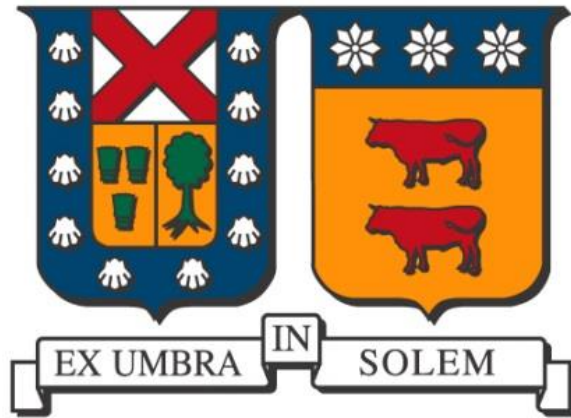


UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAÍSO - CHILE



***“ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE PUENTES CHILENOS CON AISLACIÓN
SÍSMICA UTILIZANDO ANÁLISIS NO-LINEALES”***

Memoria de titulación presentada por

BLAS IGNACIO ZLATAR REYES

Como requisito para optar al título de

INGENIERO CIVIL

Profesor Guía

RAMIRO BAZÁEZ GALLARDO

Marzo de 2019

AGRADECIMIENTOS

Primero quisiera agradecer al profesor Ramiro Bazaez por darme la oportunidad de aprender y guiarme a lo largo de este trabajo. Y a todas las personas que aportaron a mi etapa de formación como ingeniero.

Un gran agradecimiento a mis compañeros por las contables horas de estudio y buenos momentos a lo largo de mi paso por la carrera. A todos los amigos que hice durante esta etapa, que me mostraron que la amistad y el compartir son elementos tan importantes como el estudio en la vida universitaria.

A mi familia, por siempre estar presentes en todo momento. Con el tiempo me he dado cuenta de que la unidad que tenemos es uno de los mejores regalos que tengo en la vida. Un agradecimiento extra a mis abuelos, ya que no existe persona en el mundo que te cuide más que ellos.

Pero si hay que dedicarle mis logros a alguien son a: Zinnia, mi papá y mi mamá. Por siempre apoyarme en todos mis proyectos e ideas, aunque parezcan locas. Por haberme dado todo lo que alguna vez necesite e incluso más. Por criarme y formar la persona que soy hoy. Sin su apoyo y ayuda no hubiera llegado ni a la mitad del camino. Así que esto es por ustedes.

RESUMEN

Al ocurrir un terremoto de gran magnitud en un país, los gobiernos establecen un estado de emergencia con el propósito de entregar ayuda y protección a las personas afectadas. Para que esto ocurra, es de vital importancia que el país posea una red de conectividad vial en servicio permanente. En otras palabras, los elementos de una red vial deben estar diseñados de tal manera de poder resistir las demandas que genera un evento sísmico.

Uno de los elementos más importantes dentro de una red vial son los puentes, ya que éstos permiten una fácil y rápida conexión a través de zonas de terreno complejo, como ríos o valles. Existen variadas técnicas para proteger los puentes de un terremoto como el uso de disipadores de energía, fusibles estructurales o un sistema de aislación sísmica.

La aislación sísmica corresponde a un método de protección que se basa en la disminución de las demandas sísmicas en una estructura, a través del desacople de ésta con el movimiento horizontal del suelo durante un terremoto. Este desacople se logra colocando aisladores sísmicos entre la estructura principal y el movimiento horizontal del terremoto. Al permitir que la estructura se mueva durante el terremoto se logra que exista un menor traspaso de fuerzas desde el suelo a la estructura, lo cual se traduce en una disminución de la demanda sísmica en los elementos.

La presente memoria analiza el uso de aisladores sísmicos como método de protección sísmica en puentes. Para esto se realizan modelos computacionales de tres puentes chilenos aislados, ocupando el *software* SAP2000, a los cuales se les procede a realizar análisis no-lineal estático (*pushover*), y análisis no-lineal tiempo-historia, de manera de estudiar su comportamiento sísmico. Los puentes estudiados corresponden al puente Juan Soldado, el viaducto las Cruces y el puente Fiscal. Los dos primeros tienen un sistema de aislación conformado por aisladores de goma con núcleo de plomo (LRB), mientras que el sistema de aislación del puente Fiscal está compuesto de aisladores de alto amortiguamiento (HDRB).

Durante el proceso de diseño de un puente, al realizar el modelo computacional se omite la rigidez que entregan las barras sísmicas a la interfaz entre la superestructura y la subestructura. Las barras sísmicas son barras de acero que se encuentran ancladas en el hormigón de la superestructura y la infraestructura, con el propósito de evitar el levantamiento de la superestructura debido a una demanda sísmica vertical. Sin embargo, durante el estudio se encontró que omitir la rigidez de las barras sísmicas podría ser un error, ya que las barras sísmicas proveen cierta rigidez a la unión entre la superestructura y subestructura del puente, disminuyendo el desplazamiento de la superestructura, lo cual a su vez genera un aumento en la demanda sísmica en las columnas.

Por otra parte, se encuentran limitaciones para el modelo no-lineal en el *software* SAP2000, tanto en la dificultad de modelar correctamente elementos importantes, como el comportamiento cíclico de barras y topes.

Palabras Claves: *análisis no-lineal, aisladores sísmicos, protección sísmica, aislador HDRB, aislador LRB, barras sísmicas*

ABSTRACT

When there is a large magnitude earthquake in a country, the governments usually declare a state of emergency, with the goal of delivering help to those who are affected. For this to happen properly, it is of vital importance that the country has a connectivity network in service. In other words, the elements of the network must be designed to withstand the demands generated by a seismic event.

Bridges are one of the most important elements in a connectivity network. They allow easy and fast passage through areas of difficult terrain, such as rivers or valleys. There are several techniques to protect the bridges from seismic forces such as the use of energy dissipaters, structural fuses or seismic isolation.

Seismic isolation is a methodology based on decreasing the seismic demands in a structure through decoupling the structural vibration from the horizontal movement of the ground during an earthquake, while also adding energy dissipation capabilities. This decoupling is achieved through the use of seismic isolators between the main structure and the ground. By allowing the structure to move along with the earthquake, there is a lower transmission of forces from the ground to the structure, which translates into a decrease in the seismic demand in the elements.

The present thesis analyzes the use of seismic isolators as a seismic protection method for bridges. For this, three computational models of isolated bridges from Chile are made using SAP2000. Then, a static nonlinear *pushover* analysis and a dynamic nonlinear time history analysis are performed in the bridges, in order to study their seismic behavior. The studied bridges correspond to the Juan Soldado bridge, the Las Cruces viaduct and the Fiscal bridge. The first two have isolation systems consisting of lead rubber bearings (LRB), while the Fiscal bridge isolation system is composed of high damping rubber bearings (HDRB).

During the bridge design process, the numerical model usually does not consider the extra stiffness given by the seismic bars to the interface between superstructure and substructure. The seismic bars correspond to steel bars that are anchored in the concrete of the superstructure and the infrastructure, with the purpose of avoiding the lifting of the superstructure due to a vertical seismic demand. However, during the study it was observed that the omission of this stiffness can lead to major differences in response. The seismic bars stiffen the interface between the bridge superstructure and substructure, decreasing the displacement of the superstructure, which in turn generates an increase in seismic demand in the columns.

On the other hand, limitations were found for the non-linear model in SAP2000. In particular, in the difficulty of modeling important elements, such as the cyclic behavior of seismic bars and stoppers.

Keywords: *non-linear analysis, seismic isolators, seismic protection, HDRB isolator, LRB isolator, seismic bars.*

TABLA DE CONTENIDO

Agradecimientos	iii
Resumen.....	iv
Abstract	v
Índice de Figuras	viii
Índice de Tablas.....	xi
Capítulo 1 Introducción	1
1.1 Introducción General	1
1.2 Objetivo General	3
1.3 Objetivos Específicos.....	3
1.4 Estructura de la memoria de título	3
Capítulo 2 Marco Teórico	4
2.1 Aislamiento Sísmico	4
2.1.1 Principios Básicos de la Aislación Sísmica	5
2.1.2 Aislamiento Sísmico en Puentes.....	7
2.1.3 Tipos de Aisladores.....	8
2.1.4 Experiencia Nacional en el uso de Aisladores Sísmicos	12
Capítulo 3 Descripción y Modelamiento	19
3.1 Descripción de los Puentes en Estudio	19
3.1.1 Puente Juan Soldado	20
3.1.2 Puente Fiscal.....	22
3.1.3 Viaducto Las Cruces.....	24
3.2 Modelamiento de la estructura	26
3.3 Modelamiento de elementos.....	27
3.3.1 Materiales	28
3.3.2 Tablero	28
3.3.3 Viga Cabezal	30
3.3.4 Columnas.....	30
3.3.5 Fundación Cepas	38
3.3.6 Estribos.....	41
3.3.7 Topes Sísmicos	41
3.3.8 Barras Sísmicas	49

3.3.9	Aisladores	51
Capítulo 4	Análisis y Resultados	55
4.1	Análisis Modal Espectral.....	55
4.2	Análisis <i>Pushover</i>	64
4.3	Análisis Tiempo-Historia.....	70
Capítulo 5	Conclusiones.....	90
Capítulo 6	Referencias.....	93
Capítulo 7	Anexos	95
7.1	Anexo 1.....	95
7.2	Anexo 2.....	99

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Aislamiento sísmico en edificios. Fuente: http://www.chrysalis.cl/tag/aislamiento-sismico/	5
Figura 2.2: Reducción de la respuesta al aumentar el periodo de la estructura. Fuente: [6].	5
Figura 2.3: Disminución del espectro de aceleraciones debido al amortiguamiento. Fuente: [6].	6
Figura 2.4: Aislación sísmica en puentes. Fuente: [6].	7
Figura 2.5: Tipos de aisladores sísmicos. Fuente: [6].	8
Figura 2.6: Diagrama HDRB. Fuente: [7].	9
Figura 2.7: Curva de histéresis bilineal aislador (AASHTO 1999). Fuente: [6].	9
Figura 2.8: Ciclo fuerza-deformación de aisladores LDRB. Fuente: [8].	10
Figura 2.9: Ciclo fuerza-deformación de aisladores HDRB. Fuente: [8].	11
Figura 2.10: Diagrama LRB. Fuente: [6].	11
Figura 2.11: Ajuste de un modelo bilineal al ciclo fuerza-deformación de una pareja de aisladores LRB. Fuente: [8].	12
Figura 2.12: Viaducto El Salto, Viña del Mar. Fuente: [10].	13
Figura 2.13: Definición del espectro de diseño. Fuente: [8].	16
Figura 3.1: Foto puente Juan Soldado.	20
Figura 3.2: Ubicación Puente Juan Soldado.	20
Figura 3.3: Elevación travesaño apoyo estribo entrada y cepa C1 Puente Juan Soldado. Fuente: [17].	21
Figura 3.4: Elevación longitudinal Puente Juan Soldado. Fuente: [17].	21
Figura 3.5: Planta general Puente Juan Soldado. Fuente: [17].	21
Figura 3.6: Ubicación Puente Fiscal.	22
Figura 3.7: Elevación travesaño apoyo cepas Puente Fiscal. Fuente: [18].	22
Figura 3.8: Elevación longitudinal Puente Fiscal. Fuente: [18].	23
Figura 3.9: Planta general Puente Fiscal. Fuente: [18].	23
Figura 3.10: Ubicación Viaducto Las Cruces.	24
Figura 3.11: Elevación Tablero H-151 en cepa Viaducto Las Cruces. Fuente: [19].	24
Figura 3.12: Elevación longitudinal Viaducto Las Cruces. Fuente: [19].	25
Figura 3.13: Planta general Viaducto Las Cruces. Fuente: [19].	25
Figura 3.14: Modelo simplificado de un puente.	26
Figura 3.15: Sección tablero puente Las Cruces vano 2 - Section Designer SAP2000.	29
Figura 3.16: Diagrama modelamiento tablero del puente Juan Soldado.	29
Figura 3.17: Diagrama modelamiento viga cabezal del puente Juan Soldado.	30
Figura 3.18: Capacidad de deformación local de una columna. Fuente: [5].	31
Figura 3.19: Diagrama modelamiento columnas del puente Juan Soldado.	31
Figura 3.20: Secciones columnas, "Section Designer" SAP2000.	32
Figura 3.21: Posición rótula plástica. Fuente: [5].	33
Figura 3.22: Distribución de la fibra para una sección circular. Fuente: [5].	34
Figura 3.23: Discretización fibras columna circular recomendada. Fuente: [21].	35
Figura 3.24: Comparación DI SAP2000 y Memoria de cálculo de sección inferior columna C1 y C2 puente Juan Soldado.	36

Figura 3.25: Comparación DI SAP2000 y Memoria de cálculo de sección inferior columna C3 puente Juan Soldado.	36
Figura 3.26: Comparación DI SAP2000 y Memoria de cálculo [18] de sección inferior columna puente Fiscal.	37
Figura 3.27: Comparación DI SAP2000 y Memoria de cálculo [19] de sección inferior columna Viaducto Las Cruces.....	37
Figura 3.28: Modelamiento fundación flexible con capacidad de soporte lateral. Fuente: [5].....	38
Figura 3.29: Condiciones de apoyo usadas en las cepas, tanto en la memoria de cálculo como en el modelo realizado para el puente Juan Soldado.	39
Figura 3.30: Diagrama modelamiento fundación sobre pilotes.....	40
Figura 3.31: Diagrama modelamiento topes sísmicos y barras sísmicas.	41
Figura 3.32: Geometría tope intermedio. Fuente: [22].	42
Figura 3.33: Comportamiento topes sísmicos intermedios. Fuente: [22].	42
Figura 3.34: Falla tope sísmico externo por deslizamiento por corte.....	44
Figura 3.35: Comportamiento acero bajo tracción. Fuente: [23].	45
Figura 3.36: Curva comportamiento tope externo viaducto Las Cruces.....	47
Figura 3.37: Comportamiento muro espaldar. Fuente: [24].....	48
Figura 3.38: Diagrama esviaje en estribos. Fuente: [24].....	48
Figura 3.39: Comportamiento barras sísmicas. Fuente: [25].	49
Figura 3.40: Diagrama barras sísmicas. Fuente: [25].	50
Figura 3.41: Curva comportamiento de barras sísmicas para cada puente en estudio.....	51
Figura 4.1: Espectro de diseño para los puentes en estudio.	57
Figura 4.2: Diagrama de elementos con mayor demanda de momento en el puente Juan Soldado, análisis modal espectral.	61
Figura 4.3: Diagrama de elementos con mayor demanda de momento en el puente Fiscal, análisis modal espectral.....	62
Figura 4.4: Diagrama de elementos con mayor demanda de momento en el viaducto Las Cruces, análisis modal espectral.	63
Figura 4.5: Posición fuerzas ocupadas para análisis pushover según dirección de análisis.....	64
Figura 4.6: Curva análisis pushover puente Juan Soldado en dirección transversal.....	65
Figura 4.7: Curva análisis pushover puente Juan Soldado en dirección longitudinal.	65
Figura 4.8: Curva análisis pushover puente Fiscal en dirección transversal.	66
Figura 4.9: Curva análisis pushover puente Fiscal en dirección longitudinal.....	66
Figura 4.10: Curva análisis pushover viaducto Las Cruces en dirección transversal.....	67
Figura 4.11: Curva análisis pushover viaducto Las Cruces en dirección longitudinal.	67
Figura 4.12: Espectros de aceleración de diseño y provenientes de registros sísmicos.....	70
Figura 4.13: Comportamiento de histéresis de elemento link de barras sísmicas, software SAP2000.	72
Figura 4.14: Comportamiento de histéresis de elemento link de tope intermedio, software SAP2000.	72
Figura 4.15: Sistema de elementos link gap y hook usados para modelar topes sísmicos.....	73
Figura 4.16: Comparación en el tiempo para los aisladores más desplazados puente Juan Soldado, análisis tiempo historia.	74

Figura 4.17: Comparación en el tiempo para los aisladores más desplazados puente Fiscal, análisis tiempo historia.	75
Figura 4.18: Comparación en el tiempo aisladores más desplazados viaducto Las Cruces, análisis tiempo historia.	76
Figura 4.19: Desplazamiento máximo en aisladores v/s PGA y Sa(Tn), puente Juan Soldado.....	78
Figura 4.20: Desplazamiento máximo en aisladores v/s PGA y Sa(Tn), puente Fiscal.	79
Figura 4.21: Desplazamiento máximo en aisladores v/s PGA y Sa(Tn), viaducto Las Cruces.....	79
Figura 4.22: Diagrama de elementos con mayor demanda de momento puente Juan Soldado, análisis tiempo historia.	81
Figura 4.23: Comparación elementos con mayor demanda en el tiempo puente Juan Soldado, análisis tiempo historia.	82
Figura 4.24: Diagrama de elementos con mayor demanda de momento puente Fiscal, análisis tiempo historia.	83
Figura 4.25: Comparación elementos con mayor demanda en el tiempo puente Fiscal, análisis tiempo historia.	84
Figura 4.26: Diagrama de elementos con mayor demanda de momento viaducto Las Cruces, análisis tiempo historia.	85
Figura 4.27: Comparación elementos con mayor demanda en el tiempo viaducto Las Cruces, análisis tiempo historia.	86
Figura 4.28: Momento máximo en columnas v/s PGA y Sa(Tn), puente Juan Soldado.	88
Figura 4.29: Momento máximo en columnas v/s PGA y Sa(Tn), puente Fiscal.....	88
Figura 4.30: Momento máximo en columnas v/s PGA y Sa(Tn), viaducto Las Cruces.	89

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1: Puentes afectados por el terremoto del Maule 2010. Fuente: [4].....	2
Tabla 3.1: Resumen características puentes en estudio.....	19
Tabla 3.2: Comportamiento sugerido para los elementos del modelo. Fuente: [5].....	27
Tabla 3.3: Propiedades del hormigón ocupadas en modelos.....	28
Tabla 3.4: Propiedades del acero ocupadas en modelos.....	28
Tabla 3.5: Propiedades de la sección del tablero por puente.....	29
Tabla 3.6: Propiedades de la sección de las columnas por puente.....	32
Tabla 3.7: Largos rótulas plásticas por cepa y por puente.....	33
Tabla 3.8: Ventajas y desventajas por método para rótula plástica de SAP2000. Fuente: [5].	34
Tabla 3.9: Método de análisis recomendado según rotula plástica en SAP2000. Fuente: [5].....	34
Tabla 3.10: Parámetros secciones columnas para rótula plástica.	35
Tabla 3.11: Valores memoria y cálculo de la rigidez rotacional, R_y , para fundación de las cepas del puente Juan Soldado.	39
Tabla 3.12: Propiedades de la sección del encepado y de los pilotes por puente.	40
Tabla 3.13: Propiedades topes sísmicos intermedios por puente.	43
Tabla 3.14: Parámetros de elemento link para topes sísmicos intermedios - puente Juan Soldado.	43
Tabla 3.15: Parámetros de elemento link para topes sísmicos intermedios - puente Fiscal.....	43
Tabla 3.16: Parámetros de elemento link para topes sísmicos intermedios - viaducto Las Cruces.	43
Tabla 3.17: Valores iniciales para el cálculo de topes sísmicos externos viaducto Las Cruces.	46
Tabla 3.18: Valores iniciales para el cálculo de estribos.	48
Tabla 3.19: Valores de los parámetros del modelo para los estribos.	49
Tabla 3.20: Ecuaciones para la definición del comportamiento lateral de las barras sísmicas. Fuente: [25].	50
Tabla 3.21: Parámetros iniciales de las barras sísmicas por puente.....	50
Tabla 3.22: Puntos curva comportamiento de barras sísmicas para modelo por puente.....	50
Tabla 3.23: Rigidez efectiva para los aisladores del puente Juan Soldado.	51
Tabla 3.24: Rigidez efectiva para los aisladores del puente Fiscal.....	52
Tabla 3.25: Rigidez efectiva para los aisladores del viaducto Las Cruces.	52
Tabla 3.26: Propiedades Aisladores LRB. Fuente: [17] [19].	53
Tabla 3.27: Propiedades no-lineales para los aisladores del modelo puente Juan Soldado.	53
Tabla 3.28: Propiedades no-lineales para los aisladores del modelo puente Fiscal.....	54
Tabla 3.29: Propiedades no-lineales para los aisladores del modelo viaducto Las Cruces.	54
Tabla 4.1: Factores de peso para modelo por puente.	55
Tabla 4.2: Comparación de los periodos fundamentales para el puente Juan Soldado.	56
Tabla 4.3: Comparación de los periodos fundamentales para el puente Fiscal.	56
Tabla 4.4: Comparación de los periodos fundamentales para el viaducto Las Cruces.	56
Tabla 4.5: Amortiguamiento viscoso equivalente por dirección y puente.	58
Tabla 4.6: Desplazamiento relativo aisladores para el puente Juan Soldado, análisis modal espectral.....	59
Tabla 4.7: Desplazamiento relativo aisladores para el puente Fiscal, análisis modal espectral.....	59

Tabla 4.8: Desplazamiento relativo aisladores para el viaducto Las Cruces, análisis modal espectral.	60
Tabla 4.9: Fluencia columnas por puente.	60
Tabla 4.10: Columnas con mayor demanda en puente Juan Soldado, análisis modal espectral.	61
Tabla 4.11: Columnas con mayor demanda en puente Fiscal, análisis modal espectral.	62
Tabla 4.12: Columnas con mayor demanda en viaducto Las Cruces, análisis modal espectral.	63
Tabla 4.13: Registros sísmicos utilizados para los análisis tiempo historia.	71
Tabla 4.14: Dirección y registro por caso.	71
Tabla 4.15: Aisladores con mayor desplazamiento relativo puente Juan Soldado, análisis tiempo historia.	74
Tabla 4.16: Aisladores con mayor desplazamiento relativo puente Fiscal, análisis tiempo historia.	75
Tabla 4.17: Aisladores con mayor desplazamiento relativo Viaducto Las Cruces, análisis tiempo historia.	76
Tabla 4.18: Comparación desplazamiento aisladores análisis modal espectral y analisis tiempo-historia.	77
Tabla 4.19: Elementos columnas con mayor demanda puente Juan Soldado, análisis tiempo historia.	81
Tabla 4.20: Elementos columnas con mayor demanda puente Fiscal, análisis tiempo historia.	83
Tabla 4.21: Elementos columnas con mayor demanda viaducto Las Cruces, análisis tiempo historia.	85
Tabla 4.22: Comparación mayores demandas en columnas análisis modal espectral y analisis tiempo-historia.	87
Tabla 7.1: Coeficientes horizontales del suelo según profundidad por cepa en puente Fiscal usados en el modelo. Fuente: [18].	95
Tabla 7.2: Coeficientes horizontales del suelo según profundidad para cepa 1 en viaducto Las Cruces usados en el modelo. Fuente: [19].	96
Tabla 7.3: Coeficientes horizontales del suelo según profundidad para cepa 2 en viaducto Las Cruces usados en el modelo. Fuente: [19].	97
Tabla 7.4: Coeficientes horizontales del suelo según profundidad para cepa 3 en viaducto Las Cruces usados en el modelo. Fuente: [19].	98
Tabla 7.5: Modos de vibrar ocupados para el análisis modal espectral del puente Juan Soldado sin barras.	99
Tabla 7.6: Modos de vibrar ocupados para el análisis modal espectral del puente Juan Soldado con barras.	99
Tabla 7.7: Modos de vibrar ocupados para el análisis modal espectral del puente Fiscal sin barras.	100
Tabla 7.8: Modos de vibrar ocupados para el análisis modal espectral del puente Fiscal con barras.	100
Tabla 7.9: Modos de vibrar ocupados para el análisis modal espectral del viaducto Las Cruces sin barras.	101
Tabla 7.10: Modos de vibrar ocupados para el análisis modal espectral del viaducto Las Cruces con barras.	101

Capítulo 1 INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN GENERAL

La costa de Chile se ubica sobre la convergencia de la placa tectónica de Nazca y placa Sudamericana. La tasa de convergencia de estas placas es de alrededor de 8 cm por año, lo cual hace que Chile sea uno de los países con mayor actividad sísmica del mundo. Debido a esto, es de suma importancia que nuestro país se mantenga en la vanguardia del diseño sísmico de estructuras, de manera de prevenir futuras catástrofes. Una de las formas de revisar y actualizar las especificaciones de diseño es, luego de cada terremoto, analizar el comportamiento que tuvieron las estructuras durante el terremoto y ver las fallencias que existen.

El día 27 de febrero del año 2010 ocurrió en Chile uno de los terremotos de mayor impacto en los últimos años. Sucedió en la región del Maule, en el mar frente a la localidad de Cobquecura. Fue un terremoto subductivo con una magnitud de momento (M_w) de 8.8 según el *United States Geological Survey (USGS)*. Se confirmaron 525 víctimas, entre las cuales 158 se debieron a un tsunami que se produjo posteriormente. Las pérdidas estimadas por el gobierno fueron alrededor de US\$30 mil millones, lo cual representa un costo aproximado del 18% del PIB del país [1].

Luego del terremoto del 2010, quedó claro que era necesario realizar una revisión de las normas sísmicas e incorporar en ellas elementos que aseguren la continuidad de operaciones de las estructuras, en especial de la red de vialidad urbana e interurbana, de manera de asegurar conectividad en un estado de emergencia. La falta de conectividad se vio reflejada al interrumpirse de forma momentánea el transporte en la zona centro sur del país. Esto significó pérdidas considerables de producción debido a retrasos en la llegada de productos a destino, y un alto costo debido a reparaciones [2].

Una de las estructuras fundamentales de una red vial son los puentes. El terremoto generó el colapso de pocos, pero importantes puentes (300 puentes dañados y 20 colapsos [3]). Las principales razones del colapso se debieron a la eliminación de las vigas travesaño o diafragmas de los tableros y al uso de topes sísmicos débiles. Aunque el número de fallas fue bajo, quedan numerosos puentes que poseen un diseño deficiente, lo cual puede inducir el colapso en futuros terremotos [1].

Los daños en puentes fueron catalogados como los casos de mayor impacto dentro de los perjuicios establecidos por la Dirección de Vialidad (Tabla 1.1). Entre los puentes más afectados se encuentra el puente Lo Gallardo, en la región de Valparaíso y los puentes Juan Pablo II y Llacolén en la región del Biobío. Donde estos últimos, afectaron drásticamente la conectividad urbana en Concepción.

Existen numerosas técnicas para disminuir las demandas que se generan en los miembros principales de una estructura debido a eventos sísmicos, como el uso de sistemas de disipación de energía, fusibles estructurales y aislación sísmica. Este último método, se basa en colocar dispositivos que permitan aislar la estructura principal del movimiento horizontal del suelo. La

aislación permite disminuir la rigidez global de la estructura, con el fin de aumentar su período de vibración, y en consecuencia disminuir la demanda sísmica en sus elementos estructurales.

Tabla 1.1: Puentes afectados por el terremoto del Maule 2010. Fuente: [4]

Región	N° de puentes afectados
Valparaíso	14
Metropolitana	15
Libertador General Bernardo O'Higgins	27
Maule	88
Biobío	41
Araucanía	24

En un puente, el aislamiento sísmico pretende desacoplar la superestructura con el movimiento horizontal del sismo. Esto se logra colocando aisladores entre la superestructura y la subestructura del puente, lo cual se traduce en una reducción drástica de las fuerzas inerciales que se transmiten de la estructura superior a la inferior durante un sismo.

A pesar de que en nuestro país existen puentes con aislación sísmica, como por ejemplo el Viaducto El Salto, no es un sistema que se haya masificado en su totalidad, pero está en proceso de crecimiento.

Debido a lo anterior, la presente memoria plantea el estudio de tres puentes chilenos que poseen sistemas de aislación sísmica. El estudio se realizará considerando las propiedades no-lineales de los materiales y componentes estructurales de manera de representar de forma más detallada el comportamiento de los puentes.

1.2 OBJETIVO GENERAL

El objetivo principal de esta memoria es evaluar el comportamiento sísmico de puentes chilenos con aislación sísmica, utilizando análisis no-lineales.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Recolectar información sobre el uso y funcionamiento de los sistemas de aislación sísmica en puentes y su empleo en Chile.
- Estimar el comportamiento no-lineal de los puentes utilizando modelos computacionales mediante el software SAP2000 y verificándolos con los resultados mostrados en las memorias de cálculo.
- Estudiar la respuesta de los puentes, realizando un análisis modal espectral.
- Estudiar la respuesta de los puentes, realizando un análisis estático no-lineal (*pushover*), en dirección transversal y longitudinal.
- Estudiar la respuesta de los puentes, realizando un análisis dinámico no-lineal (tiempo-historia), ocupando registros sísmicos reales en las direcciones horizontales longitudinal y transversal del puente de forma simultánea.
- Comparar los resultados obtenidos a partir de los distintos análisis, en términos de desplazamientos en los aisladores y demanda en las columnas.
- Concluir sobre el comportamiento sísmico de los puentes estudiados.

1.4 ESTRUCTURA DE LA MEMORIA DE TÍTULO

- **Capítulo 1 Introducción:** Se presenta el problema que se busca estudiar, su importancia, cómo se realiza el estudio y los objetivos a cumplir.
- **Capítulo 2 Marco Teórico:** Se presenta una visión global de los fundamentos de la protección sísmica a base de aisladores, focalizándose principalmente en las características de los aisladores que se encuentran en los puentes estudiados. También se presenta una breve exposición de la historia de la aislación en Chile y su estado actual, en términos de normativas.
- **Capítulo 3 Descripción y Modelamiento:** Se presentan las características principales de los puentes estudiados y la caracterización de los elementos y materiales usados en los modelos computacionales.
- **Capítulo 4 Análisis y Resultados:** Se presentan los tipos de análisis que se le aplican a los modelos realizados, se muestran los resultados y se comparan entre ellos.
- **Capítulo 5 Conclusiones:** Se presentan conclusiones y comentarios sobre el trabajo realizado, como también proposiciones para investigaciones futuras.

Capítulo 2 MARCO TEÓRICO

En un terremoto, la energía de tensión acumulada en las placas tectónicas de la tierra se libera y se transmite a la superficie y a las estructuras presentes en ella en forma de movimiento. Debido a este movimiento, las estructuras se ven afectadas por demandas de desplazamientos de gran amplitud, las que en la mayoría de los casos controlan el diseño de dichas estructuras. Por razones de costos, los métodos tradicionales de diseño permiten que las estructuras presenten cierto nivel de daño durante un terremoto, de manera de disipar energía y prevenir el colapso. Este método de diseño no es ideal, ya que conlleva realizar reparaciones complejas, las cuales pueden dificultar la continuidad de operaciones de la estructura y generan costos económicos considerables, más aún, considerando que se deben realizar luego de cada evento sísmico. Además, dependiendo de la magnitud del terremoto, estos daños pueden llegar a ser irreparables, lo que no permitiría la continuidad de uso y operación de la obra.

De manera de reducir el daño que se genera en las estructuras debido a la acción de un terremoto, se han desarrollado diversos sistemas de protección sísmica. Estos sistemas tienen como función principal generar una reducción de las demandas sísmicas en la estructura durante un terremoto, lo cual ayuda a prevenir el daño de los elementos estructurales e incluso simplificar su diseño.

En este capítulo se procederá a describir uno de estos sistemas de protección, el aislamiento sísmico. Se discutirá sobre su uso y funcionamiento, poniendo énfasis en su integración al diseño de obras de vialidad, como puentes y viaductos. A continuación, se procederá a explicar de forma más detallada los tipos de aislación que se encuentran en los puentes estudiados, junto con el desarrollo y uso en el tiempo de este método de protección en Chile, y sobre las normativas vigentes que se aplican a él.

2.1 AISLAMIENTO SÍSMICO

Corresponde a una técnica de protección sísmica que logra reducir el efecto de un sismo en una estructura. El aislamiento desacopla físicamente, en cierta medida, una estructura del movimiento horizontal que genera un terremoto, lo cual produce una reducción considerable de las aceleraciones y desplazamientos que se generan en ella. El desacople se logra colocando aisladores sísmicos entre la estructura principal y el movimiento horizontal, por ejemplo, entre la estructura de un edificio y su base (Figura 2.1). Estos aisladores tienen la particularidad de proveer un comportamiento flexible en su deformación horizontal y un comportamiento rígido en la vertical. Esto permite que el aislador pueda deformarse considerablemente en sus direcciones horizontales, sin provocar problemas de balanceo de la estructura durante el terremoto. Al concentrar la mayor parte de los desplazamientos, los aisladores reducen las deformaciones y fuerzas internas en el resto de la estructura, disminuyendo considerablemente su daño [6].

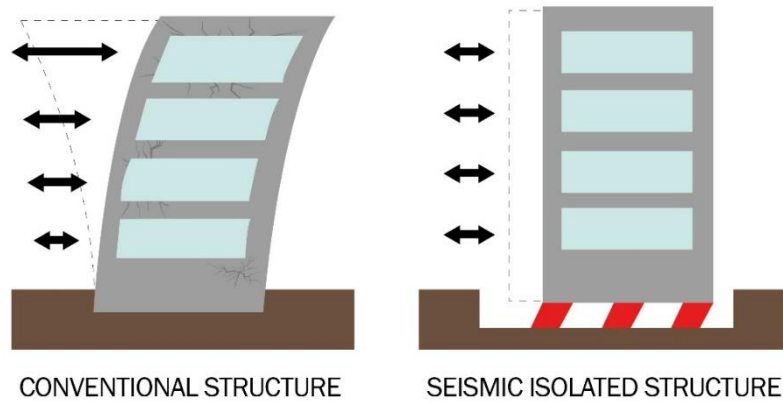


Figura 2.1: Aislamiento sísmico en edificios. Fuente: <http://www.chrysalis.cl/tag/aislamiento-sismico/>

2.1.1 Principios Básicos de la Aislación Sísmica

El funcionamiento de este sistema de protección sísmica se basa en ciertos principios básicos [6], los cuales en su conjunto proveen al sistema las propiedades especiales necesarias para el comportamiento previamente descrito.

2.1.1.1 Flexibilidad

La baja rigidez horizontal del aislador tiene como función aumentar el periodo fundamental de la estructura, llevándola a la zona de baja energía del sismo. Este cambio en las propiedades dinámicas de la estructura implica una disminución drástica de las demandas de aceleración en la estructura principal, como se muestra en la Figura 2.2.

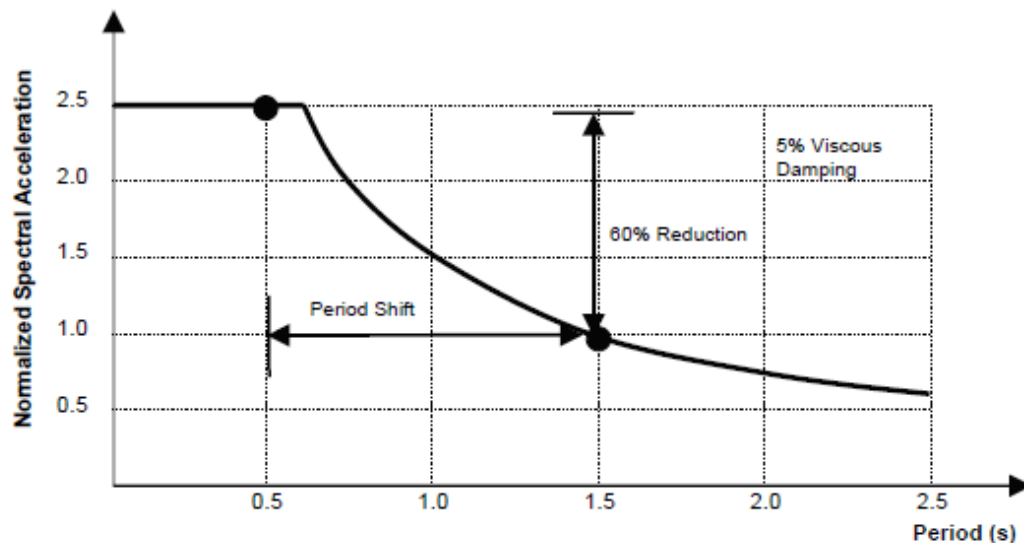


Figura 2.2: Reducción de la respuesta al aumentar el periodo de la estructura. Fuente: [6].

2.1.1.2 Disipación de Energía

La gran flexibilidad horizontal del aislador reduce las fuerzas sísmicas que se generan en la estructura principal, a cambio de un mayor desplazamiento de ésta. Por ello, la mayoría de los sistemas de aislación incluyen un mecanismo de disipación de energía con el fin de limitar los desplazamientos a un nivel aceptable. Esto también implica una disminución de la energía sísmica que entra a la estructura, energía que en sistemas convencionales se logra disipar a través del daño de ciertos elementos estructurales y no estructurales. Este aumento en la capacidad de disipar energía se traduce en un aumento del amortiguamiento de la estructura aislada, la cual, sumada al aumento del periodo de la estructura, disminuye aún más las demandas de aceleración de la estructura principal (Figura 2.3).

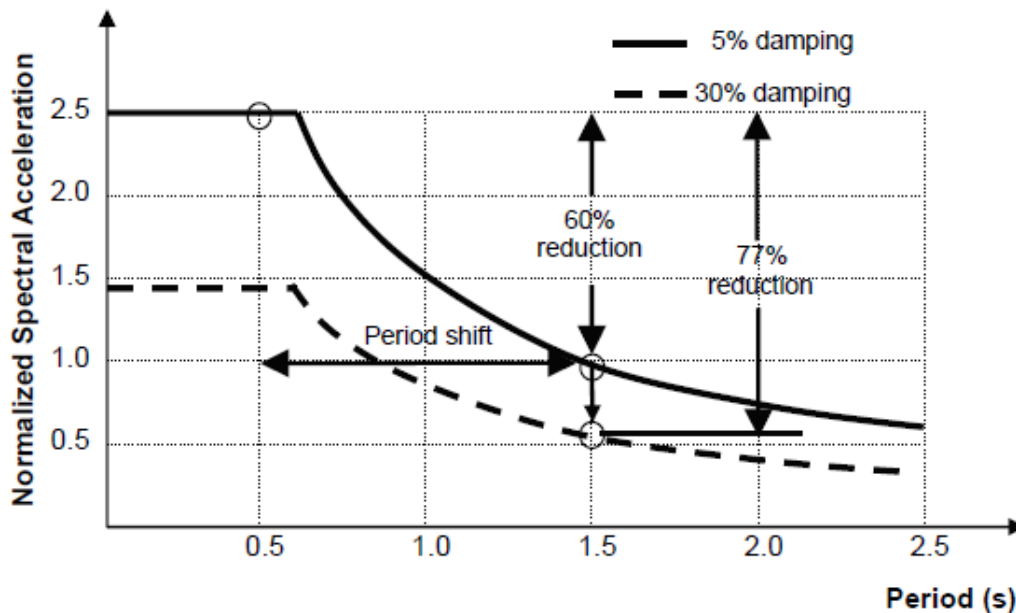


Figura 2.3: Disminución del espectro de aceleraciones debido al amortiguamiento. Fuente: [6].

2.1.1.3 Rigidez bajo Carga de Servicio

El sistema se basa en la idea de disminuir la demanda de la estructura a través de la gran capacidad de deformación de los aisladores. Sin embargo, para mantener el funcionamiento de la estructura, esta deformación solo debe ocurrir en el caso de que la estructura se vea sometida a un terremoto. La gran flexibilidad lateral puede generar movimientos inaceptables en la estructura principal bajo cargas de servicio, como viento o tránsito. Es por esto, que los aisladores deben poseer suficiente rigidez para no entrar en fluencia y generar desplazamientos de gran magnitud bajo este tipo de cargas. El comportamiento ideal que se espera de los aisladores sísmicos es que solo entren en fluencia bajo cargas sísmicas, y el resto del tiempo se comporten lo más posible como una estructura rígida.

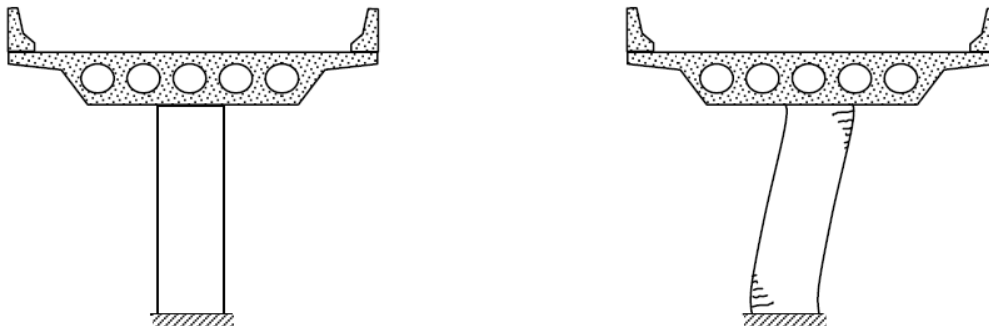
2.1.2 Aislamiento Sísmico en Puentes

En un puente, los elementos estructurales que reciben mayores demandas sísmica son los de la subestructura, y en mayor grado, las columnas de las cepas. Debido a su gran importancia estructural y a la dificultad de reparar tanto columnas como fundaciones, es sumamente relevante prevenir su daño.

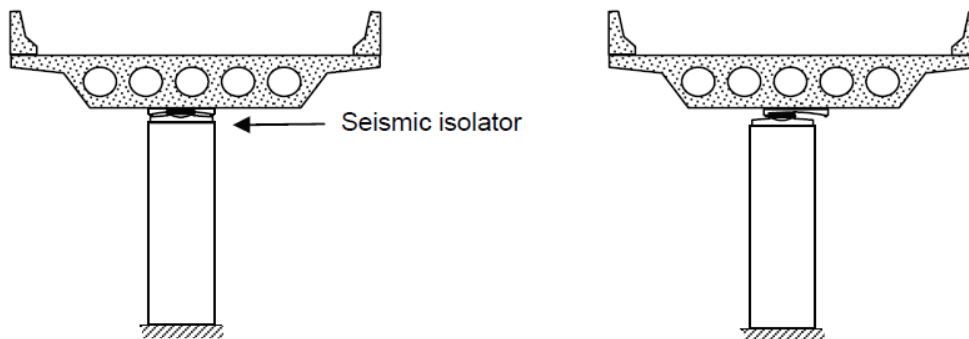
El aislamiento sísmico en un puente pretende desacoplar la superestructura con el movimiento horizontal del sismo. Esto se logra colocando aisladores entre la superestructura y la subestructura del puente (Figura 2.4), lo cual se traduce en una reducción drástica de las fuerzas que se transmiten de la estructura superior (superestructura) a la inferior (subestructura) durante un sismo.

Para el caso de la aislación en puentes, el aislador debe cumplir con las siguientes características y propósitos [6]:

1. **Flexibilidad**, con el propósito de aumentar el periodo de vibración del puente y reducir las fuerzas y desplazamientos que se generan en la subestructura.
2. **Disipación de energía**, con el fin de limitar el desplazamiento relativo entre la subestructura y superestructura.
3. **Rigidez**, de manera de que el aislador pueda resistir las cargas de servicio (tráfico) y los efectos externos (viento).



(a) Conventional bridge where deformation occurs in substructure.



(b) Seismically isolated bridge where deformation occurs in the isolator.

Figura 2.4: Aislación sísmica en puentes. Fuente: [6].

2.1.3 Tipos de Aisladores

Los aisladores sísmicos más comunes y usados en puentes se clasifican en dos categorías [6]:

- **Elastoméricos:** Se construyen a base de láminas de caucho reforzadas con acero (*Low Damping Rubber Bearing*, LDRB y *High Damping Rubber Bearing*, HDRB). También se les puede agregar un núcleo de plomo para aumentar la disipación de energía (*Lead Rubber Bearing*, LRB (Figura 2.5, Izquierda)).
- **Deslizantes:** Se basan en la fricción entre superficies para disipar energía (*Friction Pendulum Bearing*, FPS (Figura 2.5, Derecha) y *Earthquake Bearing*, EQS).

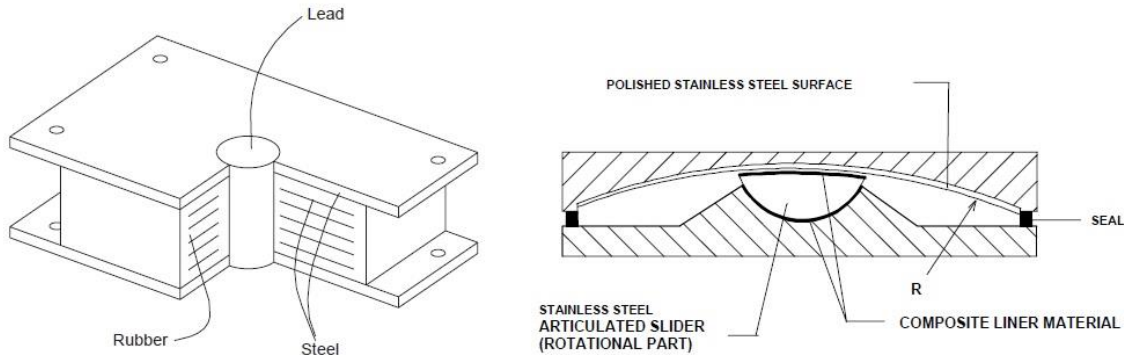


Figura 2.5: Tipos de aisladores sísmicos. Fuente: [6].

Existen diferencias entre ambos tipos de aisladores. Cada uno tiene su comportamiento óptimo bajo ciertas circunstancias, por esto es importante a la hora de elegir el tipo de aislador que se desea usar, tener en cuenta las siguientes consideraciones [6]:

- **Carga Axial:** En general los apoyos deslizantes tienen mayor capacidad.
- **Desplazamiento permitido:** Aisladores que tienen un mayor nivel de amortiguamiento generan menores desplazamientos (elastoméricos).
- **Espacio libre:** Deslizantes tienen un perfil más pequeño.
- **Cargas y efectos externos:** Existe una demanda considerable de: viento, tráfico, expansión térmica, entre otros.
- **Confiabilidad:** Mantenimiento en el tiempo, la durabilidad de las propiedades del aislador depende de los materiales con los que está hecho.

2.1.3.1 Aisladores Elastoméricos

Estos aisladores se construyen a base de capas de caucho adheridas a placas de acero, las cuales se intercalan horizontalmente en su altura, para luego recubrir todo con otra capa de caucho. Se colocan placas de metal en el extremo superior e inferior para poder sujetar el aislador a los elementos estructurales (Figura 2.6). La combinación de estos elementos le da una gran resistencia y rigidez vertical al aislador, una rigidez suficiente para las cargas laterales de servicio y la capacidad de fluir solo bajo cargas sísmicas, entregándole una gran flexibilidad lateral.

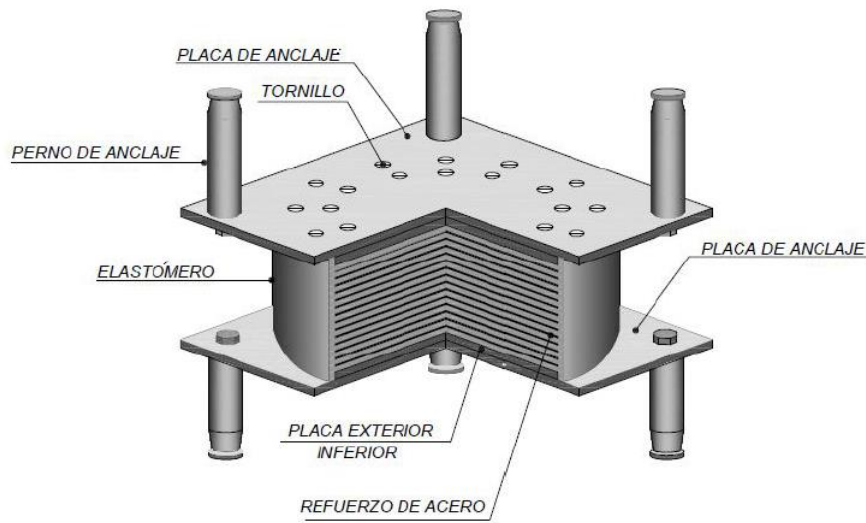


Figura 2.6: Diagrama HDRB. Fuente: [7].

Las capas de caucho son las responsables de otorgar la flexibilidad horizontal al aislador, mientras que el acero le entrega rigidez y capacidad de carga vertical. El recubrimiento de caucho se coloca con la intención de ayudar a proteger el acero y el caucho de los efectos ambientales. Se ocupa caucho, ya que este elemento tiene la capacidad de poder mantener, en gran medida, su elasticidad bajo grandes deformaciones.

La relación de fuerza-deformación para efectos de diseño puede modelarse aproximadamente como una curva bilineal [6], la cual para estados de carga bajos es caracterizada por una rigidez lateral elástica (K_u). Sin embargo, frente a una demanda sísmica, se espera que la fuerza en el aislador sobrepase su punto de fluencia (F_y). Al fluir el aislador aumenta drásticamente su deformación, disminuyendo su rigidez (K_d). Se puede asumir un comportamiento efectivo (K_{eff}) a partir de la deformación y fuerza máxima admisible por el aislador, de manera de simplificar el comportamiento para un análisis lineal (Figura 2.7).

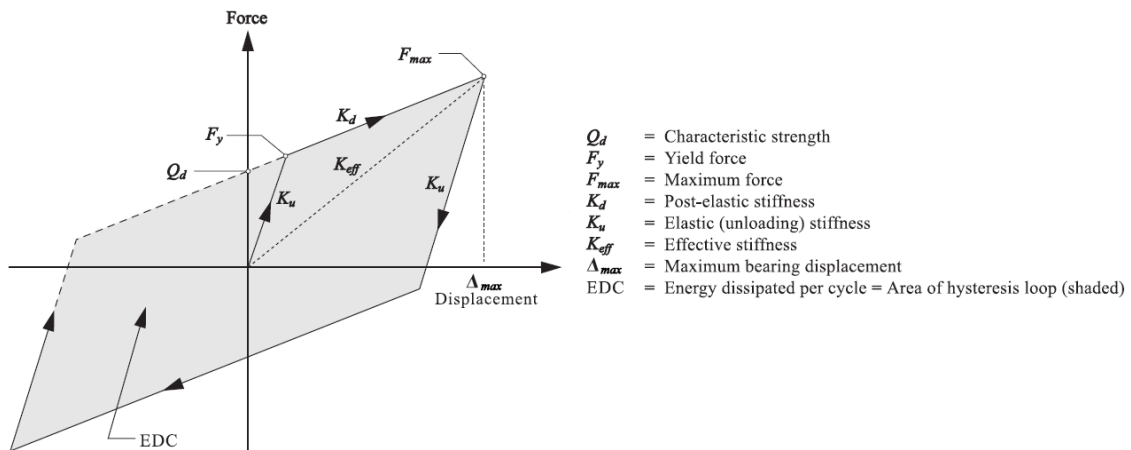


Figura 2.7: Curva de histéresis bilineal aislador (AASHTO 1999). Fuente: [6].

Al fluir el aislador, se disminuyen las fuerzas sísmicas que son transferidas a la subestructura, pero esto genera grandes desplazamientos de la superestructura. Debido a esto, la mayoría de los sistemas de aislación incluyen un mecanismo de disipación de energía con el propósito de aumentar el amortiguamiento del puente y limitar los desplazamientos a niveles aceptables. Bajo cargas sísmicas, el aislador sufre deformaciones cíclicas las cuales se pueden modelar a través de un comportamiento de histéresis. Considerando la carga y descarga que sufre el aislador, el área gris en la Figura 2.7 corresponde a la energía disipada en un ciclo de carga. En otras palabras, a mayor área del ciclo de histéresis, mayor es la disipación de energía que tiene el sistema.

2.1.3.2 Aisladores Elastoméricos de bajo amortiguamiento (Low Damping Rubber Bearing, LDRB)

Los LDRB en general tienen un comportamiento prácticamente lineal-elástico a bajas deformaciones y lineal-viscoso a grandes deformaciones (Figura 2.8). Su amortiguamiento es generalmente menor que un 7% [8]. Según la norma europea de diseño, su comportamiento debería ser representado como un elemento elástico lineal [9], lo cual dejaría al sistema de aislación del modelo sin disipación de energía.

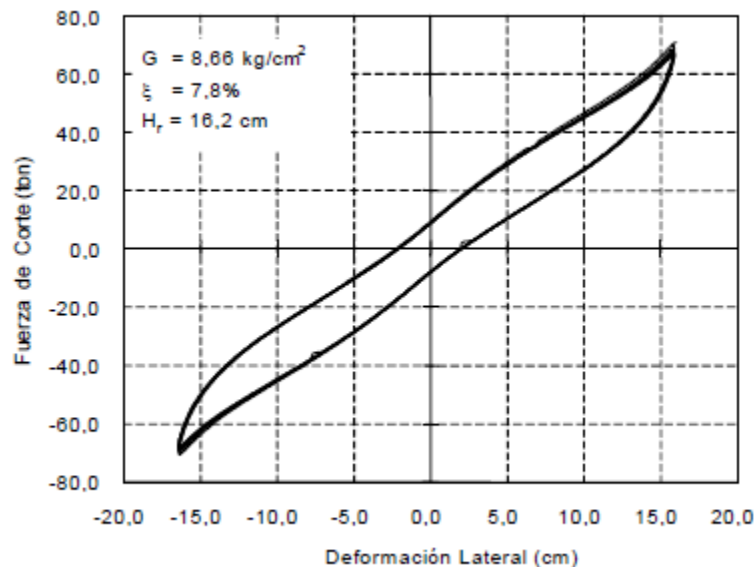


Figura 2.8: Ciclo fuerza-deformación de aisladores LDRB. Fuente: [8].

2.1.3.3 Aisladores Elastoméricos de alto amortiguamiento (High Damping Rubber Bearing, HDRB)

De manera de aumentar la disipación de energía que se genera en un aislador de goma, se ocupa un caucho de alto amortiguamiento (*High Damping Rubber*), el cual posee un comportamiento no lineal. Esto le entrega al aislador, la capacidad de fluir y generar una curva de histéresis más grande que los LDRB (Figura 2.9), pudiendo liberar energía suficiente para controlar los desplazamientos [6].

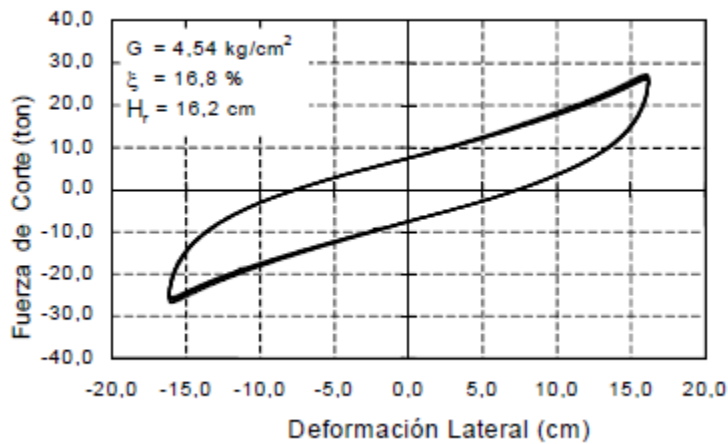


Figura 2.9: Ciclo fuerza-deformación de aisladores HDRB. Fuente: [8].

Estos aisladores alcanzan típicamente entre un 10% y 20% de amortiguamiento para deformaciones angulares bajas [8]. Según la norma europea, su comportamiento debería ser representado como un elemento con un ciclo de histéresis elástico lineal [9]. El valor de fluencia y rigidez post-elástica a usar para el diseño se determina a través de curvas de histéresis generadas por ensayos de laboratorio.

Existe cierta incertidumbre sobre el comportamiento de estos aisladores lo cual ha limitado su uso en puentes. A modo de reemplazo, en Estados Unidos se ocupan sistemas compuestos por LDRB con un sistema externo de disipación de energía, de manera de compensar el bajo amortiguamiento de estos aisladores [6].

2.1.3.4 Aisladores Elastoméricos con núcleo de plomo (Lead Rubber Bearings, LRB)

Consisten en aisladores LDRB que poseen un núcleo cilíndrico de plomo con el propósito principal de aumentar la disipación de energía durante los desplazamientos laterales (Figura 2.10).

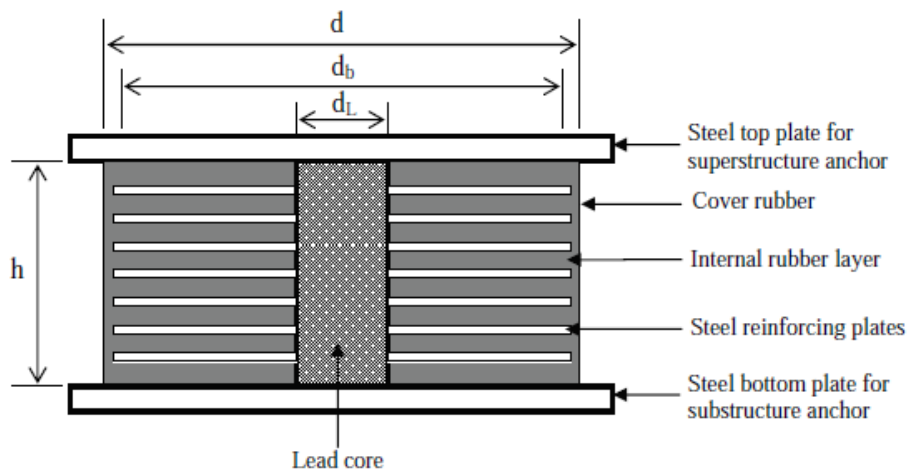


Figura 2.10: Diagrama LRB. Fuente: [6].

Bajo deformaciones laterales, el plomo se deforma en estado de corte puro y fluye, entregándole al aislador una alta capacidad de deformación bajo cargas sísmicas. Debido a que el plomo se recristaliza a temperatura ambiente, su fluencia reiterada no produce fallas por fatiga, a diferencia de los HDRB [8]. Aunque el propósito principal del núcleo sea la disipación de energía, éste también le entrega al aislador rigidez horizontal bajo cargas de servicio y permite un desarrollo lento de las cargas generadas por expansión térmica. Las placas de acero que poseen los aisladores le entregan confinamiento al núcleo de plomo, lo cual se traduce en un aumento de la resistencia y rigidez vertical del aislador [6].

Tanto la norma europea como la chilena, establecen que el comportamiento debería modelarse como un elemento con histéresis bilineal (Figura 2.11) [9] [8]. La fluencia del aislador queda controlada por la fluencia al corte del núcleo de plomo y su rigidez post-fluencia por el comportamiento de las láminas de caucho.

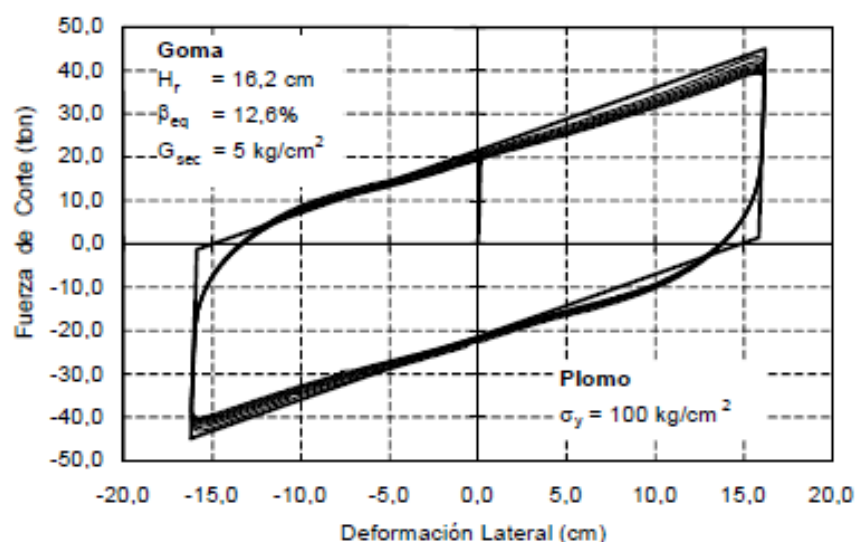


Figura 2.11: Ajuste de un modelo bilineal al ciclo fuerza-deformación de una pareja de aisladores LRB. Fuente: [8].

Entre los aisladores elastoméricos existentes, los LRB son el sistema de aislación más ocupado en puentes [6].

2.1.4 Experiencia Nacional en el uso de Aisladores Sísmicos

2.1.4.1 Desarrollo en el Tiempo

El uso de aisladores sísmicos en Chile comienza en 1992 con la construcción del Edificio Comunidad Andalucía en Santiago. Este se construyó con el fin de fomentar la aislación sísmica de base como herramienta de protección sísmica en el país. La estructura aislada correspondía a un edificio habitacional de albañilería de cuatro pisos, el cual se colocó sobre seis aisladores de goma de alto amortiguamiento (HDRB). Adicionalmente, se construyó un edificio similar, pero colocado directamente sobre los cimientos. Ambas estructuras se instrumentaron de manera de poder estudiar el comportamiento del sistema de aislación [10].

Los buenos resultados del comportamiento del Edificio Comunidad Andalucía, impulsó el uso de este sistema para otros tipos de estructuras. En 1996 se llevó a cabo la primera obra de infraestructura vial con aislación sísmica en el país, el viaducto el Salto, en Viña del Mar (Figura 2.12). La estructura tiene una longitud de 383 metros y un sistema de tablero continuo, formado por vigas metálicas, las cuales se apoyan sobre 36 aisladores de goma de alto amortiguamiento (HDRB) distribuidos entre dos estribos y siete cepas. También se instaló una red de acelerógrafos, que permiten monitorear en forma permanente el comportamiento dinámico de la estructura, con el propósito de estudiar la respuesta del sistema de aislación [10].

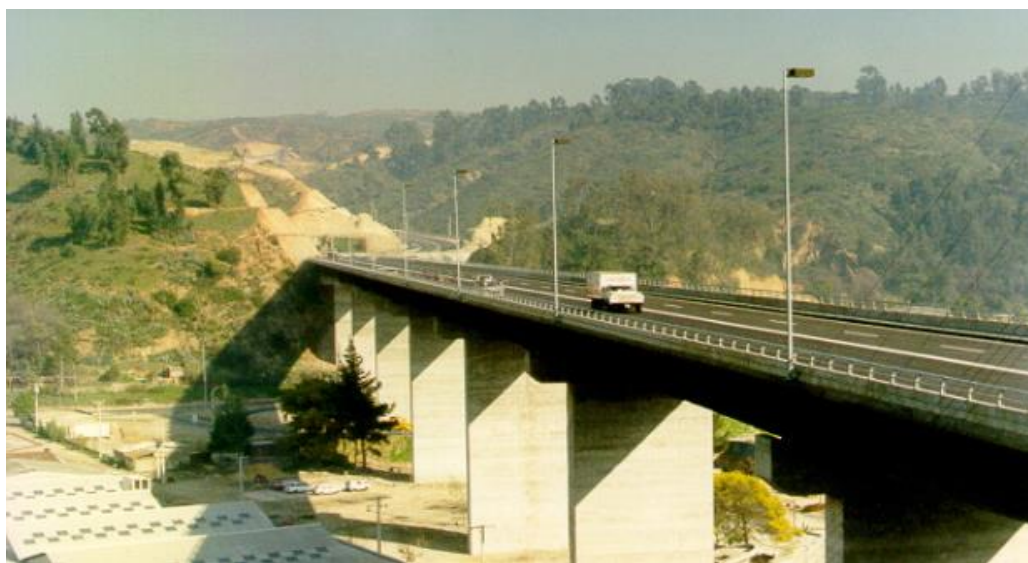


Figura 2.12: Viaducto El Salto, Viña del Mar. Fuente: [10].

Entre los años 1996-1999 se desarrolla el proyecto Fondef “Desarrollo, Fabricación, Ensayo e Implementación de Sistemas Innovativos para la Reducción de Vibraciones” (D961-1008). En el cual se inicia y coordina el estudio de la norma chilena NCh2745.Of2003 “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica” [11].

Con el paso del tiempo, los sistemas de aislación comienzan a ser ocupados como método de protección para distintas estructuras, como la Clínica San Carlos de Apoquindo en el 2001, muelle de Coronel en el 2009, estanque en Mejillones en el 2012 y hasta casas particulares [11].

Actualmente, se estima que existen alrededor de 150 estructuras aisladas sísmicamente en el país. Entre las estructuras que cuentan con un sistema de aislación de base, se encuentran hospitales y centros de salud, escuelas, museos, templos, salas de control, data centers, instalaciones y equipos industriales, estanques, puentes, muelles, y edificios de oficinas y residenciales. En Chile, se han implementado sistemas de aislación basados en tecnologías de gomas naturales con y sin núcleo de plomo y aisladores de péndulos friccionales dobles y triples [12].

Entre los puentes aislados existentes, además del viaducto el Salto, se encuentran el puente Juan Soldado y puente Fiscal en la región de Coquimbo, viaducto Américo Vespucio en la región Metropolitana, puente Confluencia, viaducto Alcaparrosa, viaducto Los Bosques, viaducto La Paula, viaducto El Durazno y viaducto Tes en la región de O’Higgins, puente Ramadillas y viaducto Las Cruces en la región del Bio Bio.

2.1.4.2 Comportamiento Estructuras Aisladas Terremoto 2010

En general, durante el terremoto del 2010, los edificios y hospitales aislados tuvieron un buen comportamiento bajo cargas sísmicas. Sin embargo, la mayoría de estas estructuras se encuentra en Santiago y Viña del Mar, lejos de las zonas más afectadas. Por otra parte, los registros obtenidos de los edificios gemelos en la Comunidad Andaluía permitieron confirmar el grado de reducción de la demanda sísmica y la efectividad de los sistemas de aislación [1].

En el caso del Viaducto El Salto, la red de acelerógrafos que tiene la estructura, permitió estudiar el comportamiento de este sistema bajo la acción del terremoto. El análisis entregó que, durante el sismo, los periodos fundamentales del puente variaron entre 2,38 a 2,50 segundos y 2,17 a 2,38 segundos, con un amortiguamiento de 10,7% y 13,4% del amortiguamiento crítico, en dirección longitudinal y transversal, respectivamente. Estos periodos son mayores que los generados en el puente por sismos moderados, pero cercanos a los valores obtenidos en fase de diseño [13].

2.1.4.3 Normativa en Chile

Hoy en día no existe en Chile una normativa que regularice específicamente el diseño sísmico de puentes con aislación sísmica, sino que se basa el diseño en la norma AASHTO y las especificaciones mostradas en el Manual de Carreteras. Debido a ello, primero se hace una revisión a la normativa sísmica y de aislación actual de edificios, para conocer el contexto de este tipo de normativas, y luego a los documentos que se ocupan normalmente en la práctica en Chile para el diseño sísmico de puentes.

Como el comportamiento no lineal de los aisladores es la razón principal de la reducción de las demandas sísmicas, vale la pena investigar sobre lo que la normativa indica con respecto a la caracterización de los elementos del sistema estructural completo y los tipos de análisis que se deben realizar a una estructura aislada.

2.1.4.3.1 NCh433Of.1996 “Diseño Sísmico de Edificios” y el Decreto Supremo DS61 del 2011

Es la norma que rige el diseño sísmico de edificios en la actualidad. Esta norma establece los requisitos generales para el diseño sísmico de edificios, exigencias que deben cumplir equipos y otros elementos secundarios de edificios y también se incluyen recomendaciones sobre la evaluación del daño que produce un sismo y su reparación. La norma está orientada a lograr que las estructuras:

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

El decreto supremo DS61 fue incorporado a la normativa con la intención de agregar la información obtenida durante el terremoto del 2010. Sus principales cambios fueron [14]:

- Una nueva clasificación dinámica del suelo, generando mejor información acerca de los mismos y su influencia en las estructuras.
- Estableció cambios para las condiciones de diseño de edificios, en cuanto a sus solicitaciones.

- Estableció una recalibración de las evaluaciones para edificios de hormigón armado, en lo que se refiere al desplazamiento de techo y su consecuente influencia en los criterios de confinamiento de los muros.

Con relación al modelo a utilizar para la determinación de la demanda sísmica, la normativa establece que éste debe tener un mínimo de tres grados de libertad (dos desplazamientos horizontales y la rotación en torno a la vertical). El modelo se debe basar en el comportamiento lineal elástico de la estructura, sin importar el análisis que se ocupe. Sin embargo, el diseño de los elementos estructurales se debe realizar usando el método especificado por la norma para cada material.

Se establecen dos posibles métodos de análisis a ocupar:

- a) Análisis estático: La acción sísmica se asume como un sistema de fuerzas.
- b) Análisis modal espectral: La acción sísmica se genera a través de un espectro de aceleraciones que se define a partir de parámetros determinados por las características del edificio y su ubicación.
- c) Análisis de respuesta en el tiempo: La acción sísmica se genera a partir de un registro sísmico.

El uso de un análisis u otro para determinar la demanda sísmica en la estructura depende de las características de la estructura y su ubicación.

Tanto la NCh433 como el decreto supremo DS61 establecen que la norma no aplica al diseño sísmico de puentes. Ninguna hace mención del uso de aisladores ni de sistemas de protección sísmica [15].

En la actualidad la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA) se encuentra en una etapa final de desarrollo de un anteproyecto para la actualización de la norma NCh433, con el objeto de reemplazar en el futuro al actual DS61 [16].

2.1.4.3.2 NCh2745Of.2013 “Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica”

Esta norma establece requisitos para el análisis y diseño sísmico de edificios con aislación sísmica. También establece requisitos para el diseño de los elementos no estructurales soportados por el edificio y los ensayos requeridos para el sistema de aislación. Esta norma, no incluye el diseño sísmico de edificios que usan disipadores de energía en la superestructura. Dentro de los puntos más importantes establecidos por la norma está que:

- Las disposiciones de la NCh433 también son obligatorias, mientras no contradigan las disposiciones establecidas en esta norma.
- El sistema resistente a fuerzas laterales y sistema de aislación se deben diseñar para resistir las deformaciones y los esfuerzos producidos por los efectos de movimiento del suelo como lo dispone la norma.

Con relación al modelo a ocupar para la determinación de la demanda sísmica, establece que éste debe ser capaz de representar los efectos de la respuesta tridimensional del sistema de aislación. Se pueden utilizar distintas metodologías para determinar la respuesta de la estructura aislada dependiendo de la complejidad del sistema, desde modelos simplificados hasta modelos tridimensionales no-lineales.

Para modelar los aisladores se permite ocupar modelos lineales o no-lineales, dependiendo del tipo de aislador. El uso de un modelo lineal equivalente para el modelamiento de los aisladores puede ser ocupado solo en el diseño de aisladores elastoméricos, ya que sus propiedades no dependen de la carga axial. Para el caso de ocupar un modelo no-lineal de los aisladores, la norma no especifica qué modelo utilizar, solo que éste sea representativo del tipo de dispositivo que ocupa el sistema.

El resto de la estructura debe modelarse igual que un edificio convencional, establecido por la NCh433 “Diseño Sísmico de Edificios”.

Dentro de los métodos de análisis que instituye la norma se encuentran:

- a) Análisis estático: La acción sísmica se asume como un sistema de fuerzas lateral equivalente.
- b) Análisis espectral: La acción sísmica se genera a través de un espectro de aceleraciones que se define a partir de parámetros determinados por las características del edificio y su ubicación.
- c) Análisis de respuesta en el tiempo: La acción sísmica se genera a partir de un registro sísmico.
- d) Espectro de diseño específico del lugar: La acción sísmica se genera a través de espectros específicos diseñados a partir de un estudio de amenaza sísmica en la ubicación de la estructura.

Los espectros utilizados incluyen el amortiguamiento que entrega el sistema de aislación a la estructura, el cual se ve reflejado en una disminución del pseudo espectro de aceleración para periodos más grandes que el periodo fundamental de la estructura aislada T_d (Figura 2.13). El uso de un análisis u otro para determinar la demanda sísmica en la estructura depende de las características de la estructura, su sistema de aislación y ubicación.

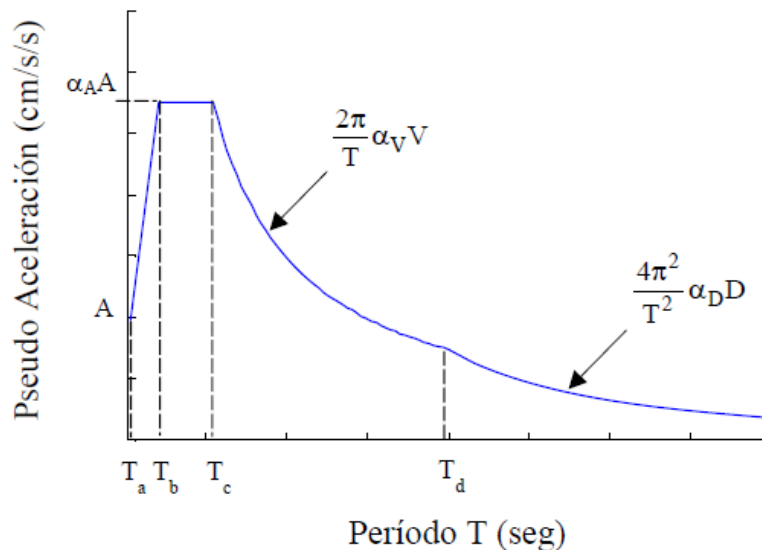


Figura 2.13: Definición del espectro de diseño. Fuente: [8].

Esta normativa no hace mención al diseño de puentes con aislación sísmica [8].

2.1.4.3.3 Manual de Carreteras del MOP Volumen N°3: “Introducción y Criterios de Diseño”
Capítulo 3.1000 “Puentes y Estructuras Afines”

En Chile, actualmente el diseño de puentes se basa en las recomendaciones entregadas por este manual. Estas se fundan en la normativa establecida por AASHTO “*Standard Specifications for Highway Bridges*” a las que se le han agregado modificaciones basadas en la experiencia nacional, como tipo de materiales, tipo de suelos, características fluviales y características sísmicas. El capítulo 3.1000 tiene como objetivo principal, entregar una guía con procedimientos y recomendaciones para el diseño y cálculo estructural de los puentes carreteros en Chile [7].

Dentro del capítulo mencionado, es posible encontrar la subsección 3.1003.10 “Apoyos Elastoméricos”. Esta sección indica consultar la sección 14 de la Norma AASHTO, la cual entrega disposiciones y criterios de diseño para los apoyos elastoméricos en puentes, pero considerando modificaciones que la adaptan a la realidad país en los siguientes temas:

1. Ensayo de los Materiales.
2. Módulo de Corte G de las Placas.
3. Recubrimiento Lateral de los Refuerzos.
4. Deformación Lateral Máxima Admisible.

Dentro del capítulo también se encuentra la sección 3.1004 “Diseño Sísmico”, la cual establece recomendaciones de diseño sísmico para puentes, viaductos, pasos desnivelados y pasarelas peatonales con tramos con luz libre no mayores a 70 m (estructuras menores y medianas). Su alcance no se refiere a puentes de luces mayores a 70 m (estructuras mayores) y a puentes con tipologías especiales, como puentes en arco, atirantados y colgantes. El objetivo principal del diseño sísmico estipulado en el Manual de Carreteras está orientado a lograr que las estructuras:

- a) Resistan sin daño, en el rango elástico, movimientos sísmicos de intensidad moderada.
- b) Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad.
- c) Aunque presenten daños, eviten su colapso total o parcial durante sismos de intensidad excepcionalmente severa. Dentro de lo posible, el daño que ocurriera debería presentarse en zonas en que puede ser detectado rápidamente y de fácil acceso para su inspección y reparación. El riesgo de vida humana en estos casos debe ser mínimo, no aceptándose como principio general.

Es relevante mencionar que los objetivos principales del Manual de Carreteras se basan en los objetivos que presenta la NCh433 “Diseño Sísmico de Edificios”.

Dentro de la sección 3.1004 “Diseño Sísmico” es posible encontrar la subsección 3.1004.11 “Aisladores Sísmicos”, en la cual se definen los requerimientos mínimos que deberán cumplir los aisladores sísmicos destinados a estructuras tipo puentes, en las etapas de adquisición, fabricación, ensayos, manipulación, transporte e instalación. Las disposiciones son aplicables únicamente a aisladores sísmicos de caucho natural como único componente elastomérico, con o sin núcleo de plomo, revestidos por capa de neopreno. Importante notar, que esta sección no considera el uso de apoyos elastoméricos con goma de alto amortiguamiento (HDRB).

Luego del terremoto del 27 de febrero del 2010, surge la necesidad de emitir un documento que tuviera como objetivo especificar nuevos criterios de reparación y diseño sísmico de puentes. El documento se denominó “Nuevos Criterios Sísmicos para el Diseño de Puentes en Chile” y fue

publicado en Julio del 2010. Debido a la urgencia en emitir el documento, muchos de los conceptos no fueron estudiados y revisados [7]. Actualmente, el Manual de Carreteras contiene el Anexo 3.1000-A “Criterios Sísmicos para el Diseño de Puentes en Chile”, el cual actualiza y reemplaza el documento emitido el 2010 y complementa y prevalece por sobre las especificaciones del capítulo 3.1000 “Puentes y Estructuras Afines”.

Entre las modificaciones que se hacen en el anexo se encuentra la sección 12 “Placas de Apoyo Elastoméricas” la cual entrega nueva información sobre:

1. Módulo de corte G para placas de apoyo.
2. Especificaciones y detalles mínimos de las placas de apoyos.
3. Anclaje de las placas de apoyo.
4. Uso de placas fabricadas con goma natural más compuestos adicionales (aisladores HDRB).
5. Parámetros para determinar si se debe considerar el uso de aislación sísmica en un puente.

Adicional en el anexo, se encuentra la sección 13.2 “Otros Dispositivos Antisísmicos”, en la cual se permite el uso de aisladores de péndulo de fricción, siempre y cuando la empresa que los fabrica tenga una certificación adecuada y que el diseño cumpla con las especificaciones del capítulo 16 y 17 de la norma AASHTO “*Guide Specification for Seismic Isolation Design*”.

Para determinar la demanda sísmica, la sección 3.1004 “Diseño Sísmico” entrega cinco métodos:

- a) Método del Coeficiente Sísmico: La acción sísmica se determina a través de un coeficiente que depende de las características del puente y su ubicación.
- b) Método del Coeficiente Sísmico Modificado por la Respuesta Estructural: La acción sísmica se determina a través de un coeficiente que depende de las características del puente, su ubicación y su periodo fundamental.
- c) Método Modal Espectral: La acción sísmica se genera a través de un espectro de aceleraciones que se define a partir de parámetros determinados por las características del puente y su ubicación.
- d) Método Modal Espectral con Riesgo Sísmico: La acción sísmica se genera a través de espectros generados por un estudio de amenaza sísmica en la ubicación de la estructura.
- e) Método de Análisis Lineal o No-lineal en el tiempo: La acción sísmica se genera a partir de un registro sísmico.

El uso de un análisis u otro para determinar la demanda sísmica en la estructura depende de las características de la estructura y su ubicación. Los dos últimos métodos se consideran como análisis que podrían ser requeridos por la Dirección de Vialidad para puentes catalogados como estructuras críticas, con geometría compleja o próximos a fallas geológicas activas superficiales. Se establece que el último método se puede solicitar en particular para puentes que consideren aisladores o disipadores sísmicos, y que este análisis puede ser lineal o no-lineal dependiendo del caso [7].

Capítulo 3 DESCRIPCIÓN Y MODELAMIENTO

3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES EN ESTUDIO

Se eligieron tres puentes chilenos que poseen sistema de aislación sísmica. Cada puente tiene características especiales que lo diferencia de los otros. A continuación, se muestra una tabla resumen con las características más relevantes de cada uno de los puentes estudiados (Tabla 3.1).

Tabla 3.1: Resumen características puentes en estudio.

Nombre	Puente Juan Soldado	Puente Fiscal	Viaducto Las Cruces
Largo [m]	160,0	180,0	126,3
Altura máxima [m]	39,50	15,08	11,30
Ancho [m]	23,34	30,64	21,70
Esviaje [°]	0,00	14,44	0,00
Pendiente [%]	0,510	0,500	0,108
N° Vanos	4	5	4
N° Vigas por Vano	7	9	6
Losa	Continua	Continua	Continua
N° Cepas	3	4	3
N° Columnas por Ceba	2	6	3
N° de Rotulas plásticas	12	48	18
Tipo de Aislación	LRB	HDRB	LRB
Sección Aislador	Cuadrada	Cuadrada	Circular
N° Aisladores	28	45	24
Topes Trans Intermedios	Si	Si	Si
Topes Trans Externos	No	No	Si
Barras Sísmicas	12 ϕ 32	16 ϕ 32	10 ϕ 36 / 15 ϕ 36
Estribos	Muros Cantilever	Muros Cantilever	Muros Cantilever
Fundación Estribos	Directa	Directa	Directa
Suelo Estribos	Grava muy densa	Grava muy densa	Suelo Tipo II
Fundación Cepas	Directa	12 pilotes	8 pilotes
Suelo Cepas	Grava muy densa	Grava muy densa	Suelo Tipo IV
Región	Coquimbo	Coquimbo	Biobío
Ubicación	Norte La Serena	Norte La Serena	Norte Coronel
Ruta	Ruta 5 Norte	Ruta 5 Norte	Ruta 160
Atraviesa	Quebrada Juan Soldado	Rio Elqui	Rio Laraquete

3.1.1 Puente Juan Soldado

El puente Juan Soldado forma parte del tramo que une La Serena y Vallenar de la Ruta 5 Norte, en la región de Coquimbo y atraviesa la Quebrada Juan Soldado (Figura 3.1, Figura 3.2). Su construcción la llevó a cabo la “Constructora Sacyr Chile S.A.” y su diseño “DDQ Ingenieros Consultores”.



Figura 3.1: Foto puente Juan Soldado.



Figura 3.2: Ubicación Puente Juan Soldado.

El puente se compone por 4 vanos iguales de 40 metros, dándole un largo de 160 metros en total (Figura 3.4). La plataforma posee 2 pistas bidireccionales, mediana, bermas y barreras exteriores a cada lado, lo cual le da un ancho de 23,34 metros. El puente se presenta sin esviaje y con una pendiente de 0,51%. En planta, el eje se desarrolla en recta los 3 primeros vanos, para luego transitar en clotoide en el último vano (Figura 3.5).

La superestructura está formada por 7 vigas pretensadas por vano. Sobre éstas se coloca una losa continua de hormigón de 20 cm de espesor mínimo, y sobre la losa, se proyecta una carpeta de pavimento bituminoso de 5 cm de espesor mínimo. Las vigas se colocan sobre aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) de sección cuadrada, con un total de 28 aisladores (Figura 3.3).

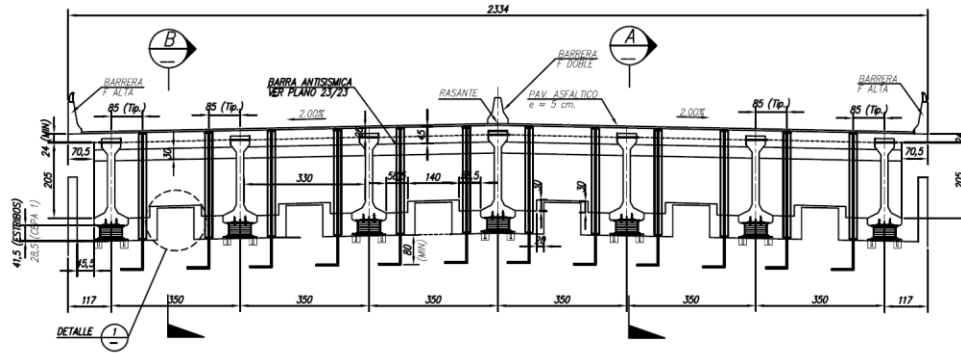


Figura 3.3: Elevación travesaño apoyo estribo entrada y cepa C1 Puente Juan Soldado. Fuente: [17].

La estructura también posee 6 topes sísmicos transversales intermedios tanto en las cepas como los estribos, y un muro espaldar en los estribos que actúa como tope longitudinal. Además se colocan 12 ϕ 32 como barras sísmicas en los extremos de cada vano. La losa dispone de juntas sísmicas en los estribos.

La infraestructura está conformada por estribos a base de muros cantilever y 3 cepas de hormigón. Cada cepa se compone de una viga cabezal apoyada sobre 2 columnas huecas. Tanto los estribos como las cepas se fundan de manera directa sobre un suelo de grava de compactación muy densa.

A continuación, se presenta la elevación longitudinal (Figura 3.4) y la vista en planta del puente (Figura 3.5).

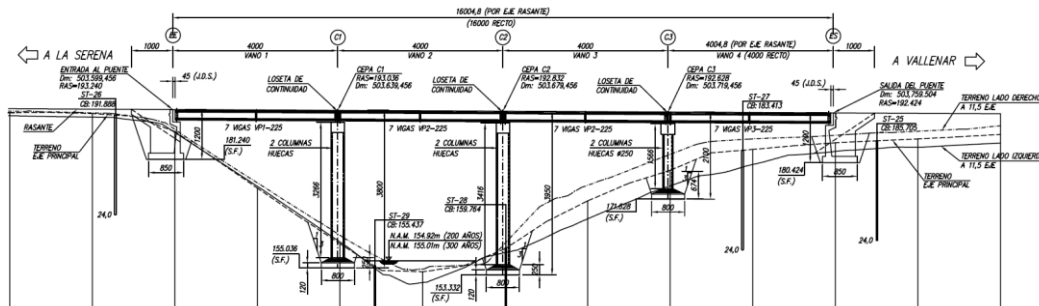


Figura 3.4: Elevación longitudinal Puente Juan Soldado. Fuente: [17].

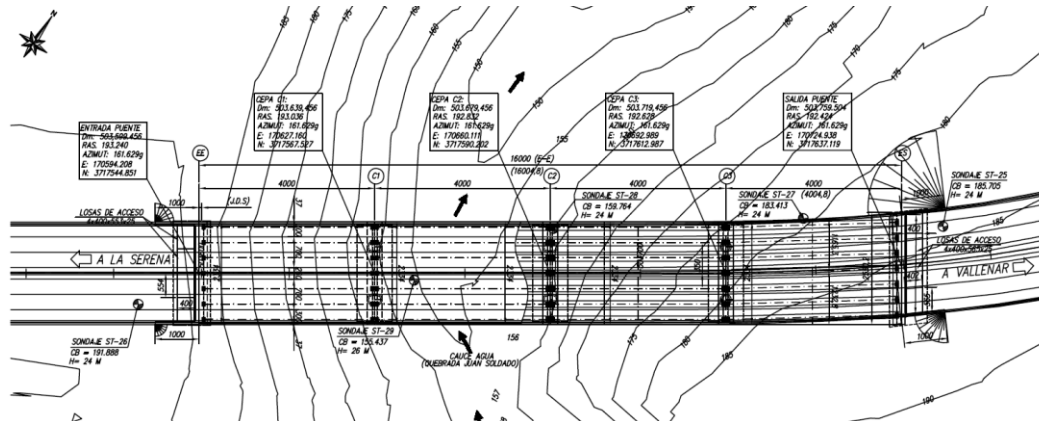


Figura 3.5: Planta general Puente Juan Soldado. Fuente: [17].

3.1.2 Puente Fiscal

El puente Fiscal forma parte del tramo que une La Serena y Vallenar de la Ruta 5 Norte, en la región de Coquimbo y atraviesa el río Elqui (Figura 3.6). Su construcción la llevó a cabo la “Constructora Sacyr Chile S.A.” y su diseño “DDQ Ingenieros Consultores”.



Figura 3.6: Ubicación Puente Fiscal.

El puente se compone por 5 vanos iguales de 36 metros, dándole un largo de 180 metros en total (Figura 3.8). La plataforma posee 3 pistas bidireccionales, mediana, bermas y barreras exteriores a cada lado, lo cual le da un ancho de 30,64 metros. El puente presenta un esviaje de $14,44^\circ$ respecto al cauce del río y con una pendiente del 0,5%. En planta, el eje se desarrolla principalmente en recta, salvo en la salida del puente, desarrollándose en clotoide (Figura 3.9).

La superestructura está formada por 9 vigas pretensadas por vano. Sobre éstas se coloca una losa continua de hormigón de 20 cm de espesor mínimo, y sobre ella se proyecta una carpeta de pavimento bituminoso de 5 cm de espesor mínimo. Las vigas se colocan sobre aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB) de sección cuadrada, con un total de 45 aisladores (Figura 3.7).

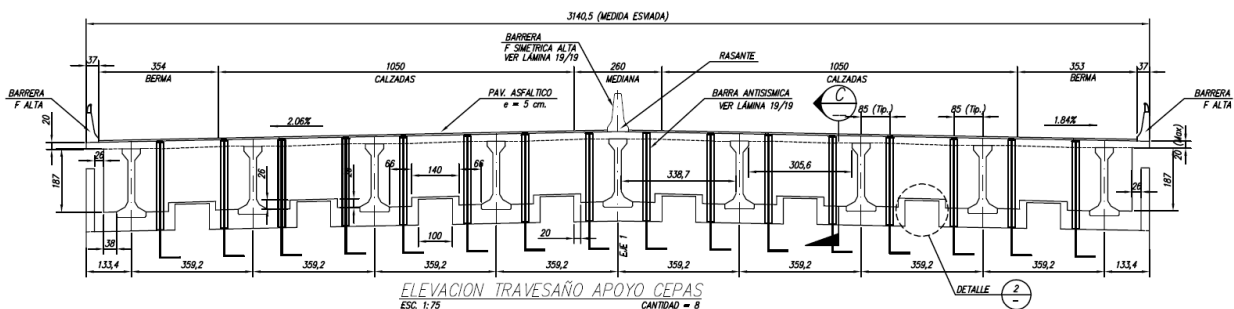


Figura 3.7: Elevación travesaño apoyo cepas Puente Fiscal. Fuente: [18].

La estructura también posee 8 topes sísmicos transversales intermedios tanto en las cepas como los estribos, y un muro espaldar en los estribos que actúa como tope longitudinal. Además, se colocan 16 ϕ 32 barras sísmicas en los extremos de cada vano. La losa dispone de juntas sísmicas en los estribos.

La infraestructura está conformada por estribos a base de muros cantilever y 4 cepas de hormigón. Cada cepa se compone de una viga cabezal apoyada por 6 columnas de sección circular. Los estribos se apoyan a través de fundación directa, mientras que las cepas se fundan sobre una batería de 12 pilotes cada una. Ambas fundaciones son sobre un suelo de grava de compactación muy densa.

A continuación, se presenta la elevación longitudinal (Figura 3.8) y la vista en planta del puente (Figura 3.9).

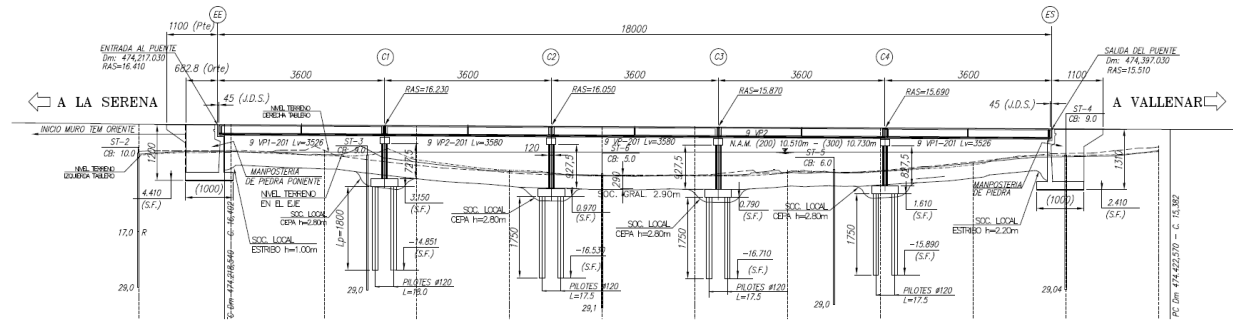


Figura 3.8: Elevación longitudinal Puente Fiscal. Fuente: [18].

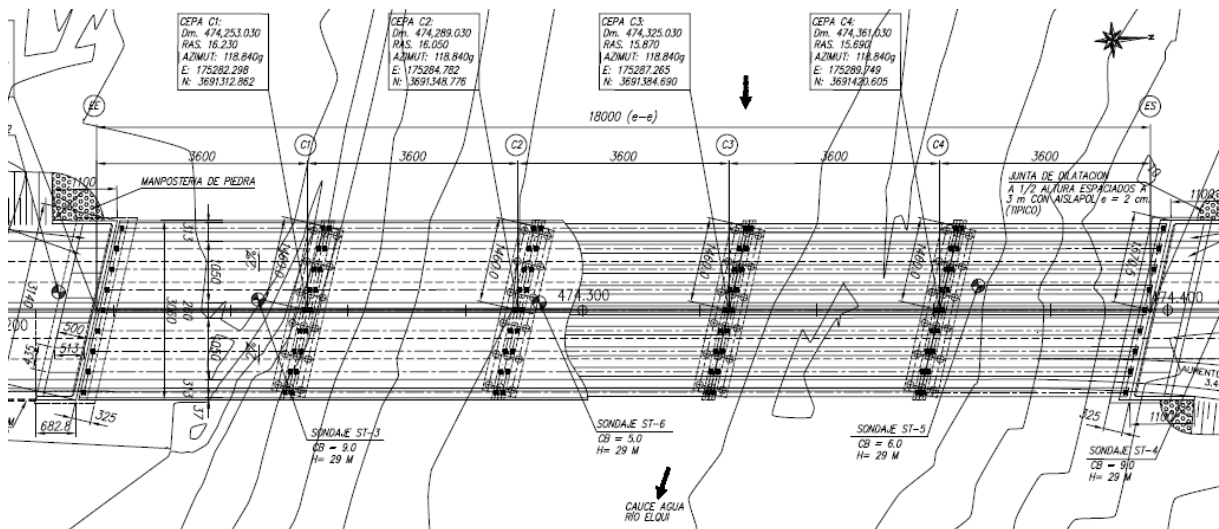


Figura 3.9: Planta general Puente Fiscal. Fuente: [18].

3.1.3 Viaducto Las Cruces

El Viaducto Las Cruces forma parte del tramo que une Tres Pinos y Coronel de la Ruta 160, en la región del Biobío y atraviesa el río Laraquete (Figura 3.10). Su construcción la llevó a cabo la “Constructora ruta 160 S.A.” y su diseño “JLS Ingeniería Ltda.”.

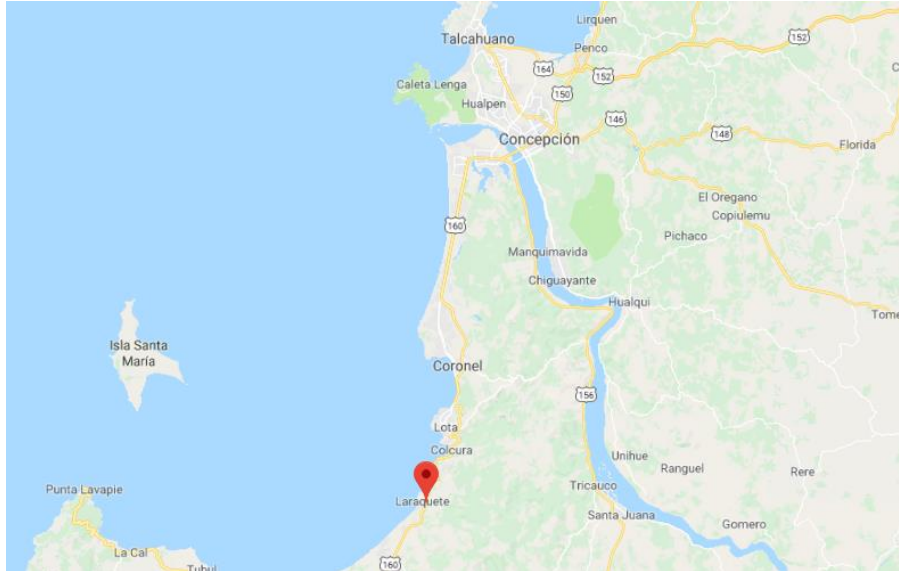


Figura 3.10: Ubicación Viaducto Las Cruces.

El puente se compone por 4 vanos de longitudes variables, dándole un largo de 126,3 metros en total (Figura 3.12). La plataforma posee 2 pistas bidireccionales, mediana, bermas y barreras exteriores a cada lado, lo cual le da un ancho de 21,7 metros. El puente no presenta esviaje y tiene una pendiente del 0,108%. En planta, el eje se desarrolla completamente en recta (Figura 3.13).

La superestructura está formada por 6 vigas pretensadas por vano. Sobre éstas se coloca una losa continua de hormigón de 22 cm de espesor, y sobre la losa, se proyecta una carpeta de asfalto de 5 cm. Las vigas se colocan sobre aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) de sección circular, con un total de 24 aisladores (Figura 3.11).

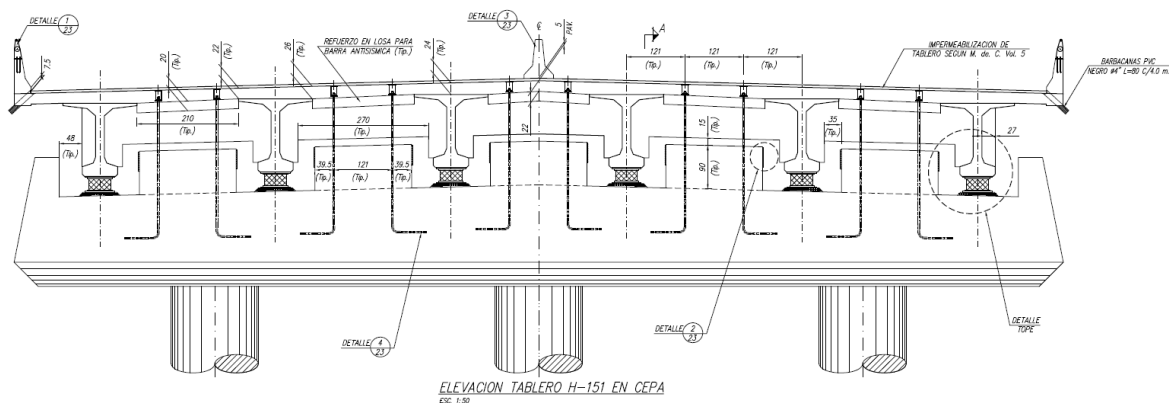


Figura 3.11: Elevación Tablero H-151 en cepa Viaducto Las Cruces. Fuente: [19].

La estructura también posee, 5 topes sísmicos transversales intermedios tanto en las cepas como los estribos, topes transversales externos y un muro espaldar en los estribos que actúa como tope longitudinal. Además se colocan 10 ϕ 36 como barras sísmicas en los extremos de cada vano. La losa dispone de juntas sísmicas en los estribos.

La infraestructura está conformada por estribos a base de muros cantilever y 3 cepas de hormigón. Cada cepa se compone de una viga cabezal apoyada sobre tres columnas de sección circular. Los estribos se apoyan a través de fundación directa, mientras que las cepas se fundan sobre una batería de ocho pilotes cada una. Los estribos se fundan sobre un tipo de suelo II y las cepas sobre un tipo de suelo IV.

A continuación, se presenta la elevación longitudinal (Figura 3.12) y la vista en planta del puente (Figura 3.13).

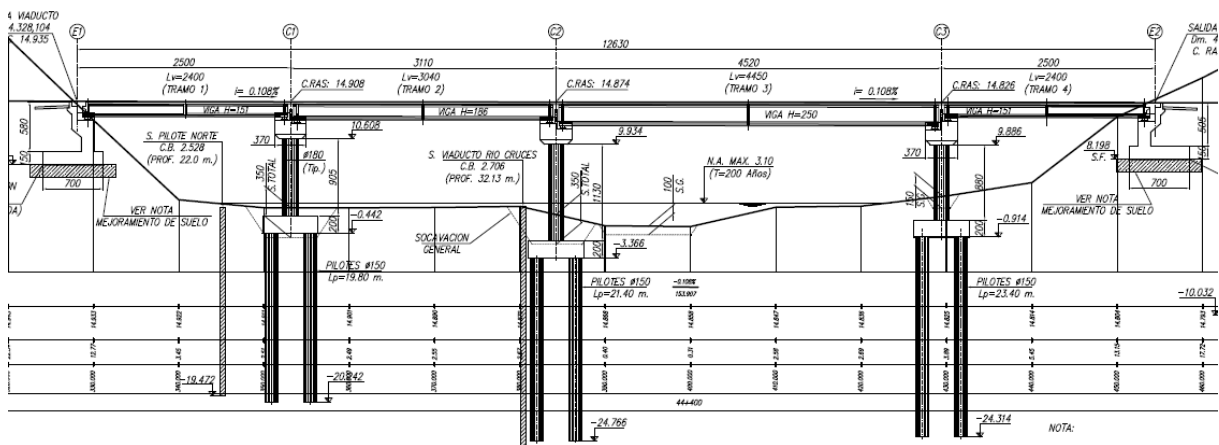


Figura 3.12: Elevación longitudinal Viaducto Las Cruces. Fuente: [19].

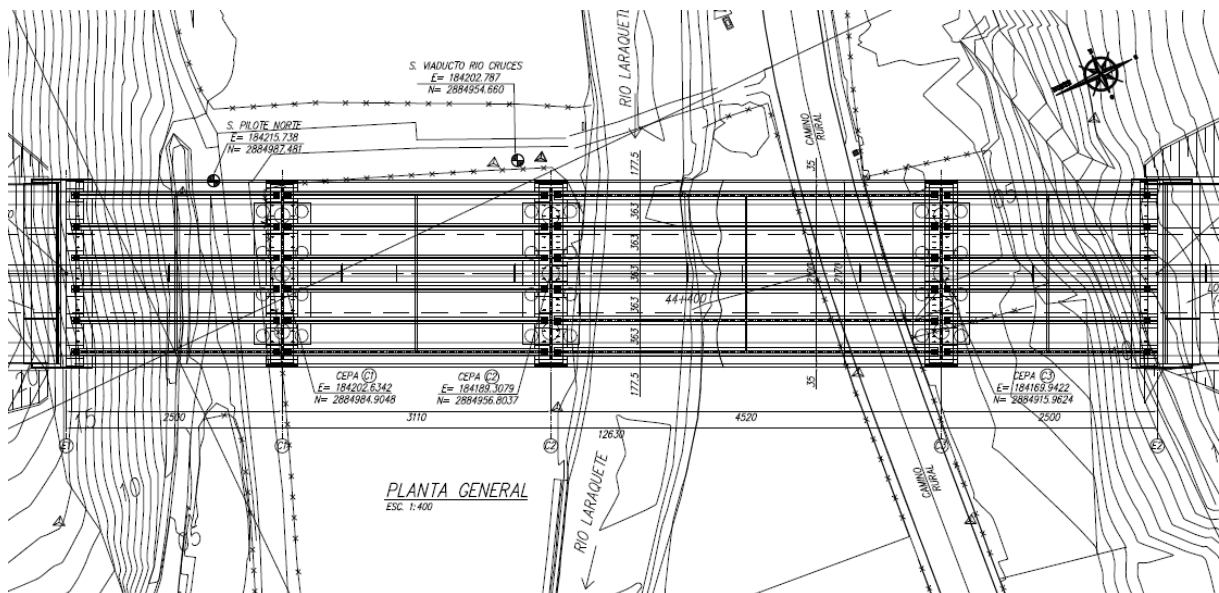


Figura 3.13: Planta general Viaducto Las Cruces. Fuente: [19].

3.2 MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Para cada uno de los tres puentes chilenos con sistema de aislación estudiados, se realiza un modelo computacional con el software SAP2000. El modelo estructural se desarrolla ocupando un sistema de nodos y elementos *frame* (Figura 3.14). Cualquier otro detalle relevante para el modelamiento correcto de los puentes, se agrega a la estructura principal a través de algún elemento que lo represente de forma adecuada. Los nodos y los elementos *frame*, se colocan de manera tal que, éstos representen los centros geométricos de cada elemento. Cada modelo se basa en los planos entregados por la Dirección de Vialidad para el presente estudio.

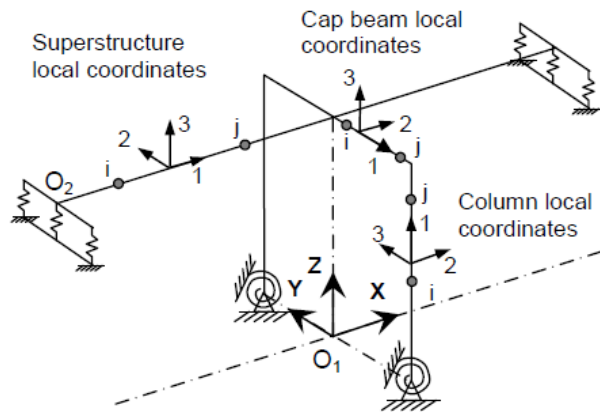


Figura 3.14: Modelo simplificado de un puente.

De manera de obtener un comportamiento que se asemeje más a la realidad, el modelo debe ser capaz de representar el comportamiento inelástico del puente. Esto se logra realizando ciertas consideraciones a los elementos ocupados en el modelo [5].

Como interesa evaluar el comportamiento sísmico de los puentes, se agrega a los modelos los elementos de protección sísmica que éstos poseen, como aisladores sísmicos, barras sísmicas y topes sísmicos.

Para determinar el comportamiento del sistema estructural y sus componentes individuales, a cada modelo se le realizan tres tipos de análisis:

- Análisis Modal Espectral (Dinámico lineal)
- Análisis *Pushover* (Estático no-lineal)
- Análisis Tiempo-Historia no-lineal (Dinámico no-lineal)

Los resultados obtenidos de los modelos se comparan con los obtenidos durante el diseño de cada puente, con la intención de verificar el modelo realizado.

El sistema de coordenadas ocupado en la descripción de los modelos se referirá a los mostrados en la Figura 3.14.

3.3 MODELAMIENTO DE ELEMENTOS

El uso de modelos y análisis no-lineal permite determinar con mayor exactitud los valores de deformación, fuerza y desplazamiento de los elementos críticos de una estructura en el rango inelástico. Esto permite realizar una evaluación más completa y precisa del comportamiento de la estructura y de sus componentes sometidos a demandas sísmicas.

Es importante realizar una definición apropiada de los materiales y la geometría del modelo no-lineal, ya que los resultados tienen una alta susceptibilidad a pequeñas variaciones en los parámetros que lo definen [5].

Lamentablemente, un alto nivel de detallamiento en la definición del modelo, conlleva a una alta demanda computacional al realizar los análisis. Para evitar esto, se recomienda usar en el modelo, una combinación de elementos lineales y no-lineales. El comportamiento de los elementos depende de cómo se distribuyen las fuerzas típicamente en los puentes. Se considera un comportamiento no-lineal para los elementos en los que se espera que las fuerzas sean suficientemente grandes para hacer que los materiales no se comporten elásticamente. Mientras que se considera un comportamiento lineal-elástico para los elementos donde la demanda no logra típicamente generar un comportamiento no-lineal. Una vez analizado el modelo, se debe comprobar que la demanda en los elementos genera el comportamiento supuesto. A continuación, se muestra una tabla con el comportamiento sugerido para cada elemento del modelo (Tabla 3.2).

Tabla 3.2: Comportamiento sugerido para los elementos del modelo. Fuente: [5].

Elemento	Lineal-Elástico	No-lineal
Superestructura	X	
Columna-zona rotula plástica		X
Columna-fuera zona rotula plástica	X	
Dintel	X	
Estribo-transversal		X
Estribo-longitudinal		X
Estribo-volcamiento		X
Estribo-gap		X
Juntas de expansión		X
Resortes de fundación	X	
Interacción suelo-estructura	X	

Es importante notar que esta tabla no considera el uso de un sistema de aislación en el puente. Debido a que la fluencia de los aisladores es la razón principal de la reducción de las demandas sísmicas, se ocupará un modelo no-lineal de su comportamiento en el modelo de los puentes en estudio.

El programa SAP2000 obtiene la masa correspondiente a los elementos, a partir de las secciones definidas en los elementos *frame*, y la concentra en los nodos. Para distribuir la masa más apropiadamente a lo largo del modelo, se sugiere discretizar en un mínimo de 5 elementos con largos iguales, tanto las secciones que representan el tablero, como las columnas [5].

3.3.1 Materiales

A continuación, se muestran las propiedades ocupadas para definir el hormigón (Tabla 3.3) y el acero (Tabla 3.4) en los modelos.

Tabla 3.3: Propiedades del hormigón ocupadas en modelos.

Hormigón	H55	H50	H35	H30
f'_c [kgf/cm ²]	500	450	300	250
E_c [kgf/cm ²]	337646	320319	261540	238752
W_c [Tonf/m ³]	2,5	2,5	2,5	2,5

Donde, f'_c corresponde a la resistencia en compresión del hormigón, E_c corresponde al módulo de elasticidad del hormigón y W_c corresponde al peso específico del hormigón.

Tabla 3.4: Propiedades del acero ocupadas en modelos.

Acero	A63-42H	A44-28 H
f_y [kgf/cm ²]	4200	2800
f_u [kgf/cm ²]	6300	4400
f_{ye} [kgf/cm ²]	4620	3080
f_{ue} [kgf/cm ²]	6930	4840
E_s [kgf/cm ²]	2038902	2038902
W_s [Tonf/m ³]	7,849	7,849

Donde, f_y corresponde al esfuerzo de fluencia del acero, f_u corresponde a la resistencia última del acero, f_{ye} corresponde al esfuerzo de fluencia efectiva del acero (el cual se toma como $1,1 f_y$), f_{ue} corresponde a la resistencia última efectiva del acero (el cual se toma como $1,1 f_u$), E_s corresponde al módulo de elasticidad del acero y W_s corresponde al peso específico del acero.

3.3.2 Tablero

El tablero se modela como un elemento *frame* con un comportamiento lineal-elástico (Tabla 3.2), ya que comúnmente se considera que este elemento no entra en el rango no-lineal bajo demandas sísmicas. Para puentes ordinarios, no es necesario considerar las fuerzas de pretensado [5]. La sección del elemento se modela ocupando el “*Section Designer*” del software SAP2000 y considera tanto las vigas, la losa y las barreras (Figura 3.15). Es importante notar que las vigas (H55) y la losa (H30) están compuestas por materiales distintos, pero debido a que las vigas son las que generan el mayor aporte al comportamiento de este elemento, se define toda la sección como hormigón H55.

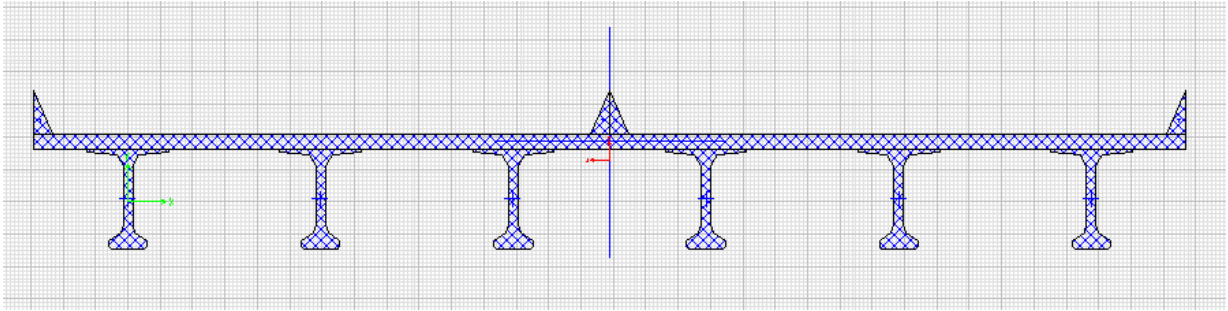


Figura 3.15: Sección tablero puente Las Cruces vano 2 - Section Designer SAP2000.

Se discretiza el tablero de cada vano en siete elementos *frame*, de manera de distribuir de mejor manera la masa asociada. El tablero se conecta a las cepas y estribos a través de un diafragma rígido que se encuentra sobre los aisladores (Figura 3.16). Es importante notar que el elemento *frame* se conecta al diafragma rígido a través de la base de la sección del tablero, y no en su centroide, de manera de modelar de mejor forma la altura real del puente.

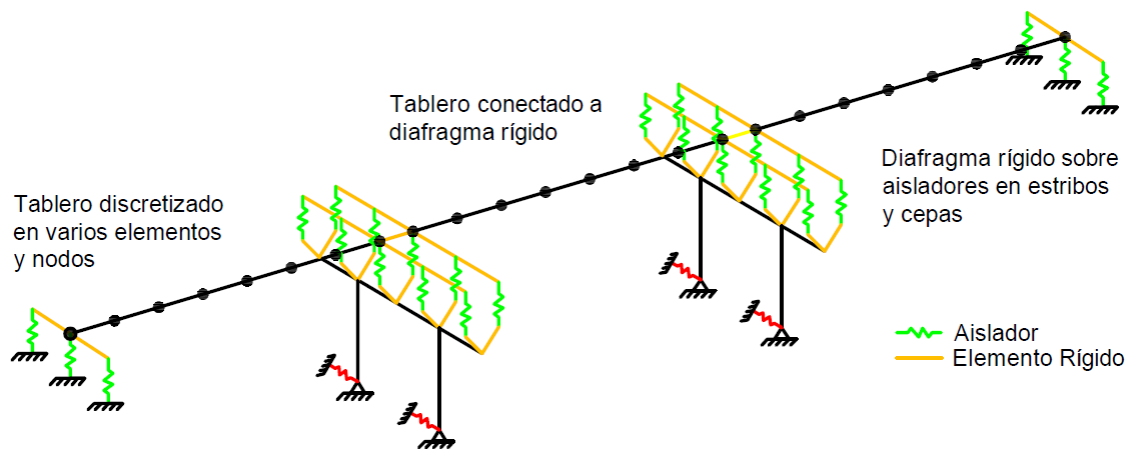


Figura 3.16: Diagrama modelamiento tablero del puente Juan Soldado.

Finalmente, se presenta una tabla comparativa de las propiedades geométricas relevantes de los tableros ocupados en cada modelo (Tabla 3.5).

Tabla 3.5: Propiedades de la sección del tablero por puente.

Puente	Juan Soldado	Fiscal	Viaducto Las Cruces		
Hormigón	H55	H55	H50		
Vano	Todos	Todos	1 y 4	2	3
Área [m ²]	14,33	15,10	10,19	10,57	12,16
TorsConst [m ⁴]	0,72	0,56	0,40	0,40	0,47
I33 [m ⁴]	10,18	8,75	3,06	4,83	11,56
I22 [m ⁴]	683,46	1226,71	407,77	422,54	483,52

3.3.3 Viga Cabezal

La viga cabezal se modela como un elemento *frame* con un comportamiento lineal-elástico (Tabla 3.2), ya que típicamente este elemento no entra al rango no-lineal bajo demandas sísmicas. El elemento se define con una sección cuadrada representativa de la geometría mostrada en los planos y con las propiedades respectivas del hormigón [5].

La viga cabezal se conecta en su parte superior a los aisladores, y en su parte inferior a las columnas a través de elementos rígidos (Figura 3.17). Se divide en varios nodos y elementos *frame*, de manera de representar la geometría real de la viga cabezal y distribuir su masa de manera más apropiada.

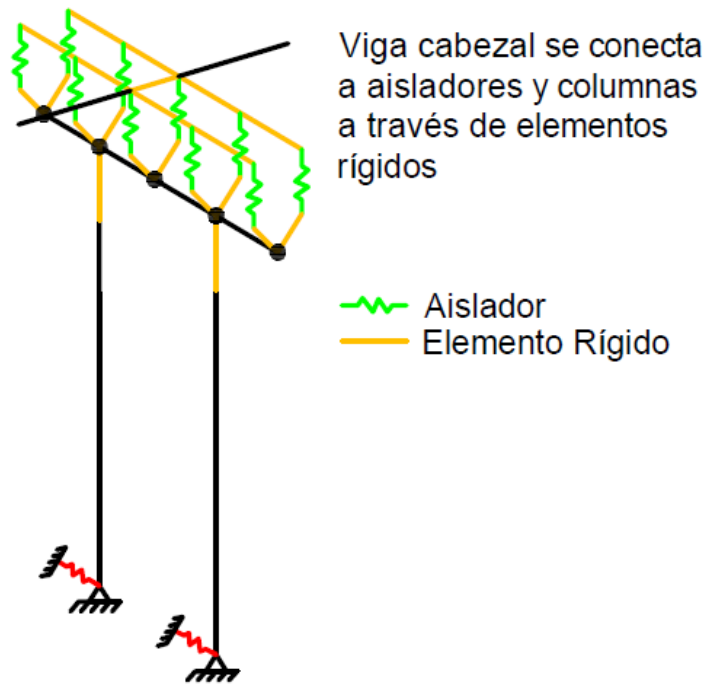


Figura 3.17: Diagrama modelamiento viga cabezal del puente Juan Soldado.

3.3.4 Columnas

Las columnas son elementos donde se espera que exista un comportamiento no-lineal cuando son sometidas a cargas sísmicas, aun cuando la estructura tenga un sistema de aislación. Este comportamiento se modela a través del uso de rótulas plásticas en el modelo, las cuales se colocan en los lugares donde se espera que la columna entre en el rango no-lineal.

Como se muestra en la Tabla 3.2, las columnas se modelan por zonas, la zona donde se espera que se generen las rótulas plásticas y la zona fuera de las rotulas plásticas. Estas se incorporan al modelo como elementos *frame* con un comportamiento no-lineal y elementos *frame* con un comportamiento lineal-elástico respectivamente.

En un modelo típico, la formación de las rótulas plásticas ocurre en los extremos de las columnas de una cepa, donde la demanda de momento es mayor [5]. Esto se debe a que la curvatura de la columna aumenta de forma lineal desde el punto de inflexión hasta el punto de empotramiento (Figura 3.18).

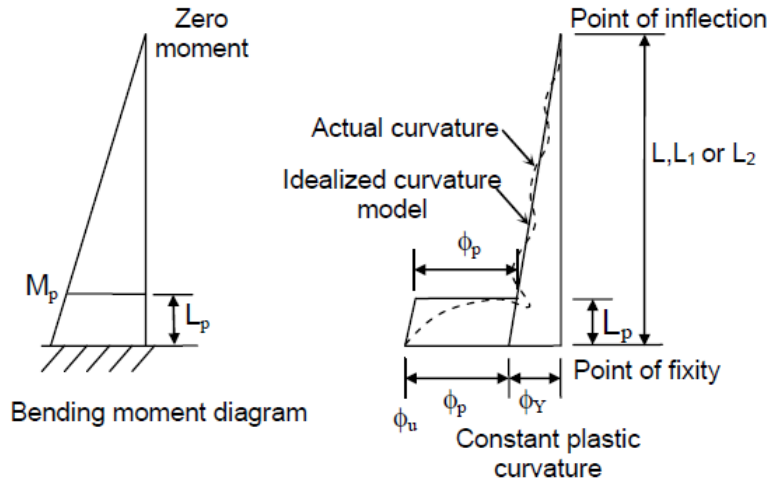


Figura 3.18: Capacidad de deformación local de una columna. Fuente: [5].

Un análisis estático preliminar de los modelos muestra que el punto de inflexión de momento en las columnas se encuentra en la mitad de su altura en dirección transversal y un poco más abajo de la mitad en dirección longitudinal.

Finalmente, las columnas quedan definidas por elementos *frame* no-lineales en los extremos y elementos elásticos en el centro. A modo de discretizar las columnas para que exista una mejor distribución de la masa, la zona elástica se divide en cuatro elementos. Las columnas se unen a través de elementos rígidos a la viga cabezal y a la fundación. En el caso del puente Juan Soldado, la columna llega a un apoyo rotulado en el suelo (Figura 3.19).

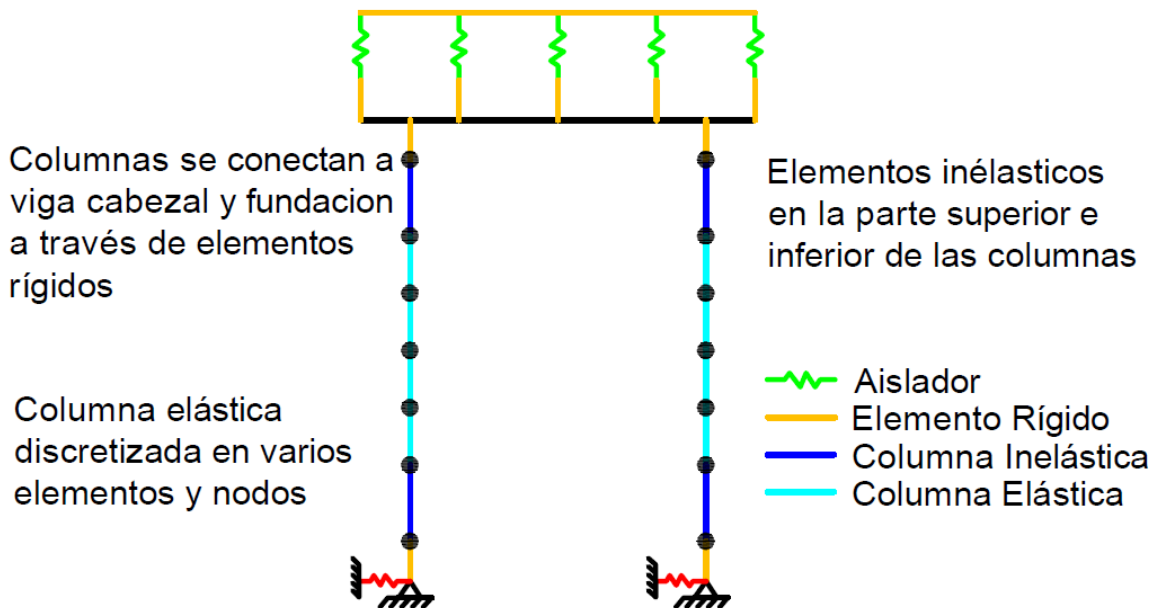


Figura 3.19: Diagrama modelamiento columnas del puente Juan Soldado.

Entre los puentes estudiados existen tres tipos de secciones diferentes de columna (Figura 3.20). El puente Juan Soldado ocupa dos tipos, las columnas de las cepas 1 y 2 tienen una sección ovalada hueca (A), mientras que la cepa 3 ocupa una sección circular hueca (B). Por otro lado, tanto el puente Fiscal como el viaducto Las Cruces ocupan en todas sus cepas columnas de sección circular (C).

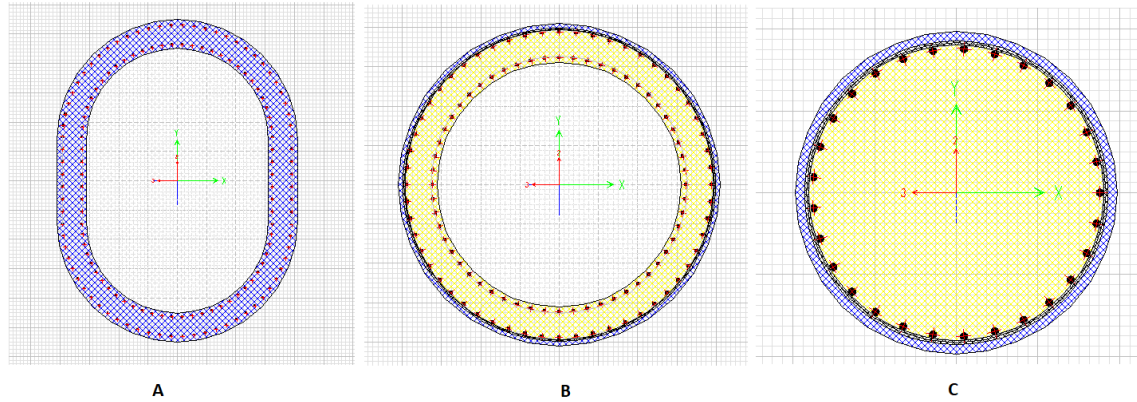


Figura 3.20: Secciones columnas, "Section Designer" SAP2000.

3.3.4.1 Zona lineal-elástica

Esta zona se define a través de elementos *frame* con las secciones de la Figura 3.20 y las propiedades elásticas del hormigón. La Tabla 3.6 muestra las propiedades geométricas de la sección usada para cada columna.

Tabla 3.6: Propiedades de la sección de las columnas por puente.

Puente	Juan Soldado		Fiscal	Las Cruces
Hormigón	H35		H30	H30
Cepa	1 y 2	3	Todas	Todas
Sección	A	B	C	C
Área [m ²]	2,57	2,06	1,12	2,77
TorsConst [m ⁴]	4,5	2,52	0,2	1,11
I33 [m ⁴]	2,89	1,26	0,1	0,56
I22 [m ⁴]	1,88	1,26	0,1	0,56

3.3.4.2 Zona no-lineal

La zona no-lineal se define como elementos *frame* en la parte superior e inferior de la columna. El largo de este elemento se establece igual al tamaño de la rótula plástica, que se determina ocupando la siguiente ecuación [20]:

$$L_p = 0.08L + 0.15f_{ye}d_{bl} \geq 0.3f_{ye}d_{bl} \quad (3.1)$$

Donde L_p corresponde al largo de la rótula plástica en pulgadas, L al largo desde el punto de máximo momento al punto de inflexión, f_{ye} a la fluencia del acero del refuerzo longitudinal de la columna en ksi y d_{bl} al diámetro nominal del refuerzo longitudinal de la columna en pulgadas.

El cálculo del tamaño de la rótula se realiza ocupando los diagramas de momento generados por los modelos en sentido longitudinal y transversal respecto al puente. El tamaño del elemento se define a partir del tamaño de rótula más grande que se obtiene del cálculo en los dos sentidos, el cual en todos los casos es el longitudinal. La Tabla 3.7 resume los tamaños de rótulas plásticas ocupadas en los modelos.

Tabla 3.7: Largos rótulas plásticas por cepa y por puente.

Puente	Cepa	L_p [cm]
Juan Soldado	1	268
	2	280
	3	135
Fiscal	1	86
	2 y 3	102
	4	94
Las Cruces	1	109
	2	127
	3	107

Es importante notar que se ocupan los mismos valores para el elemento de la parte superior y para el de la parte inferior de la columna. La rótula se coloca en la mitad del elemento no-lineal [5] (Figura 3.21).

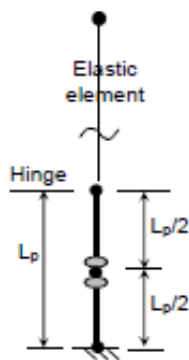


Figura 3.21: Posición rótula plástica. Fuente: [5].

Existen diversas formas de modelar las rótulas plásticas, cada opción tiene sus ventajas y desventajas (Tabla 3.8). Debido a esto, la rótula a ocupar se elige a partir de los análisis que se pretenden hacer al modelo (Tabla 3.9).

Tabla 3.8: Ventajas y desventajas por método para rótula plástica de SAP2000. Fuente: [5].

Nonlinear Option	Coupled behavior M2-M3	Axial-moment interaction: P-M2-M3	Degrading behavior	Ductility estimation	Numerical stability	Low computational effort
<i>Uncoupled Hinge M2,M3</i>			X	X		X
<i>Interaction PMM Hinge</i>	X	X	X	X		X
<i>Fiber PMM Hinge</i>	X	X	X		X	
<i>NL-link- Plastic Wen</i>					X	X
<i>NL-link- Multi-Linear Plastic</i>			X	X	X	X

Tabla 3.9: Método de análisis recomendado según rotula plástica en SAP2000. Fuente: [5].

Nonlinear Option ¹	2D Pushover Analysis (L or T directions)	3D Pushover Analysis (Simultaneous L and T directions)	Dynamic 2D (THA with L,V or T,V components)	Dynamic 3D (THA- Simultaneous L,T and V components)
<i>Uncoupled Hinge M2,M3</i>	X			
<i>Interaction PMM Hinge</i>	X	X		
<i>Fiber PMM Hinge</i>	X	X	X	X
<i>NL-link- Plastic Wen</i>	X		X	
<i>NL-link- Multi-Linear Plastic</i>	X		X	

¹ The applicability, limitations, and modeling recommendations for each nonlinear hinge option are presented in detail in the following sections.

Debido a que se quiere realizar un análisis *pushover* y un análisis dinámico 3D, se decide ocupar el método “*Fiber PMM Hinge*”. Este método tiene la capacidad de modelar el comportamiento de momento-curvatura en cualquier dirección, considerando los distintos niveles de fuerza axial que ocurren durante el análisis y el comportamiento no-lineal de los materiales. Esto se logra a través de la discretización en fibras de la sección transversal, las cuales concentran la cantidad de hormigón y acero que tiene dicha fibra en un punto (Figura 3.22). El modelo de fibra logra representar la pérdida de rigidez del hormigón al agrietarse, la fluencia del acero y el endurecimiento por deformación.

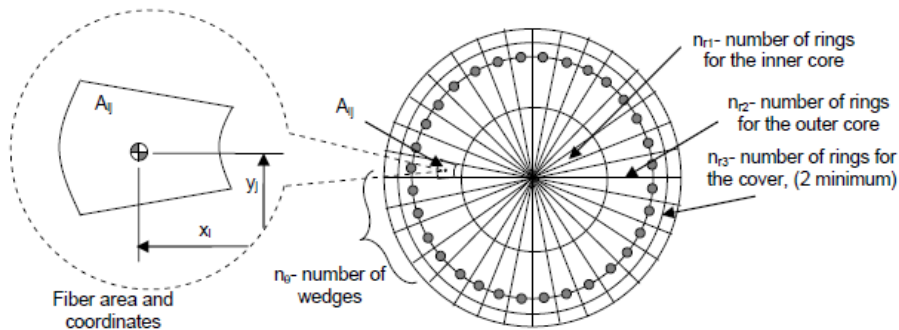


Figura 3.22: Distribución de la fibra para una sección circular. Fuente: [5].

Para poder definir la fibra de la sección se usa el “*Section Designer*” del software SAP2000. El programa permite definir en la sección el área y posición del refuerzo longitudinal, hormigón no confinado, hormigón confinado y refuerzo transversal, y luego discretizarla en pequeñas fibras.

La cantidad de fibras ocupadas por sección forma parte clave de un correcto modelamiento de la rótula. Entre más fibras tiene la sección, el resultado es más preciso, pero tiene la desventaja de presentar una demanda computacional mayor. Para una sección de hormigón confinado y una distribución cilíndrica de la fibra, se recomienda dividir la sección en un total de 200 fibras, 20 subdivisiones en sentido transversal y 10 subdivisiones en sentido radial (Figura 3.23) [21].

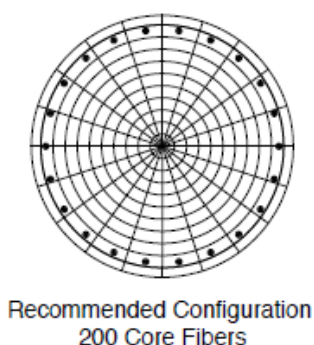


Figura 3.23: Discretización fibras columna circular recomendada. Fuente: [21].

Es importante destacar que, aunque la sección A (Figura 3.20) no es cilíndrica, se ocupa de igual forma la distribución cilíndrica recomendada.

La Tabla 3.10 muestra el tipo de sección, la cuantía de acero longitudinal y transversal que se ocupó para definir las secciones.

Tabla 3.10: Parámetros secciones columnas para rótula plástica.

Puente	Cepa	Sección	Acero	Ubicación	Refuerzo Longitudinal	Cuantía	Estribos
Juan Soldado	1 y 2	A	A63-42H	Superior	76 ϕ 22	0,01	E ϕ 16@10
			A63-42H	Inferior	76 ϕ 28	0,02	E ϕ 16@15
	3	B	A63-42H	Superior	112 ϕ 18	0,01	E ϕ 16@10
			A63-42H	Inferior	112 ϕ 32	0,04	E ϕ 16@15
Fiscal	Todas	C	A63-42H	Superior	29 ϕ 28	0,02	E ϕ 16@10
			A63-42H	Inferior	29 ϕ 28+29S ϕ 32	0,04	E ϕ 16@10
Las Cruces	Todas	C	A63-42H	Superior	36 ϕ 36	0,01	E ϕ 22@10
			A63-42H	Inferior	36 ϕ 36	0,01	E ϕ 22@10

A modo de verificación de las secciones, se comparó los diagramas de interacción que se generaron ocupando el “*Section Designer*” de SAP2000, con los que se encontraban en las memorias de cálculo de cada puente (Figura 3.24, Figura 3.25, Figura 3.26, Figura 3.27).

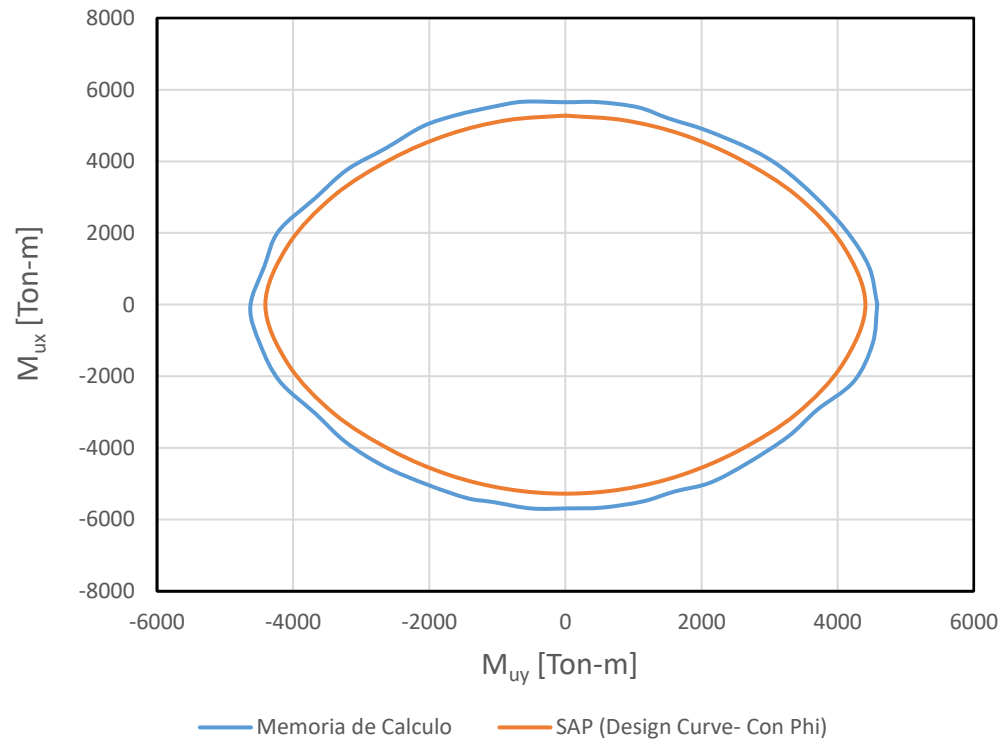


Figura 3.24: Comparación DI SAP2000 y Memoria de cálculo de sección inferior columna C1 y C2 puente Juan Soldado.

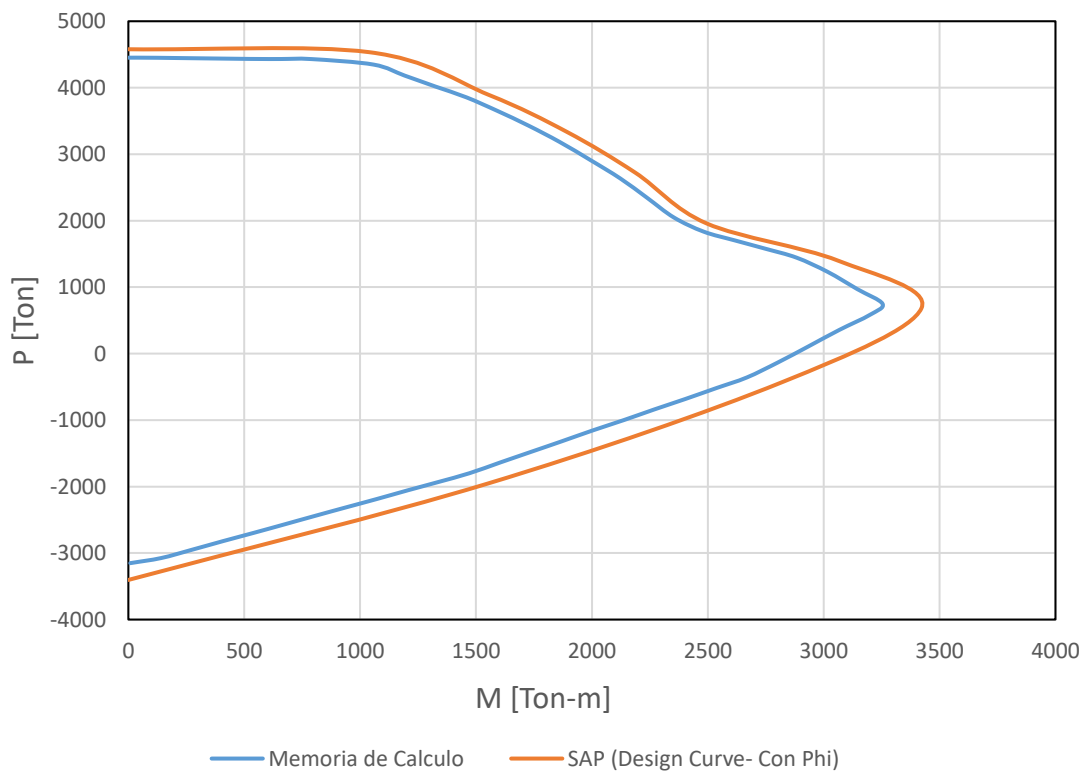


Figura 3.25: Comparación DI SAP2000 y Memoria de cálculo de sección inferior columna C3 puente Juan Soldado.

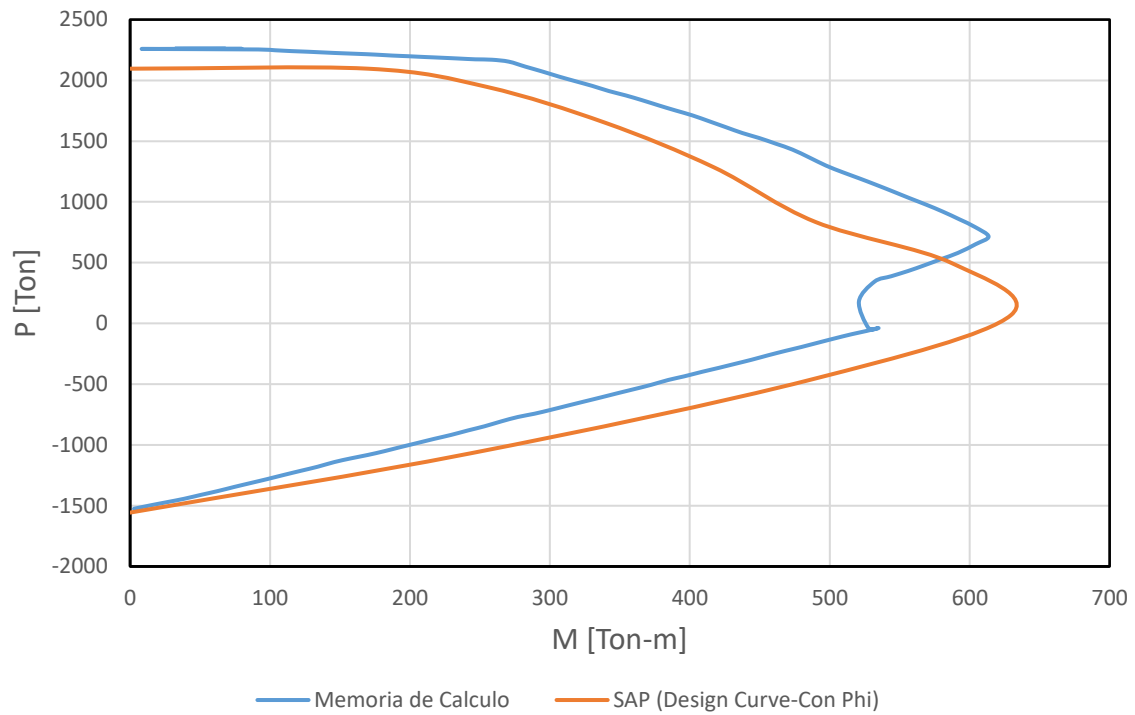


Figura 3.26: Comparación DI SAP2000 y Memoria de cálculo [18] de sección inferior columna puente Fiscal.

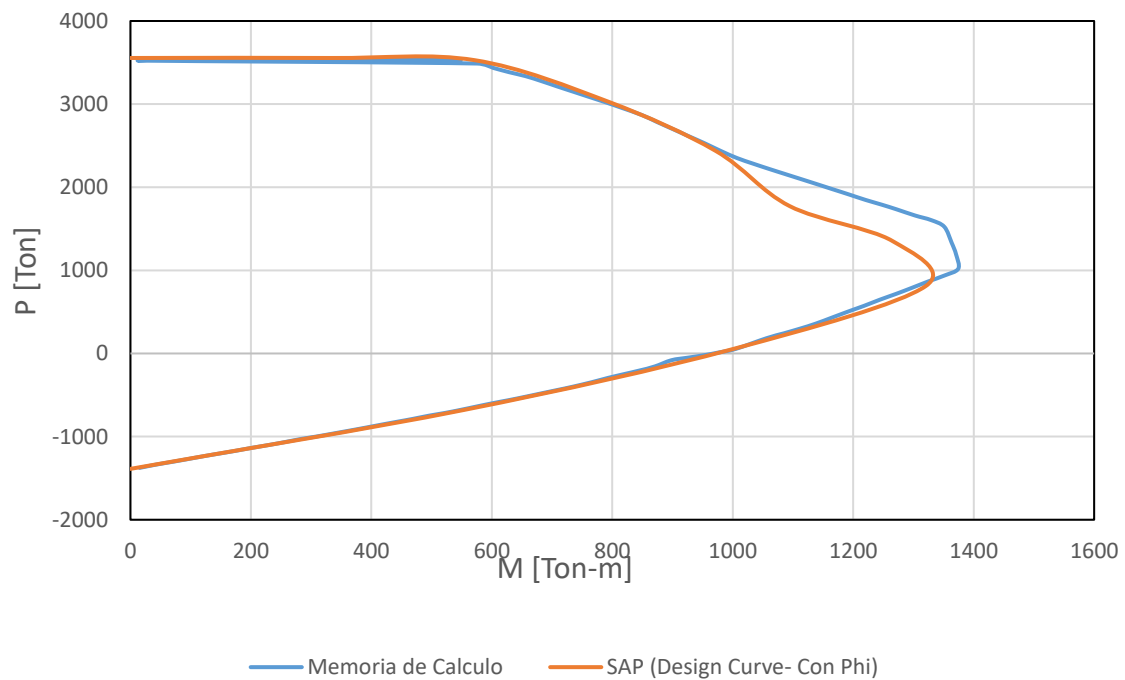


Figura 3.27: Comparación DI SAP2000 y Memoria de cálculo [19] de sección inferior columna Viaducto Las Cruces.

3.3.5 Fundación Cepas

Los elementos que modelan la fundación se definen a través de un comportamiento lineal-elástico (Tabla 3.2). Esto se refiere tanto a los elementos *frame* que representan las componentes estructurales de la fundación, como a los resortes que representan el comportamiento del suelo.

Entre los puentes estudiados existen dos tipos de fundación: fundación directa (Puente Juan Soldado) y fundación sobre pilotes (Puente Fiscal y Viaducto las Cruces).

3.3.5.1 Fundación Directa

Para el caso del puente Juan Soldado, la fundación de sus cepas se hace a través de una zapata. Este tipo de fundación se modela a través de resortes y el tipo de apoyo que se coloca a la base de la columna. El tipo de apoyo y de los resortes a ocupar, se determinan a partir de las características del suelo y de la fundación usada.

En el modelo que aparece en la memoria de cálculo del puente, no se ocupan resortes traslacionales. Pues para verificar el modelo con los resultados de la memoria de cálculo, los modelos deben tener las mismas características, por lo que se asume que el suelo en que se hace la fundación de las cepas tiene una alta capacidad lateral.

En el caso de una fundación flexible con una apropiada capacidad de soporte traslacional, la fundación se puede modelar como un apoyo rotulado con resortes rotacionales (R_x y R_y) modelando el soporte del suelo. El nodo del apoyo debe quedar en la posición de la unión entre la columna y la zapata (Figura 3.28) [5].

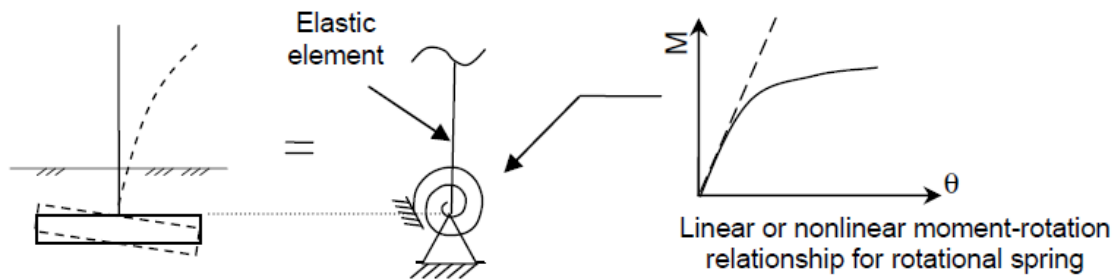


Figura 3.28: Modelamiento fundación flexible con capacidad de soporte lateral. Fuente: [5].

En los apoyos ocupados en el modelo de la memoria de cálculo, el uso de un apoyo rotulado con resorte solo se ocupa en la dirección longitudinal del puente, mientras que, en la dirección transversal, la columna se encuentra empotrada, lo cual le entrega al apoyo solo la capacidad de giro en la dirección R_y . De manera de emular el modelo de la memoria, para verificar el comportamiento, se ocupa el mismo sistema (Figura 3.29). Probablemente esta decisión de diseño se basa en que la zapata es continua entre las columnas de la cepa, lo cual le entrega una gran rigidez en el sentido transversal del puente y una poca capacidad de rotación en esa dirección.

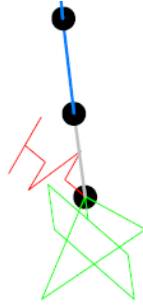


Figura 3.29: Condiciones de apoyo usadas en las cepas, tanto en la memoria de cálculo como en el modelo realizado para el puente Juan Soldado.

Debido a discrepancias entre los resultados de rigidez de la memoria de cálculo con los obtenidos, se procede a verificar el cálculo del valor de la rigidez rotacional, usando el método ocupado en la memoria de cálculo. La rigidez estática rotacional se calcula ocupando la siguiente ecuación:

$$k_{e\theta} = 2I_{rr} \left\{ \frac{kd \left[\frac{B + 0.3}{2B} \right]^2 \left(1 + \frac{2D_f}{B} \right) \left(1 + \frac{0.5B}{L} \right)}{1.5} \right\} / N_{col} \quad (3.2)$$

Donde I_{rr} es la inercia rotacional de la sección de la fundación en m^4 , kd es el módulo de balasto de placa ($1500 \text{ Tonf}/m^3$), B es el ancho de la zapata en m , D_f es la profundidad de la fundación (3 m), L es el largo de la zapata (22 m) y N_{col} es el número de columnas que tiene la cepa. Para el caso sísmico, la rigidez estática se multiplica por un factor de 1,5. La Tabla 3.11 muestra los parámetros ocupados y los resultados presentados en la memoria y los ocupados en el nuevo cálculo.

Tabla 3.11: Valores memoria y cálculo de la rigidez rotacional, R_y , para fundación de las cepas del puente Juan Soldado.

Caso	$B \text{ [m]}$	$I_{rr} \text{ [m}^4\text{]}$	$k_{e\theta}/N_{col} \text{ [Tonfm/rad]}$
Estático Memoria	8	938,7	5224343,85
Sísmico Memoria	6	396	3720937,50
Estático Calculo	8	82,1	456857,38
Sísmico Calculo	8	39,9	333248,52

Comparando todos los resultados se decide ocupar el menor valor, el cual corresponde al caso sísmico calculado, debido a que con éste el comportamiento del modelo es equivalente al resultado mostrado en el análisis modal de la memoria de cálculo.

3.3.5.2 Fundación sobre pilotes

El modelamiento de éstas se realiza utilizando el método establecido por el Manual de Carreteras [7], el cual ocupa resortes en direcciones ortogonales a lo largo de los pilotes para modelar el comportamiento del suelo y ocupa un apoyo rotulado en la base (Figura 3.30).

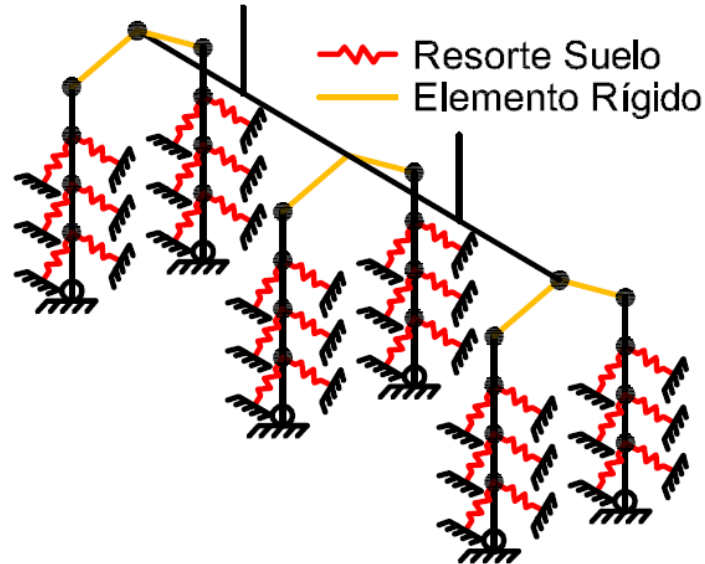


Figura 3.30: Diagrama modelamiento fundación sobre pilotes.

Tanto el encepado como los pilotes se modelan como un elemento *frame* con las propiedades elásticas del hormigón (Tabla 3.2). Se presenta una tabla comparativa con las propiedades de las secciones ocupadas en los modelos (Tabla 3.12).

Tabla 3.12: Propiedades de la sección del encepado y de los pilotes por puente.

Elemento	Encepado		Pilotes	
Puente	Fiscal	Las Cruces	Fiscal	Las Cruces
Hormigón	H30	H30	H30	H30
Área [m ²]	10,80	14,24	1,12	1,92
TorsConst [m ⁴]	8,50	15,33	0,20	0,54
I33 [m ⁴]	2,60	4,75	0,10	0,27
I22 [m ⁴]	30,28	50,14	0,10	0,27

Las rigideces de cada resorte se obtuvieron de la memoria de cálculo del puente y se presentan en el Anexo 1.

3.3.6 Estribos

En las memorias de cálculo de los tres puentes estudiados los estribos se modelan como elementos infinitamente rígidos, donde los nodos que representan los estribos están empotrados. Debido a que se trata de emular los modelos entregados por la memoria, se ocupa el mismo modelamiento (Figura 3.16).

3.3.7 Topes Sísmicos

De manera de poder controlar los altos desplazamientos que se generan en el sistema de aislación durante un sismo severo, los tres puentes estudiados poseen topes sísmicos. Estos elementos se modelan con un comportamiento no-lineal, el cual depende del tipo de tope. Los topes solo entran en funcionamiento cuando la superestructura sufre grandes desplazamientos, por lo que no influyen en la rigidez inicial del sistema.

Los topes se modelan a través de elementos tipo *link* que logren simular correctamente su comportamiento. Los topes se modelan como topes internos y externos a través de distintos elementos *link*, los cuales se ubican entre los aisladores, conectando así el diafragma rígido, que simula el tablero, con el estribo, y conectando el diafragma rígido con la viga cabezal en las cepas (Figura 3.31).

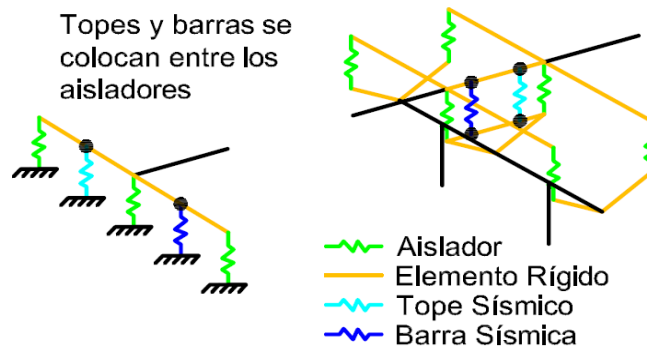


Figura 3.31: Diagrama modelamiento topes sísmicos y barras sísmicas.

3.3.7.1 Topes Internos

Los tres puentes poseen topes sísmicos intermedios tanto en sus cepas como en sus estribos. Los topes intermedios se modelan ocupando elementos *link* “*MultilinearPlastic*”.

Los topes se modelan ocupando el método propuesto por [22]. La curva se genera a partir de cuatro puntos desde el origen (Figura 3.33):

1. B : punto en que el desplazamiento de la superestructura es suficiente para que las vigas toquen el tope y éste empiece a recibir carga. Este punto se establece sin fuerza y con un desplazamiento igual al 95% del tamaño del gap.
2. V_1 : punto de máxima carga en el cual la grieta se propaga por todo el tope. La fuerza de este punto se determina a través de la siguiente ecuación:

$$V_1 \begin{cases} 5.52A_c ; \rho < 0.6\% \\ 0.2A_c f'_c ; \rho \geq 0.6\% \end{cases} \quad (3.3)$$

Donde A_c es el área de la sección del tope en cm^2 , f'_c es la resistencia a compresión del hormigón y ρ es la cuantía de refuerzo de la sección del tope. Mientras que el desplazamiento se considera igual que el valor del gap.

3. V_2 : punto que representa la degradación cíclica del tope. Este punto se determina aplicándole un factor c a V_1 con un desplazamiento igual al gap. El valor de c se determina ocupando la siguiente ecuación:

$$c = 1.5\alpha - 0.25 \quad (3.4)$$

Donde α es la razón de aspecto del tope (h/d) (Figura 3.32).

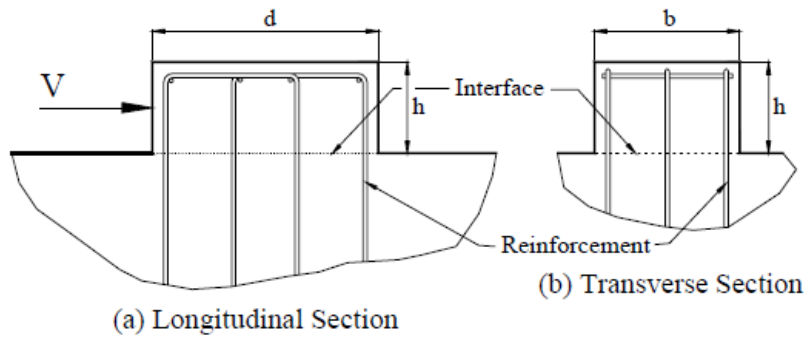


Figura 3.32: Geometría tope intermedio. Fuente: [22].

4. D_{max} : punto que representa el desplazamiento máximo del tope para que su capacidad de fricción sea cero. A partir de los resultados experimentales, ésta se establece como 114 mm desde que se alcanza el valor del gap.

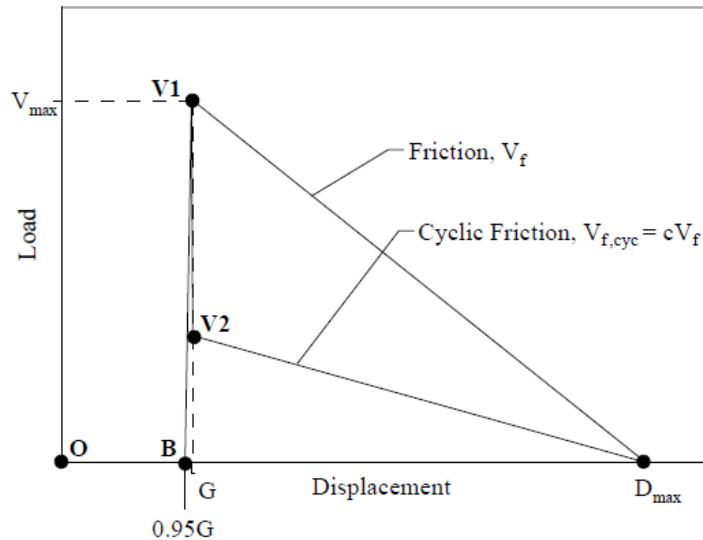


Figura 3.33: Comportamiento topes sísmicos intermedios. Fuente: [22].

A continuación, se presenta una tabla con los valores iniciales para el cálculo de cada tope (Tabla 3.13) y tablas con los puntos que definen la curva de los topes modelados (Tabla 3.14, Tabla 3.15, Tabla 3.16).

Tabla 3.13: Propiedades topes sísmicos intermedios por puente.

Puente	Juan Soldado		Fiscal		Las Cruces
Hormigón	H35		H30		H30
Ubicación	Estribos	Cepas	Estribos	Cepas	Todos
N° de Topes	6	6	8	8	5
Gap [cm]	20	20	20	20	35
ρ [%]	1,35	0,93	0,64	0,73	0,61
α	0,86	0,73	0,75	0,75	0,45
c	1,00	0,85	0,88	0,88	0,43

Tabla 3.14: Parámetros de elemento link para topes sísmicos intermedios - puente Juan Soldado.

Juan Soldado	Cepas		Estribos	
	D [cm]	V [Tonf]	D [cm]	V [Tonf]
O	0	0	0	0
B	19	0	19	0
V_1	20	12060	20	5580
V_2	20	10191	20	5580
D_{max}	31	0	31	0

Tabla 3.15: Parámetros de elemento link para topes sísmicos intermedios - puente Fiscal.

Fiscal	Cepas		Estribos	
	D [cm]	V [Tonf]	D [cm]	V [Tonf]
O	0	0	0	0
B	19	0	19	0
V_1	20	8600	20	7360
V_2	20	7525	20	6440
D_{max}	31	0	31	0

Tabla 3.16: Parámetros de elemento link para topes sísmicos intermedios - viaducto Las Cruces.

Las Cruces	D[cm]	V [Tonf]
O	0	0
B	33	0
V_1	35	10000
V_2	35	4250
D_{max}	46	0

Es importante notar que el método entrega el valor de un tope sísmico, por lo que los valores de fuerza en las tablas mostradas están multiplicados por la cantidad de topes que existen. Para el caso de los topes en el viaducto Las Cruces, debido a la semejanza del comportamiento entre ellos y para simplificar el trabajo, se decide ocupar solo un tipo de tope intermedio.

3.3.7.2 Topes Externos

En este caso, solo el Viaducto Las Cruces posee topes externos. Estos se encuentran ubicados solo en las cepas. Los topes externos se modelan ocupando elementos *link* "MultilinearPlastic" que conectan el tablero con la viga cabezal.

Existen tres tipos de fallas que puede sufrir un tope externo. El modelamiento del tope externo depende del tipo de falla que pueda presentar. A su vez las fallas dependen de la razón entre las cuantías de acero de refuerzo horizontal A_{sh} , de refuerzo vertical A_{sv} , y el tipo de construcción del tope, monolítica (tope se construye como parte de la viga cabezal) o segmentada (tope se construye sobre una viga cabezal ya construida). Para el caso del viaducto Las Cruces, el tope externo tiene una relación A_{sh}/A_{sv} de 4,7 y una construcción monolítica, lo cual implica que el tope fallaría por un mecanismo de deslizamiento por corte (Figura 3.34) [23].

El desplazamiento que se ocupa para definir la curva corresponde al desplazamiento en el extremo superior del tope (Δ), el cual se calcula:

$$\Delta = \theta(R + h) \quad (3.5)$$

Donde θ corresponde al ángulo de giro, R al radio de giro y h a la altura desde la parte superior de la viga cabezal hasta el punto donde se aplica la carga.

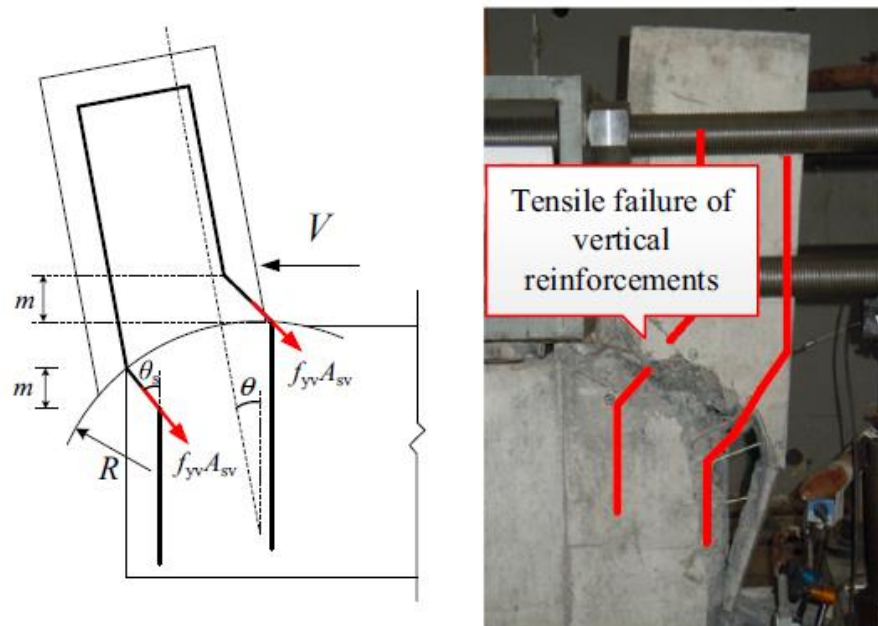


Figura 3.34: Falla tope sísmico externo por deslizamiento por corte.

La resistencia del tope (V) queda definida considerando tanto el aporte del hormigón como del acero. La curva queda dividida en cuatro tramos, los cuales se definen a partir de la deformación del acero ($\varepsilon(\theta)$)(Figura 3.35):

1. $\varepsilon(\theta) \leq \varepsilon_y$: Tramo previo a la fluencia del acero, donde el hormigón y el acero trabajan juntos. La resistencia máxima del hormigón ($V_{c\max}$) es alcanzada en la fluencia del acero, y queda definida por:

$$V_{c\max} = 0.2 \sqrt{f'_c} A_{cv} \text{ (MPa)} \quad (3.6)$$

Donde f'_c es la resistencia a la compresión del hormigón en MPa y A_{cv} el área de la sección de hormigón del tope en m^2 .

2. $\varepsilon_y < \varepsilon(\theta) \leq \varepsilon_{uy}$: Tramo en la meseta de fluencia a la fluencia del acero, donde el hormigón comienza a perder resistencia y el acero fluye. El tramo termina cuando el acero alcanza su endurecimiento post- fluencia y el hormigón ya no aporta resistencia.
3. $\varepsilon_{uy} < \varepsilon(\theta) \leq \varepsilon_u$: Tramo donde solo el acero entrega resistencia a través de su endurecimiento.
4. $\varepsilon_u < \varepsilon(\theta) \leq \varepsilon_p$: Tramo donde solo el acero entrega resistencia, pero éste comienza a perder resistencia hasta que se corta.

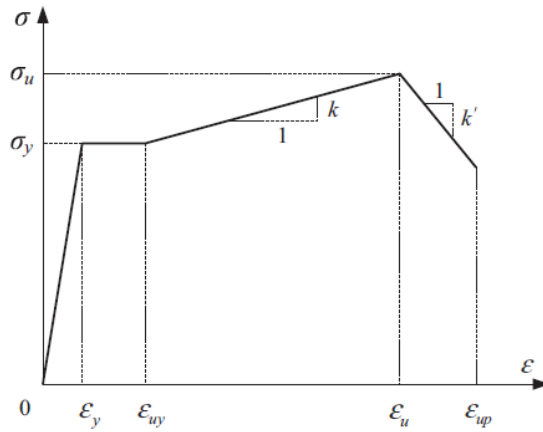


Figura 3.35: Comportamiento acero bajo tracción. Fuente: [23].

La deformación del acero se determina en función del giro del tope sísmico a través de la siguiente relación:

$$\varepsilon(\theta) = \frac{\sqrt{(\theta(R+m)\cos(\theta))^2 + (m - \theta(R+m)\text{seno}(\theta))^2}}{m} - 1 \quad (3.7)$$

Donde, m es el largo del acero doblado, y se determina según:

$$m = \begin{cases} m_1 & ; \varepsilon(\theta) \leq \varepsilon_{uy} \\ m_2 = \frac{2\gamma d_b + m_1}{m_1} \frac{\varepsilon(\theta) - \varepsilon_{uy}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{uy}} m_1 & ; \varepsilon_{uy} < \varepsilon(\theta) \leq \varepsilon_u \\ m_3 = \frac{2\gamma d_b + m_1}{m_1} m_1 & ; \varepsilon(\theta) > \varepsilon_u \end{cases} \quad (3.8)$$

Donde, γ corresponde al largo del doblez del refuerzo vertical, el cual según los resultados experimentales medidos equivale a 5,283 y d_b al diámetro del refuerzo vertical en $[mm]$.

$$V \begin{cases} V_c^I + V_s^I & ; \varepsilon(\theta) \leq \varepsilon_{uy} \\ V_c^{II} + V_s^{II} & ; \varepsilon_y < \varepsilon(\theta) \leq \varepsilon_{uy} \\ V_s^{III} & ; \varepsilon_{uy} < \varepsilon(\theta) \leq \varepsilon_u \\ V_s^{IV} & ; \varepsilon_u < \varepsilon(\theta) \leq \varepsilon_{up} \end{cases} \quad (3.9)$$

$$V_c^I = \frac{\varepsilon(\theta)}{\varepsilon_y} V_{c \max} \quad (3.10)$$

$$V_c^{II} = \frac{\varepsilon_{uy} - \varepsilon(\theta)}{\varepsilon_{uy} - \varepsilon_y} V_{c \max} \quad (3.11)$$

$$V_s^I = A_{sv} E_s \varepsilon(\theta) (\mu_r \cos \theta_s + \sin \theta_s) \quad (3.12)$$

$$V_s^{II} = A_{sv} \sigma_y (\mu_r \cos \theta_s + \sin \theta_s) \quad (3.13)$$

$$V_s^{III} = A_{sv} (\sigma_y + k(\varepsilon(\theta) - \varepsilon_{uy})) (\mu_r \cos \theta_s + \sin \theta_s) \quad (3.14)$$

$$V_s^{III} = A_{sv} (\sigma_y + k(\varepsilon(\theta) - \varepsilon_{uy})) (\mu_r \cos \theta_s + \sin \theta_s) \quad (3.15)$$

$$V_s^{IV} = A_{sv} (\sigma_y + k(\varepsilon_u - \varepsilon_{uy}) + k'(\varepsilon(\theta) - \varepsilon_u)) (\mu_r \cos \theta_s + \sin \theta_s) \quad (3.16)$$

Donde, E_s es el módulo de elasticidad del acero en MPa , μ_r el coeficiente de fricción del hormigón el cual se determina como 0,35 y θ_s es el ángulo de inclinación del acero, que se determina como:

$$\tan \theta_s = \frac{\theta(R + m) \cos \theta}{m - \theta(R + m) \sin \theta} \quad (3.17)$$

Los valores iniciales para el cálculo se muestran en la Tabla 3.17.

Tabla 3.17: Valores iniciales para el cálculo de topes sísmicos externos viaducto Las Cruces.

ε_y	0,002	$R [mm]$	357	$f_y [MPa]$	420	μ_r	0,35
ε_{uy}	0,005	$h [mm]$	85	$A_c [m^2]$	1,591	γ	5,283
ε_u	0,05	$m_1 [mm]$	100	$A_{sv} [m^2]$	0,0042977	$d_b [mm]$	12
ε_{up}	0,1	$f'_c [MPa]$	25	$E_s [MPa]$	210000	k y $k' [MPa]$	4200

Finalmente, la curva de comportamiento usada en el modelo es mostrada en la Figura 3.36.

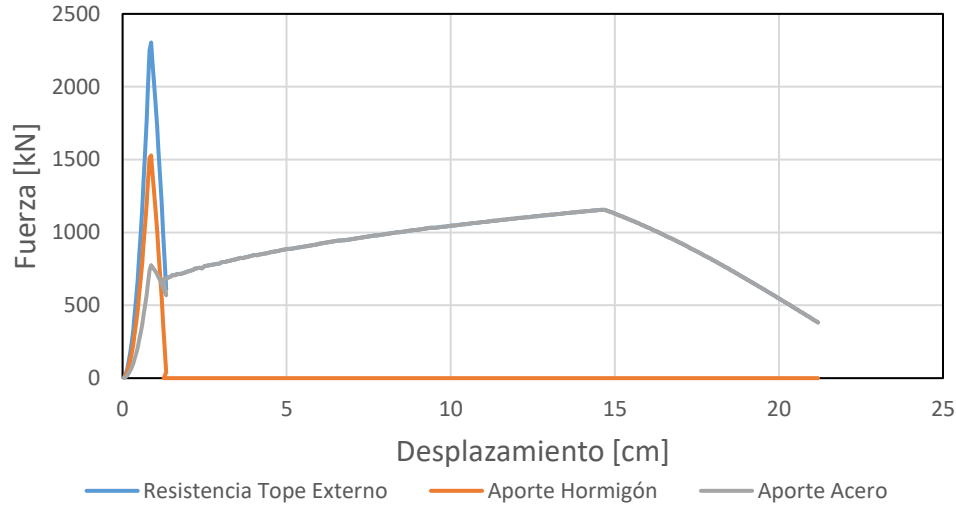


Figura 3.36: Curva comportamiento tope externo viaducto Las Cruces.

Notar que en el gráfico no se considera el gap de 48 cm con el propósito de mostrar la curva de forma más clara, pero el gap si se considera en el modelo.

3.3.7.3 Muro Espaldar

Los tres puentes poseen muros espaldares en los estribos que actúan como topes sísmicos longitudinales. Estos topes se modelan ocupando elementos *link "MultilinearPlastic"*, los cuales quedan definidos a partir de la geometría de los estribos. La curva de comportamiento del muro espaldar se define a partir de dos puntos (Figura 3.37) [24]:

1. Punto donde se cierra el gap, cuando la superestructura comienza a cargar el muro del estribo con una rigidez:

$$K_{abut} = K_i w \left(\frac{h}{1,7} \right) (kN/mm) \quad (3.18)$$

Donde K_i es la rigidez inicial del material de relleno del estribo, el cual se estima como 14,35 kN/mm/m, w es el ancho del muro del estribo en m y h la altura del muro en m.

2. Punto de máxima presión pasiva, donde el muro no logra resistir más carga y se determina según:

$$P_{bw} = A_e 239 \left(\frac{h_{bw}}{1,7} \right) (kN) \quad (3.19)$$

Donde A_e es el área efectiva del muro longitudinal del estribo en m^2 . Una vez alcanzado este punto, el tope fluye y no toma más carga.

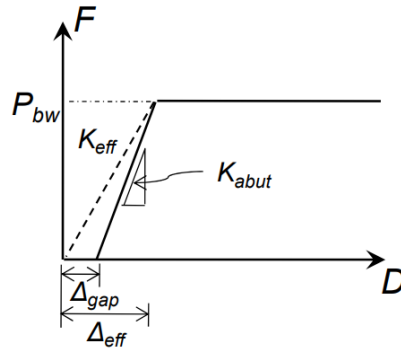


Figura 3.37: Comportamiento muro espaldar. Fuente: [24].

Este método asume que la resistencia de presión pasiva que genera el suelo detrás del muro espaldar es perpendicular a éste. En caso de que el muro del estribo posea esviaje, se debe considerar una reducción de la rigidez K_{abut} y la fuerza máxima de presión pasiva P_{bw} a través del siguiente factor [24]:

$$\beta = 1 - 0,3 \frac{\tan \alpha}{\tan 60^\circ} \quad (3.20)$$

Donde α es el valor del esviaje del muro respecto a la dirección transversal del puente en grados.

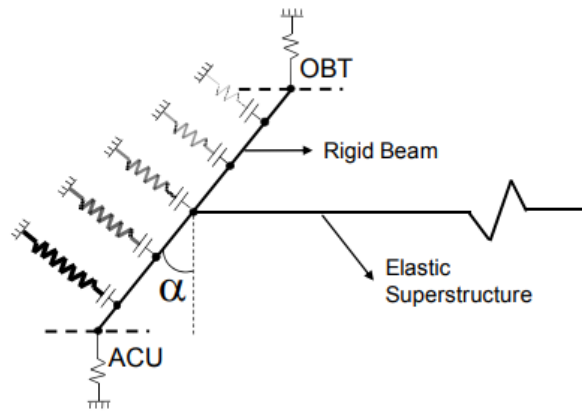


Figura 3.38: Diagrama esviaje en estribos. Fuente: [24].

A continuación, se muestra una tabla con los valores iniciales ocupados para el cálculo del comportamiento de los estribos (Tabla 3.18) y otra mostrando los resultados obtenidos (Tabla 3.19).

Tabla 3.18: Valores iniciales para el cálculo de estribos.

Puente	Juan Soldado	Fiscal	Las Cruces
h [m]	2,9	2,2	1,7
w [m]	11,7	31,4	21,4
Gap [cm]	45	45	65
α [°]	0	14,44	0

Tabla 3.19: Valores de los parámetros del modelo para los estribos.

Puente	Juan Soldado	Fiscal	Las Cruces
K_{abut} [Tonf/cm]	288,7	553,6	302,8
P_{bw} [Tonf]	1403,9	2101,9	842,1
β	1	0,96	1

3.3.8 Barras Sísmicas

La principal función de las barras sísmicas es no permitir el movimiento vertical del tablero debido a la componente vertical del sismo. A pesar de esto, las barras sísmicas entregan cierto nivel de rigidez al desplazamiento horizontal del tablero. En la práctica, se omite esta rigidez horizontal al diseñar un puente con aislación sísmica.

Las barras sísmicas se modelan a través de elementos *link* que conectan el tablero con la viga cabezal o estribo correspondiente. Para el caso no-lineal, el comportamiento se modela siguiendo el modelo propuesto por Martínez [25], el cual se basó en resultados experimentales.

El modelo define el comportamiento horizontal de las barras a partir de tres rectas (Figura 3.39):

1. K_1 : describe el comportamiento inicial de las barras mientras predominan los efectos de flexión.
2. K_2 : describe el comportamiento de las barras cuando las fuerzas predominantes en ésta son de tracción, lo cual genera un aumento considerable de la rigidez.
3. K_d : representa la pendiente de descarga de las barras.

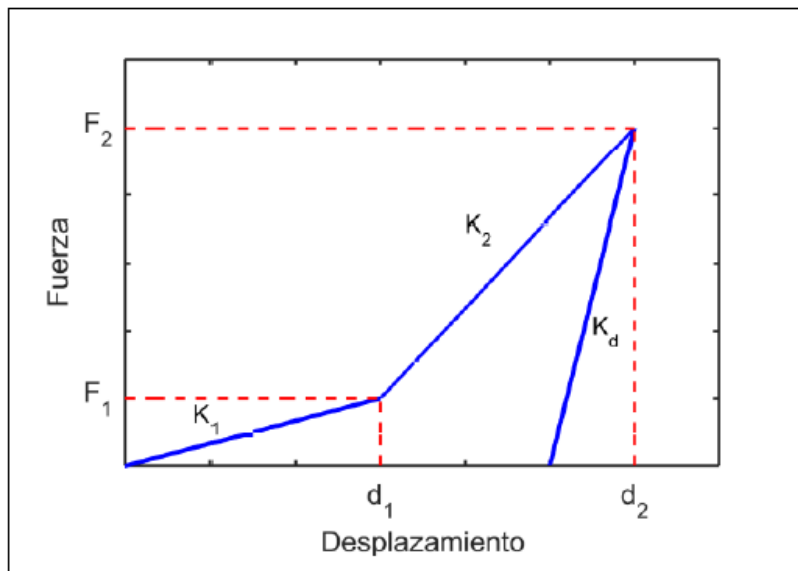


Figura 3.39: Comportamiento barras sísmicas. Fuente: [25].

Las pendientes se determinan encontrando los puntos que las definen. La Tabla 3.20 muestra las ecuaciones utilizadas para encontrar el comportamiento de las barras.

Tabla 3.20: Ecuaciones para la definición del comportamiento lateral de las barras sísmicas. Fuente: [25].

Desplazamiento	Fuerza	Rigidez de Descarga	Factor γ
$d_1 = 0.1 h_1$ $d_2 = \begin{cases} h_1 & \text{para CD} \\ 0.35 h_1 & \text{para SD} \end{cases}$	$F = \gamma f_y A_{sb}$	$K_d = \begin{cases} 20 K_2 & \text{para CD} \\ 15 K_2 & \text{para SD} \end{cases}$	$\gamma = \begin{cases} 0.04 & \text{para } F_{1CD} \\ 0.71 & \text{para } F_{2CD} \\ 0.07 & \text{para } F_{1SD} \\ 0.37 & \text{para } F_{2SD} \end{cases}$

Obs. f_y corresponde a la tensión de fluencia real, se recomienda utilizar $1.2f_y$ nominal.

Donde h_l , es la altura libre de la barra (Figura 3.40), γ es un factor adimensional que depende de si las barras tienen diafragma (CD) o si no tienen diafragma (SD) y A_{sb} es el área de las barras.

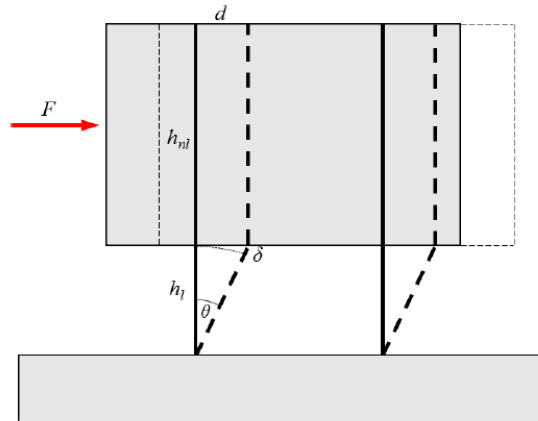


Figura 3.40: Diagrama barras sísmicas. Fuente: [25].

A continuación, en la Tabla 3.21 se resumen las propiedades de las barras sísmicas en cada puente.

Tabla 3.21: Parámetros iniciales de las barras sísmicas por puente.

Puente	Juan Soldado	Fiscal	Las Cruces	
Ubicación	Todos	Todos	Vano 1,2 y 4	Vano 3
Diafragma	CD	CD	CD	CD
h_l [cm]	50	56,76	15	15
Acero	A44-28H	A44-28H	A44-28H	A44-28H
Cuantía	12 ϕ 32	16 ϕ 32	10 ϕ 36	15 ϕ 36

Ocupando estos datos se obtienen las siguientes curvas de comportamiento para las barras sísmicas:

Tabla 3.22: Puntos curva comportamiento de barras sísmicas para modelo por puente.

Puente	Juan Soldado		Fiscal		Las Cruces Vano 1,2 y 4		Las Cruces Vano 3	
Punto	d [cm]	F [Tonf]	d [cm]	F [Tonf]	d [cm]	F [Tonf]	d [cm]	F [Tonf]
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	5,0	13,2	5,7	17,7	1,5	14,0	1,5	21,0
2	50,0	235,2	56,8	313,6	15,0	248,0	15,0	372,0
K	47,6	0,0	54,1	0,0	14,3	0,0	14,3	0,0

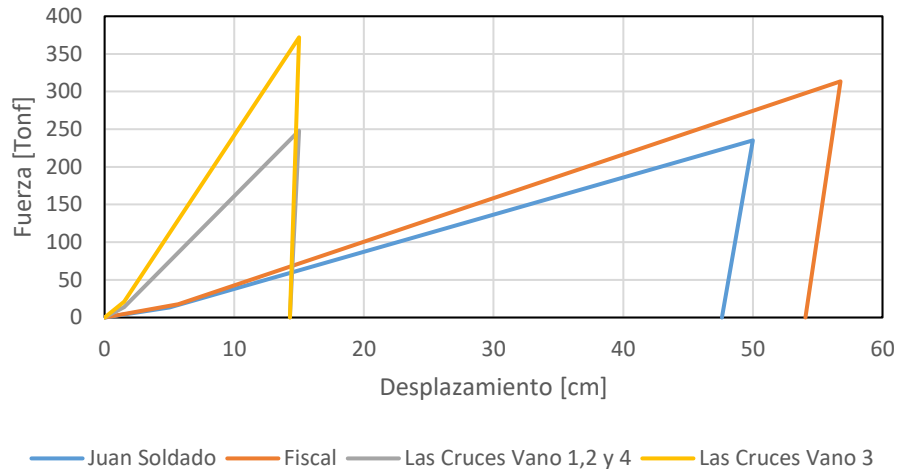


Figura 3.41: Curva comportamiento de barras sísmicas para cada puente en estudio.

Debido a que en las cepas de los puentes Juan Soldado y Fiscal se tienen dos conjuntos de barras, se considera que el elemento *link* usado para esta parte tiene el doble de resistencia. Para el caso de las cepas 2 y 3 del viaducto las Cruces, se ocupan dos elementos *link* separados, correspondiendo a los dos conjuntos de barras que estas cepas tienen.

Es importante destacar la mayor rigidez que tienen las barras del viaducto Las Cruces en comparación a los otros puentes (Figura 3.41). Esto se debe al poco largo libre que tienen las barras del viaducto, que llega a ser menos de la mitad de los otros dos (Tabla 3.21).

Para el caso elástico, las barras se modelan como un elemento con rigidez igual a K_1 .

3.3.9 Aisladores

Los aisladores se modelan ocupando el elemento *link* “*Rubber Isolator*”, el cual tiene un comportamiento elástico definido por una rigidez efectiva, K_{eff} del aislador bajo un análisis lineal, pero considera el modelo bilineal del aislador bajo un análisis no-lineal (Figura 2.7).

Los aisladores se colocan en los extremos de los vanos, y conectan el tablero con la viga cabezal o estribo correspondiente.

3.3.9.1 Comportamiento Lineal-elástico

El valor de rigidez efectiva para el comportamiento elástico del aislador se obtiene de las memorias de cálculo de cada puente. En Tabla 3.23, Tabla 3.24 y Tabla 3.25 se presentan los valores ocupados en los modelos.

Tabla 3.23: Rigidez efectiva para los aisladores del puente Juan Soldado.

Ubicación	Longitudinal [T/m]	Transversal [T/m]	Vertical [T/m]
EE	189	196	94353
C1	625	285	312590
C2	1705	548	852551
C3	227	285	113353
ES	189	258	94353

Tabla 3.24: Rigidez efectiva para los aisladores del puente Fiscal.

Ubicación	Longitudinal [T/m]	Transversal [T/m]	Vertical [T/m]
EE	93	94	46759
C1	93	93	46759
C2	94	94	46759
C3	94	94	46759
C4	94	94	46759
ES	93	93	46759

Tabla 3.25: Rigidez efectiva para los aisladores del viaducto Las Cruces.

Ubicación	Longitudinal [T/m]	Transversal [T/m]	Vertical [T/m]
EE	113	119	59500
C1	112	104	56000
C2	124	110	62000
C3	114	105	57000
ES	113	119	59500

3.3.9.2 Comportamiento no-lineal

El comportamiento no-lineal de los aisladores se define a partir de los valores de rigidez elástica inicial (K_u), rigidez post-fluencia (K_d), y la fuerza de fluencia (F_y) (Figura 2.7).

Para el caso de los aisladores HDRB, tanto la rigidez elástica inicial como la fluencia del aislador son propiedades del comportamiento del caucho de alto amortiguamiento. Por ello estos valores se obtienen a partir de ensayos realizados a los aisladores, los cuales son entregados por el proveedor. Los valores ocupados para los aisladores del Puente Fiscal se obtienen de la memoria de cálculo.

En el caso de los aisladores LRB, los valores se obtienen a partir de las ecuaciones entregadas por [6]. La rigidez elástica inicial (K_u) de los aisladores con núcleo de plomo se obtiene como proporción de la rigidez post-fluencia (K_d) del elemento. Luego de la fluencia del plomo, éste no puede entregar más rigidez al elemento, por lo que la rigidez post-fluencia (K_d) del aislador es entregada principalmente por el caucho. Se ocupa la siguiente ecuación para obtener el valor de la rigidez elástica inicial:

$$K_u = nf \frac{GA_b}{T_r} \quad (3.21)$$

Donde n es un factor de proporcionalidad entre la rigidez inicial y la de post-fluencia, la cual toma un valor de 10 para cargas dinámicas; f es un factor que se ocupa para tomar en cuenta la rigidez que entrega el plomo, el cual se toma como 1,1; G es el módulo de corte del caucho ocupado; A_b es el área total de caucho que tiene la sección del aislador y T_r es el grosor neto de caucho que tiene el aislador, es decir, la altura de caucho sin las placas de acero. La fluencia de los LRB es determinada a partir de la fluencia del núcleo de plomo, la cual se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$F_y = \frac{1}{\omega} f_{yL} \frac{\pi d_L^2}{4} \quad (3.22)$$

Donde ω es un factor que toma en cuenta el efecto del *creep* en el plomo, valor igual a 1 para cargas dinámicas; f_{yL} es el esfuerzo de fluencia al corte del plomo, el cual se toma como 9 MPa, según la literatura y d_L es el diámetro del núcleo de plomo. En la Tabla 3.26 se muestran los valores utilizados para el cálculo de las propiedades no lineales de los aisladores LRB.

Tabla 3.26: Propiedades Aisladores LRB. Fuente: [17] [19].

Puente	Juan Soldado		Las Cruces	
Ubicación	Estribos	Cepas	Estribos	Cepas
G [kgf/cm]	9	9	9	9
d_L [mm]	100	100	120	95
A_b [cm ²]	3521	1946	2438,6613	1999
T_r [cm]	25	15	13,2	12
f_{yL} [kgf/cm ²]	91,7748	91,7748	91,7748	91,7748

La rigidez post-fluencia (K_d) no se agrega directamente al elemento *link* “*Rubber Isolator*”, si no que a través de la razón entre la rigidez elástica inicial y la rigidez post-fluencia ($K_d/K_u, 1/n$). Para aisladores HRDB se toma como 0,17 [18] y para aisladores LRB se toma como 0,1 [6] .

Finalmente, en la Tabla 3.27, Tabla 3.28 y Tabla 3.29 se muestran los valores ocupados para las propiedades no-lineales de los aisladores de los modelos.

Tabla 3.27: Propiedades no-lineales para los aisladores del modelo puente Juan Soldado.

Ubicación	K_u [Tonf/m]	F_y [Tonf]	K_d/K_u
EE	1394	7,2	0,1
C1	1285	7,2	0,1
C2	1285	7,2	0,1
C3	1285	7,2	0,1
ES	1394	7,2	0,1

Tabla 3.28: Propiedades no-lineales para los aisladores del modelo puente Fiscal.

Ubicación	Longitudinal		Transversal		K_d/K_u
	K_u [Tonf/m]	F_y [Tonf]	K_u [Tonf/m]	F_y [Tonf]	
EE	244	4,6	217	4,1	0,17
C1	216	4,0	437	4,0	0,17
C2	203	3,8	437	3,9	0,17
C3	437	3,8	437	3,9	0,17
C4	437	3,9	437	4,0	0,17
ES	244	4,6	221	4,1	0,17

Tabla 3.29: Propiedades no-lineales para los aisladores del modelo viaducto Las Cruces.

Ubicación	K_u [Tonf/m]	F_y [Tonf]	K_d/K_u
EE	1829	10,4	0,1
C1	1649	6,5	0,1
C2	1649	6,5	0,1
C3	1649	6,5	0,1
ES	1829	10,4	0,1

Capítulo 4 ANÁLISIS Y RESULTADOS

4.1 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Corresponde a un análisis modal lineal, el cual toma las propiedades elásticas de todos los elementos. En un puente típico, los principales modos de vibrar corresponden comúnmente a uno dominado por desplazamientos en sentido longitudinal, otro en sentido transversal y, en tercer lugar, un modo de rotación global del sistema [5].

Uno de los factores que afecta de manera considerable los resultados de estos análisis son las masas involucradas en el sistema. Para hacer comparables los resultados de este estudio con las memorias de cálculo de los puentes, se aplican factores a las masas del tablero, viga cabezal y columnas de los modelos. Los factores se obtienen a partir de las masas del modelo inicial y las masas que se encuentran en la memoria de cálculo de cada puente (Tabla 4.1).

Tabla 4.1: Factores de peso para modelo por puente.

Puente	Elemento	Masa Modelo [Ton]	Masa Memoria [Ton]	Factor
Juan Soldado	Tablero	5616	6554	1,17
	Viga Cabezal	1319	1467	1,11
	Columnas	310	340	1,10
Fiscal	Tablero	6624	8218	1,24
	Viga Cabezal	947	986	1,04
	Columnas	192	194	1,01
Las Cruces	Tablero	3366	4515	1,34
	Viga Cabezal	1055	1055	1,00
	Columnas	198	198	1,00

Es importante notar que las memorias de cálculo agregan también una carga viva en el análisis, la cual se define como un 50% de la carga de faja. Esta carga extra se agrega en el modelo a través del factor de masas del tablero.

Se realiza el cálculo de los periodos fundamentales de los puentes a partir de un modelo simplificado de un grado de libertad en dirección longitudinal y transversal, para verificar en una primera instancia los valores entregados por las memorias de cálculo. Los periodos del sistema se obtienen a partir de la siguiente ecuación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eq}}} \quad (4.1)$$

Donde M es la masa total del puente y K_{eq} es la rigidez equivalente del puente. La rigidez equivalente se obtiene a partir de la suma de las rigideces de los estribos y las cepas.

En la práctica, al realizar los modelos no se toma en cuenta la rigidez lateral que generan las barras sísmicas, por lo que los periodos resultantes pueden ser más flexibles que la realidad. Los periodos mostrados en las memorias de cálculo de los puentes y los calculados por el modelo simplificado y el modelo computacional, se obtuvieron sin la consideración de las barras sísmicas.

El aumento de rigidez generado por las barras sísmicas en la interfaz superestructura y subestructura puede generar un cambio drástico en el comportamiento del sistema de aislación, por lo que se realiza un segundo análisis modal considerando el aporte elástico inicial del conjunto de barras.

A continuación, se presentan tablas comparativas (Tabla 4.2, Tabla 4.3 y Tabla 4.4) entre los periodos obtenidos por el modelo simplificado, los periodos entregados por las memorias de cálculo y los periodos obtenidos usando el software SAP2000, sin considerar el aporte de las barras sísmicas y considerando su aporte.

Tabla 4.2: Comparación de los periodos fundamentales para el puente Juan Soldado.

Método	T Long [s]	T Trans [s]
Modelo Simplificado	2,09	1,72
Memoria de Calculo	2,25	1,77
Modelo SAP	2,06	1,75
Modelo SAP con barras	1,97	1,67

Tabla 4.3: Comparación de los periodos fundamentales para el puente Fiscal.

Método	T Long [s]	T Trans [s]
Modelo Simplificado	2,29	2,16
Memoria de Calculo	2,21	2,02
Modelo SAP	2,13	2,07
Modelo SAP con barras	1,88	1,80

Para el caso del viaducto Las Cruces, la memoria de cálculo no entrega los valores de los periodos fundamentales con las rigideces efectivas de los aisladores mostradas en la sección 3.3.9. Si no que entrega los periodos obtenidos a partir de una rigidez inicial ocupada para comenzar las iteraciones del cálculo de los aisladores (1130 [Kgf/cm] en las cepas y 1110 [Kgf/cm] en los estribos). Con la intención de comparar resultados, se le realiza al modelo el análisis modal con los valores de rigidez iniciales y con los valores de rigidez efectivos (Tabla 4.4).

Tabla 4.4: Comparación de los periodos fundamentales para el viaducto Las Cruces.

Método	T Long [s]	T Trans [s]
Modelo Simplificado (efectivos)	2,15	2,09
Memoria de Calculo (iniciales)	1,93	1,80
Modelo SAP (iniciales)	1,95	1,90
Modelo SAP (efectivos)	1,88	1,94
Modelo SAP con barras (efectivos)	1,22	1,22

Tanto en el puente Juan Soldado (Tabla 4.2) como en el puente Fiscal (Tabla 4.3) los resultados de los modelos muestran valores cercanos y las mismas direcciones que los entregados por las memorias de cálculo, lo cual nos sirve para verificar que los modelos fueron bien realizados. En el caso del viaducto Las Cruces (Tabla 4.4) se comparan los resultados de la memoria de cálculo con los del modelo con valores de rigidez inicial, los valores de los resultados no varían mucho y tienen la misma dirección que los entregados por la memoria de cálculo, por lo que verifican el modelo. Sin embargo, para los análisis futuros no se ocupa este modelo, sino que se ocupa un modelo con los valores de rigidez efectiva de los aisladores, los cuales en magnitud no varían mucho respecto a los entregados por la memoria de cálculo, pero varía en que el primero modo de vibrar cambia de dirección longitudinal a transversal.

El modelo simplificado muestra resultados varios, en algunos casos se acerca a los entregados por los modelos y en otros no. Por lo que no sirve como método para obtener un resultado exacto, pero si un resultado como primera aproximación.

Con relación a la comparación de los modelos sin barra y con barras, los resultados de los modelos con barras muestran en todos los casos un comportamiento más rígido (con menor periodo) que los modelos sin barras. En especial en el caso del viaducto Las Cruces, donde se ve la mayor disminución del periodo.

Para el análisis, se ocupan espectros de aceleración en dirección longitudinal y transversal del puente. Los espectros utilizados corresponden a la envolvente entre el espectro de servicio entregado por el Manual de Carreteras y un espectro generado por un estudio de riesgo sísmico, de acuerdo con las memorias de cálculo de cada puente (Figura 4.1).

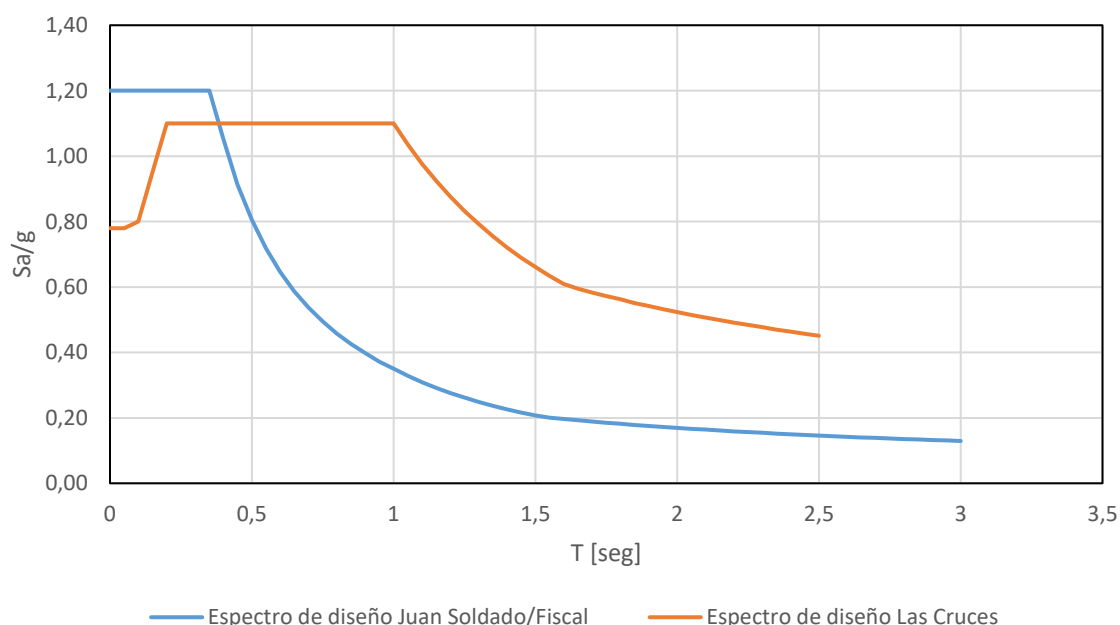


Figura 4.1: Espectro de diseño para los puentes en estudio.

El efecto del sistema de aislación permite reducir parte del espectro a partir de 0,8 veces el periodo del modo en la dirección de análisis considerada. Dicha reducción se calcula en base al amortiguamiento del aislador según la expresión [26]:

$$B_L = \left(\frac{\xi}{0,05}\right)^{0,3} \quad (4.2)$$

Donde ξ equivale al amortiguamiento del sistema en la dirección estudiada. El valor de amortiguamiento se obtiene de las memorias de cálculo entregadas de cada puente y los periodos se obtienen a partir de los valores obtenidos por los modelos computacionales. En el caso del viaducto Las Cruces, se ocupan los periodos obtenidos con la rigidez efectiva de los aisladores.

Tabla 4.5: Amortiguamiento viscoso equivalente por dirección y puente.

Puente	Juan Soldado	Fiscal	Las Cruces
Transversal	15%	11%	20%
Longitudinal	8%	9%	20%

La inclusión de las barras cambiaría el espectro amortiguado, ya que ésta disminuye los periodos fundamentales de la estructura y aumenta el amortiguamiento, pero debido a que este fenómeno es complejo y no es el objetivo principal de esta memoria, se ocupa el espectro amortiguado determinado por el modelo sin barras para ambos casos. Se acepta esto, ya que el uso de este espectro entregará un resultado más conservador, en términos de desplazamiento, a los resultados del modelo sin barras.

Según la sección 3.1004.314 del Manual de Carreteras [7], se deben ocupar las siguientes combinaciones para obtener las fuerzas y desplazamientos elásticos de sismos ortogonales:

$$\begin{aligned} COMBO_x &= S_x + 0.3S_y \\ COMBO_y &= 0.3S_x + S_y \end{aligned} \quad (4.3)$$

Se incluye en el análisis todos los modos normales ordenados según valores decreciente de sus periodos hasta que la suma de las masas equivalentes para ambas direcciones sea mayor o igual al 90% de la masa total [7]. En el Anexo , se pueden encontrar todos los modos ocupados en los análisis, para los modelos sin y con barras sísmicas. Finalmente, tanto para el modelo con barras como el sin barras se comparan los desplazamientos relativos de los aisladores de cada cepa (Tabla 4.6, Tabla 4.7,

Tabla 4.8) y los elementos en las columnas que sufren la mayor demanda (Tabla 4.10, Figura 4.2, Tabla 4.11, Figura 4.3, Tabla 4.12, Figura 4.4). Se muestra la ubicación del elemento, el número del elemento en el software y el combo que causa la respuesta en el modelo sin barras.

Primero, es importante notar que los desplazamientos mostrados corresponden a la suma de los desplazamientos de las componentes transversal y longitudinal. También se elige un aislador de

cada cepa aleatoriamente y se asume que representa el comportamiento de todos los aisladores en esa cepa.

Los desplazamientos más grandes en cada cepa se generan siempre por el combo en dirección x (longitudinal). El uso de las barras genera un menor desplazamiento en la mayoría de los casos, ya que rigidiza la conexión entre la superestructura y la infraestructura. La reducción más significativa de desplazamiento ocurre en el viaducto las Cruces (

Tabla 4.8). Esto ocurre debido a que al considerar las barras el primer modo de vibrar cambia de uno transversal a uno longitudinal, generando aún mayores desplazamientos en el combo x.

Tabla 4.6: Desplazamiento relativo aisladores para el puente Juan Soldado, análisis modal espectral.

Ubicación	Link	Combo	Desplazamiento sin barras [cm]	Desplazamiento con barras [cm]	Diferencia [%]
Estribo Entrada	23	COMBO X	17,53	16,47	-6,41
Cepa 1	50	COMBO X	1,68	1,47	-14,58
Cepa 2	53	COMBO X	0,84	0,76	-10,54
Cepa 3	112	COMBO X	9,34	8,09	-15,39
Estribo Salida	150	COMBO X	17,51	16,47	-6,36

Tabla 4.7: Desplazamiento relativo aisladores para el puente Fiscal, análisis modal espectral.

Ubicación	Link	Combo	Desplazamiento sin barras [cm]	Desplazamiento con barras [cm]	Diferencia [%]
Estribo Entrada	9	COMBO X	17,67	15,25	-15,84
Cepa 1	375	COMBO X	15,50	13,01	-19,08
Cepa 2	377	COMBO X	14,68	12,26	-19,69
Cepa 3	412	COMBO X	14,63	12,19	-19,97
Cepa 4	413	COMBO X	15,10	12,65	-19,33

Estribo Salida	440	COMBO X	17,66	15,24	-15,87
----------------	-----	---------	-------	-------	--------

Tabla 4.8: Desplazamiento relativo aisladores para el viaducto Las Cruces, análisis modal espectral.

Ubicación	Link	Combo	Desplazamiento sin barras [cm]	Desplazamiento con barras [cm]	Diferencia [%]
Estribo Entrada	1	COMBO X	36,26	26,73	-35,64
Cepa 1	47	COMBO X	30,93	16,12	-91,87
Cepa 2	95	COMBO X	28,51	12,34	-131,00
Cepa 3	107	COMBO X	31,01	15,40	-101,35
Estribo Salida	71	COMBO X	36,21	26,71	-35,53

En el caso de las columnas, como era de esperarse las mayores demandas de momento se encuentran en las zonas donde se esperan las rotulas plásticas, en los extremos de las columnas (Figura 4.2, Figura 4.3, Figura 4.4). En casi todos los casos, los valores máximos de momento se encuentran en la dirección longitudinal, excepto en el puente Juan Soldado (Tabla 4.10, Figura 4.2). Eso se debe probablemente a que este puente solo tiene dos columnas por cepa, por lo que tiene una menor rigidez transversal que el resto de los puentes.

Al incluir las barras en el modelo, la demanda tanto en el puente Juan Soldado y Fiscal tiende a no variar en gran medida. En cambio, en el viaducto Las Cruces se genera un aumento de demanda superior a un 50%. Este se debe a la gran rigidez que tiene el conjunto de barras del viaducto (Figura 3.41), la cual genera una mayor transferencia de fuerzas de la superestructura a la infraestructura.

A partir de la definición de las secciones en el software se obtiene el valor de fluencia de cada columna y se verifica si las demandas entregadas por el análisis modal espectral son suficientes para generar rótulas plásticas. En el único caso que la demanda es suficiente para generar las rótulas es en el caso del viaducto Las Cruces (Tabla 4.12, Figura 4.4).

Los diagramas usados para mostrar la posición de los elementos más demandados no representan de forma exacta los modelos, sino que son solo una ayuda visual para mostrar donde se encuentran estos elementos.

Tabla 4.9: Fluencia columnas por puente.

Puente	Juan Soldado			Fiscal	Las Cruces
Cepa	1 y 2		3	Todas	Todas
Dirección	Longitudinal	Transversal	Ambas	Ambas	Ambas
Fluencia [Tonf-m]	3143,77	2671,55	2327,73	730,34	1246,3

Tabla 4.10: Columnas con mayor demanda en puente Juan Soldado, análisis modal espectral.

Elemento <i>frame</i>	Ubicación	Dirección	Combo	Momento sin barras [Tonf-m]	Momento con barras [Tonf-m]	Diferencia [%]	Fluencia
47	Rotula Plástica Superior Cepa 2	Longitudinal	COMBO X	2454,94	2322,47	5,70	No Fluye
46	Rotula Plástica Superior Cepa 2	Longitudinal	COMBO X	2454,87	2322,23	5,71	No Fluye
23	Rotula Plástica Inferior Cepa 1	Transversal	COMBO Y	2250,35	2256,23	-0,26	No Fluye
24	Rotula Plástica Inferior Cepa 1	Transversal	COMBO Y	2250,24	2256,13	-0,26	No Fluye
44	Elemento Lineal Cepa 2	Longitudinal	COMBO X	2128,13	2014,28	5,65	No Fluye

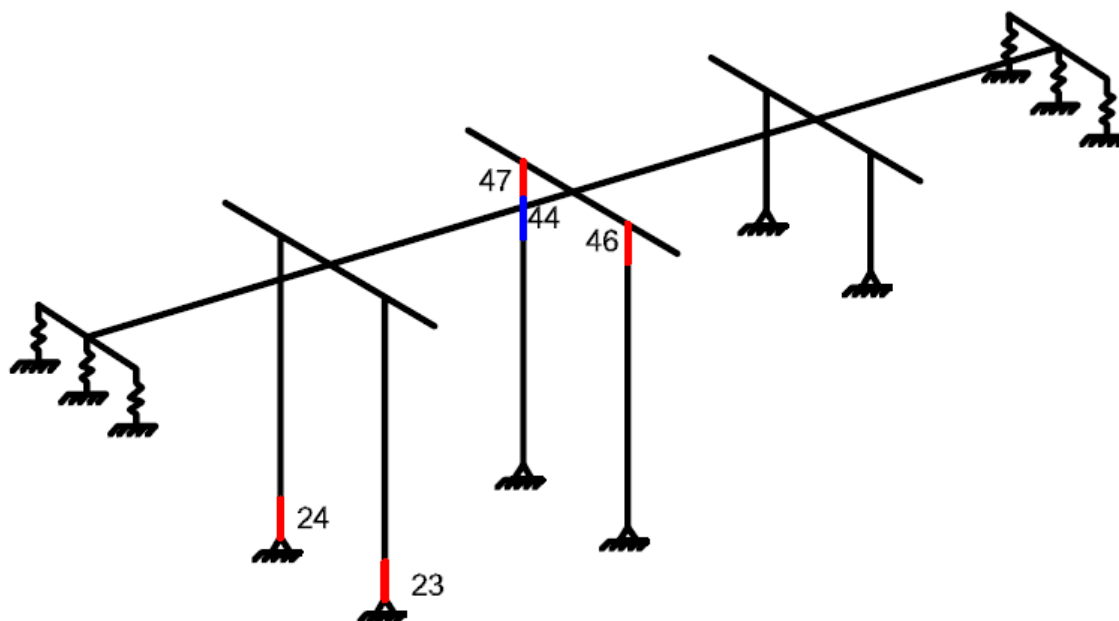


Figura 4.2: Diagrama de elementos con mayor demanda de momento en el puente Juan Soldado, análisis modal espectral.

Tabla 4.11: Columnas con mayor demanda en puente Fiscal, análisis modal espectral.

Elemento <i>frame</i>	Ubicación	Dirección	Combo	Momento sin barras [Tonf-m]	Momento con barras [Tonf-m]	Diferencia [%]	Fluencia
141	Rotula Plástica Inferior Cepa 2	Longitudinal	COMBO X	442,93	429,00	3,25	No Fluye
147	Rotula Plástica Inferior Cepa 2	Longitudinal	COMBO X	440,24	429,38	2,53	No Fluye
176	Rotula Plástica Inferior Cepa 3	Longitudinal	COMBO X	440,11	425,79	3,36	No Fluye
182	Rotula Plástica Superior Cepa 3	Longitudinal	COMBO X	438,69	427,82	2,54	No Fluye
153	Rotula Plástica Inferior Cepa 2	Longitudinal	COMBO X	437,18	429,15	1,87	No Fluye

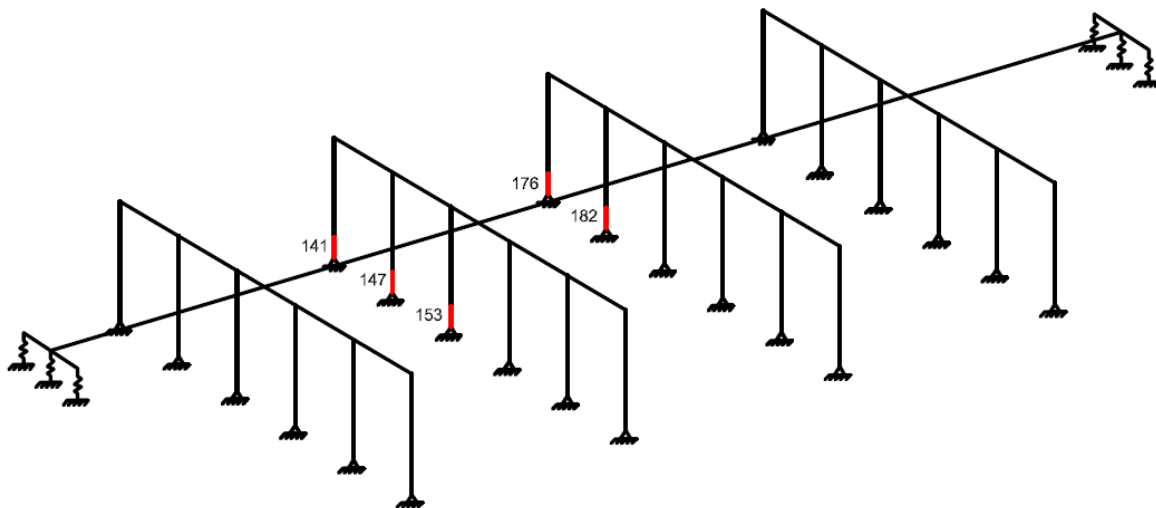


Figura 4.3: Diagrama de elementos con mayor demanda de momento en el puente Fiscal, análisis modal espectral.

Tabla 4.12: Columnas con mayor demanda en viaducto Las Cruces, análisis modal espectral.

Elemento <i>frame</i>	Ubicación	Dirección	Combo	Momento sin barras [Tonf-m]	Momento con barras [Tonf-m]	Diferencia [%]	Fluencia
65	Rotula Plástica Inferior Cepa 2	Longitudinal	COMBO X	1903,65	3865,72	-50,76	Ambos
63	Rotula Plástica Inferior Cepa 2	Longitudinal	COMBO X	1899,44	3860,48	-50,80	Ambos
64	Rotula Plástica Inferior Cepa 2	Longitudinal	COMBO X	1838,47	3753,96	-51,03	Ambos
14	Rotula Plástica Inferior Cepa 1	Longitudinal	COMBO X	1778,52	3683,68	-51,72	Ambos
16	Rotula Plástica Inferior Cepa 1	Longitudinal	COMBO X	1763,34	3680,80	-52,09	Ambos

69	Rotula Plástica Inferior Cepa 3	Longitudinal	COMBO X	1706,75	3907,96	-56,33	Ambos
70	Rotula Plástica Inferior Cepa 3	Longitudinal	COMBO X	1692,65	3904,27	-56,65	Ambos

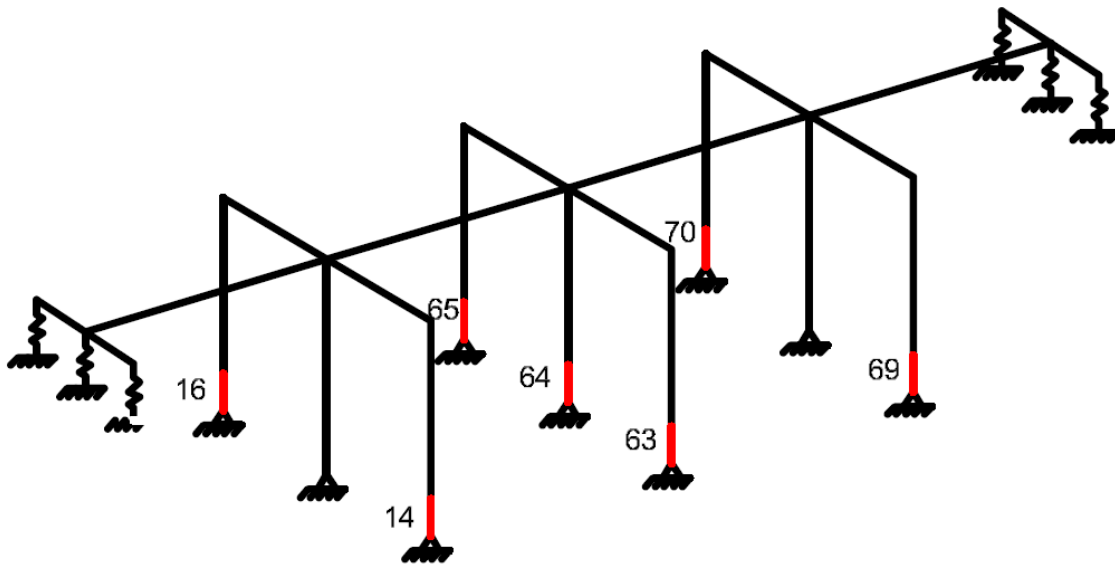


Figura 4.4: Diagrama de elementos con mayor demanda de momento en el viaducto Las Cruces, análisis modal espectral.

4.2 ANÁLISIS *PUSHOVER*

Corresponde a un análisis no-lineal estático el cual tiene el propósito de mostrar la formación secuencial de rotulas plásticas, y de esta manera obtener la curva de capacidad del puente. Inicialmente, se aplican las cargas gravitacionales para generar las primeras deformaciones. Luego, pasan a actuar las cargas laterales que se incrementan paso a paso en una dirección hasta que se forma la primera rotula plástica y se presenta una redistribución de la rigidez de la estructura. Después de esto, se sigue incrementando las cargas laterales hasta que se forma la siguiente rótula. Este proceso iterativo sigue hasta que la estructura falla.

Para cada puente se realizan dos análisis *pushover*, uno en sentido longitudinal (eje x) y otro en sentido transversal (eje y). La distribución de las fuerzas laterales ocupadas para generar el desplazamiento se coloca como se muestra en la Figura 4.5.

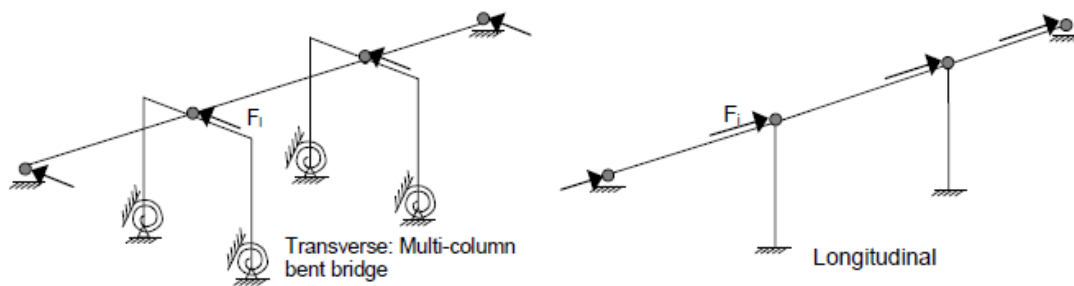


Figura 4.5: Posición fuerzas ocupadas para análisis pushover según dirección de análisis.

En cada análisis se elige un punto de control de la estructura, en el cual se mide el desplazamiento alcanzado en cada iteración, con el propósito de caracterizar el comportamiento de la estructura. Tanto en el puente Juan Soldado como en el viaducto Las Cruces, el punto de control se encuentra en la superestructura, sobre la cepa central del puente. Debido a que el puente Fiscal tiene un número par de cepas y no existe una cepa central, el punto de control se coloca arbitrariamente en la superestructura sobre la cepa 2.

También se procede a realizar un análisis *pushover* a la infraestructura de los puentes en ambas direcciones, con el propósito de simular el comportamiento de la subestructura. Se toman puntos de control en las cepas bajo los puntos elegidos para los análisis de la superestructura.

Se presenta a continuación las curvas *pushover* obtenidas. Se marca en las curvas los eventos importantes que definen el comportamiento general de la estructura (Figura 4.6, Figura 4.7, Figura 4.8, Figura 4.9, Figura 4.10, Figura 4.11).

Comparando las curvas de la superestructura sin barras (celeste) y de la infraestructura (naranja) se puede ver como los aisladores le entregan mayor flexibilidad inicial a la estructura. Analizando más detalladamente podemos ver inicialmente que el comportamiento de la curva celeste se divide en dos partes.

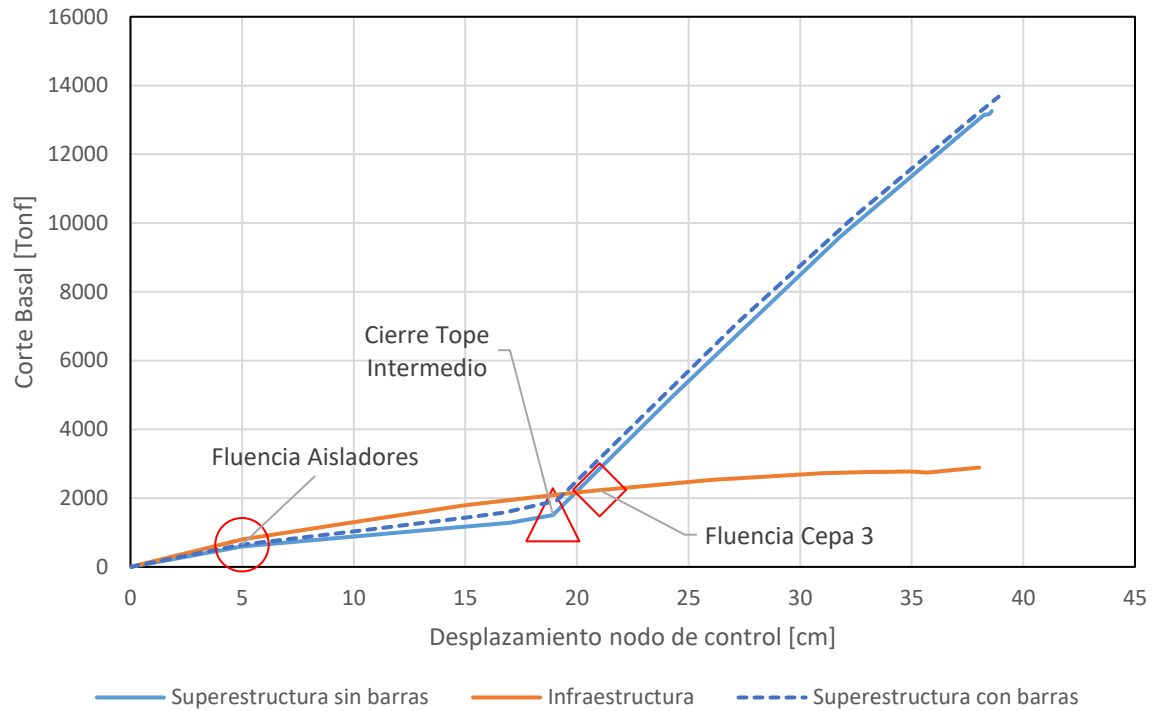


Figura 4.6: Curva análisis pushover puente Juan Soldado en dirección transversal.

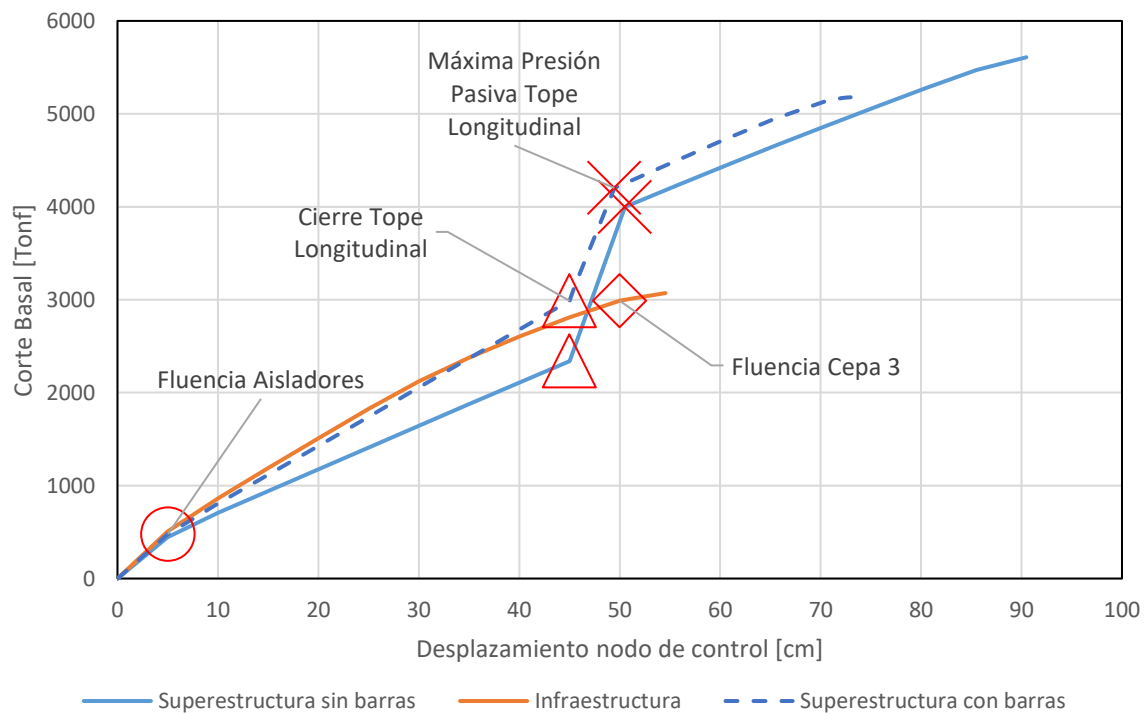
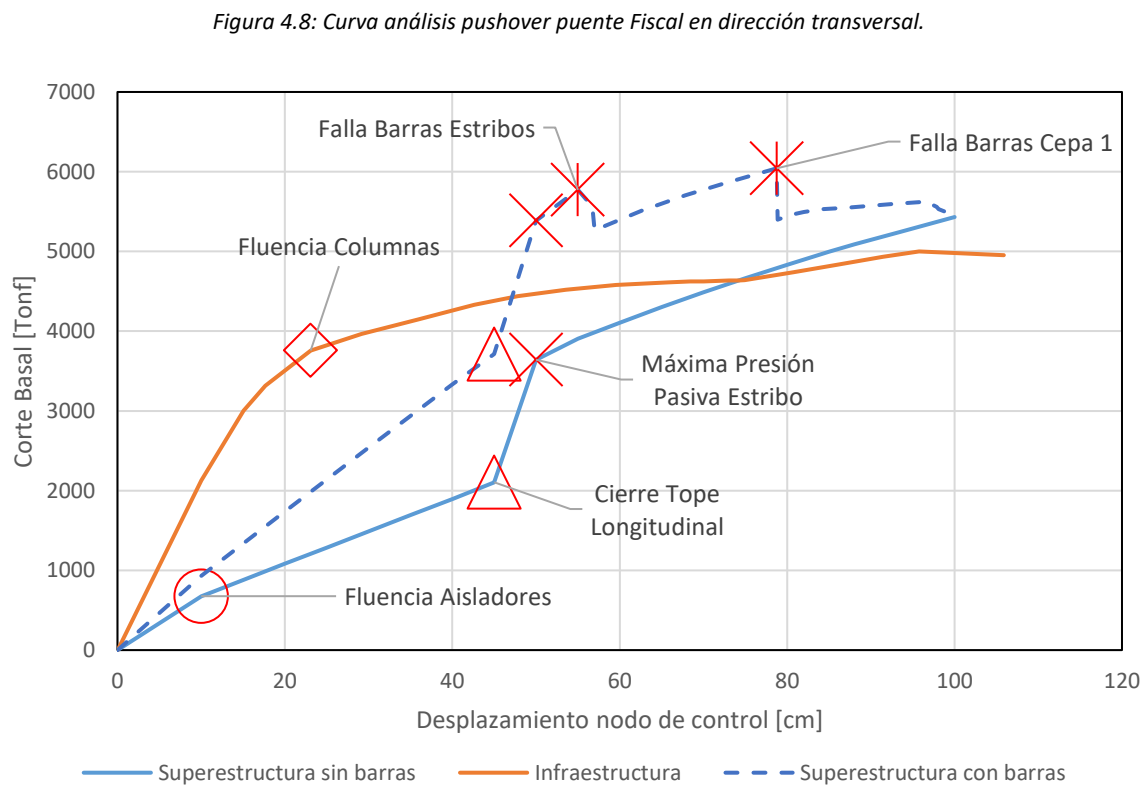
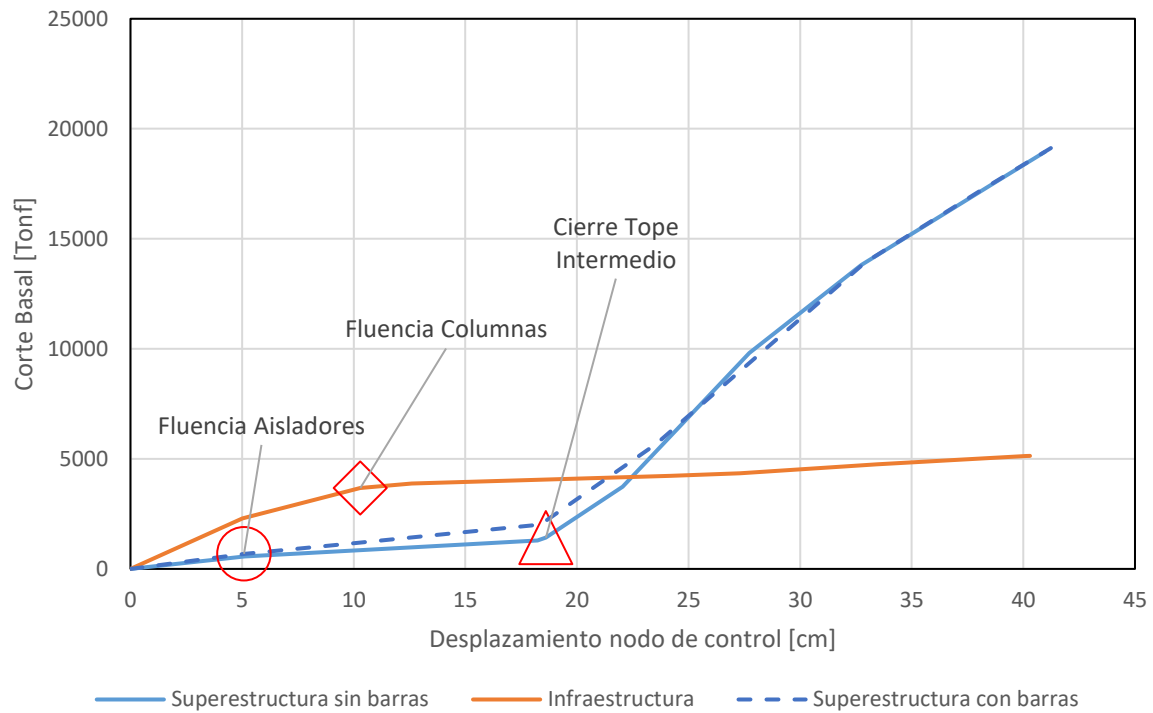


Figura 4.7: Curva análisis pushover puente Juan Soldado en dirección longitudinal.



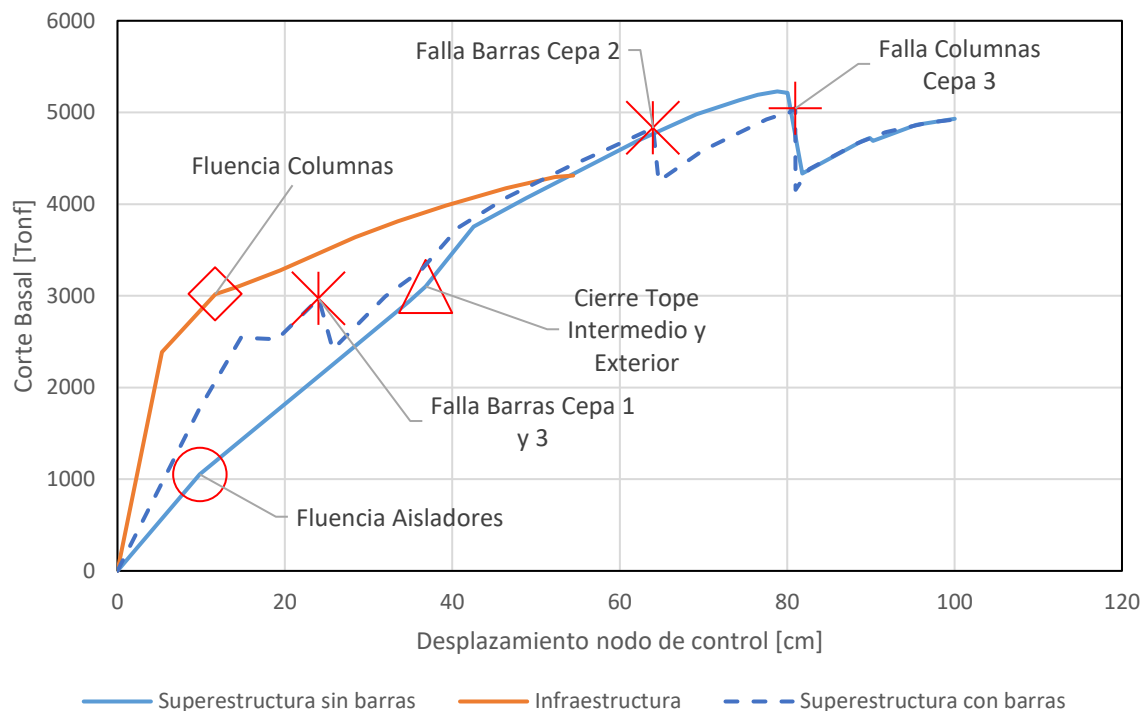


Figura 4.10: Curva análisis pushover viaducto Las Cruces en dirección transversal.

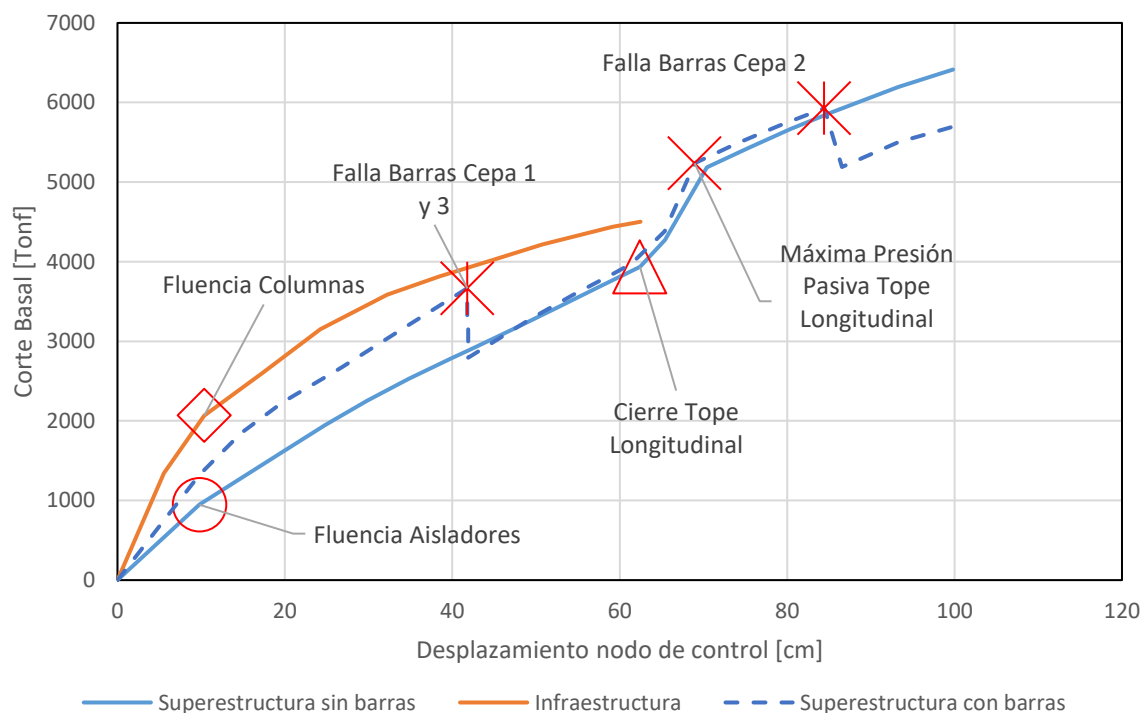


Figura 4.11: Curva análisis pushover viaducto Las Cruces en dirección longitudinal.

La primera parte se define al comienzo de la curva por la rigidez inicial de los aisladores, la curva de la superestructura sin barras (celeste) se aleja de la curva de la infraestructura (naranja) debido a la

menor rigidez de los aisladores en comparación a las columnas. Podemos ver que la disminución de la rigidez por el sistema de aislación varía dependiendo del puente. Tanto los aisladores del puente Juan Soldado como del viaducto Las Cruces tienen valores de rigidez inicial similares (Tabla 3.27, Tabla 3.29), pero comparativamente la diferencia inicial de la rigidez de las curvas de la superestructura sin barras (celeste) y de la infraestructura (naranja) es mucho mayor en el viaducto Las Cruces (Figura 4.10, Figura 4.11) que en el puente Juan Soldado (Figura 4.6, Figura 4.7). Esta diferencia de comportamiento no se les atribuye a los aisladores, sino que a las columnas de las cepas en el puente Juan Soldado son mucho más altas que la del resto de los puentes. Esto hace que las columnas sean menos rígidas y le entregan un comportamiento más flexible a la estructura el cual se acerca a la flexibilidad de los aisladores. Por otro lado, a pesar que el puente Fiscal posee los aisladores con menor rigidez inicial entre todos los puentes estudiados (Tabla 3.28), la disminución de la rigidez inicial de la estructura (Figura 4.8, Figura 4.9) no es más significativa que la del viaducto Las Cruces. Esto ocurre debido a que el puente Fiscal posee casi el doble de aisladores que el viaducto Las Cruces, lo cual compensa la baja rigidez inicial de los aisladores y genera el comportamiento mostrado.

La segunda parte queda definida por la rigidez post fluencia de los aisladores. En todos los casos se genera un punto de quiebre (mostrado en los gráficos por un círculo rojo) cuando los aisladores alcanzan la fluencia. En este punto la estructura disminuye drásticamente su rigidez entregándole a la superestructura una mayor capacidad de desplazamiento sin aumentar las fuerzas en la infraestructura.

Este comportamiento con dos pendientes es el esperado del sistema de aislación. En el cual la estructura aislada mantiene en cierta medida una rigidez alta para cargas de servicio, para luego disminuir su rigidez drásticamente una vez que la demanda sísmica en la estructura es muy grande.

En la curva de la infraestructura (naranja) se muestra con un diamante rojo el punto donde se produce la fluencia de las columnas. Es importante destacar que la fluencia de la estructura completa es paulatina, debido a la definición de la sección a través de fibras y a que las columnas no fluyen todas al mismo tiempo. A partir de este punto se puede determinar la carga necesaria para hacer que las columnas fluyan. Comparando las curvas de superestructura aislada sin barras (celeste) y de infraestructura (naranja) podemos ver que, en la mayoría de los casos, la inclusión del sistema de aislación le permite a la superestructura una mayor capacidad de desplazamiento antes de alcanzar la fluencia de las columnas, lo cual es uno de los objetivos principales del sistema de aislación. Pero, en el caso del puente Juan Soldado (Figura 4.6, Figura 4.7) la fluencia de todas las columnas no es alcanzada en el rango estudiado, esto se debe principalmente a la gran altura que tienen las columnas de este puente. En este caso se muestra solamente el punto de fluencia de las columnas de la cepa 3, por lo que las curvas obtenidas no muestran el comportamiento deseado.

Para el caso de la curva de la superestructura aislada sin barras (celeste), luego de la fluencia de los aisladores la rigidez disminuye drásticamente. Se genera un desplazamiento constante hasta que se cierra el gap y se alcanzan los topes, mostrado como un triángulo rojo en las curvas. Una vez cerrado el gap existe un traspaso total de las fuerzas de la superestructura a la infraestructura, lo cual se refleja en un aumento abrupto de la rigidez del sistema. Esta nueva rigidez avanza hasta que se alcanza la falla de los topes, fluencia de las columnas o colapso de las columnas.

El resultado esperado era, que una vez cerrado el gap aumentara la rigidez hasta que se alcanzara la fluencia de las columnas en un punto específico. Sin embargo, este efecto no se ve en los resultados obtenidos. Esto se puede deber a que las columnas fluyen en distintos momentos, lo cual provoca que en vez de que exista un solo punto de fluencia, la fluencia se distribuye en la curva y no se ve.

Para el caso de las curvas transversales (Figura 4.6, Figura 4.8, Figura 4.10), luego del cierre del gap no se alcanza la falla de los topes, la rigidez aumenta hasta el final de la curva, excepto en el caso del viaducto Las Cruces (Figura 4.10) donde la rigidez disminuye al final de la curva debido al colapso de una columna en la cepa 3.

Para el caso del comportamiento longitudinal (Figura 4.7, Figura 4.9, Figura 4.11), luego del cierre del gap, el tablero entra en contacto con el muro espaldar, lo cual produce un aumento de rigidez hasta que se alcanza la falla del estribo. Esta falla se muestra en las figuras con una equis roja, y se traduce en una disminución de la rigidez a la misma rigidez que tenía la curva antes del cierre del gap.

Comparando las curvas de capacidad de los puentes sin considerar las barras sísmicas (curva celeste) con las curvas considerando las barras (curva azul punteada), se puede ver que existe un aumento de la rigidez de la estructura en todos los casos. Al colocar las barras aumenta la rigidez en la interfaz entre la superestructura y la subestructura, lo cual genera un mayor traspaso de fuerzas. Esto se traduce en un acercamiento del comportamiento de la superestructura aislada a la de la estructura no aislada (curva naranja). Tanto en el puente Fiscal (Figura 4.8, Figura 4.9) como en el viaducto Las Cruces (Figura 4.10, Figura 4.11) la curva de la superestructura con barras (azul punteada) queda en un punto intermedio entre la curva de la superestructura sin barras (celeste) y la de la infraestructura (naranja). Por otro lado, para el caso del puente Juan Soldado (Figura 4.6, Figura 4.7) el comportamiento es prácticamente igual entre las dos curvas hasta que se cierra el gap.

Ahora, cuando se genera la falla de las barras, mostradas por un asterisco rojo, la rigidez de la interfaz disminuye y tiende a acercarse a la de la curva de la superestructura sin barras (celeste). Es importante destacar, que el viaducto Las Cruces (Figura 4.10, Figura 4.11) al tener barras más rígidas que el resto de los puentes, éstas fallan antes en la curva haciendo que el comportamiento más rígido de la estructura con barras (azul punteada) se vuelva igual al comportamiento de la estructura sin barras (celeste) antes en la curva. En cambio, en los otros dos casos, las barras no fallan, lo cual provoca que el comportamiento más rígido de la superestructura con barras (azul punteada) en comparación a la de la superestructura sin barras (celeste) se mantenga a lo largo de toda la curva y estas nunca se juntan.

4.3 ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA

Corresponde a un análisis dinámico no-lineal, el cual considera el comportamiento no-lineal de los elementos y el efecto de la energía disipada en el sistema estructural. La demanda de la estructura

se genera a partir de aceleraciones basales de registros sísmicos reales. Para ello, se buscan eventos sísmicos importantes y eventos sísmicos en zonas cercanas a la ubicación de los puentes (Tabla 4.13). Para cada evento sísmico, se obtienen las aceleraciones horizontales medidas en dos direcciones ortogonales (Figura 4.12).

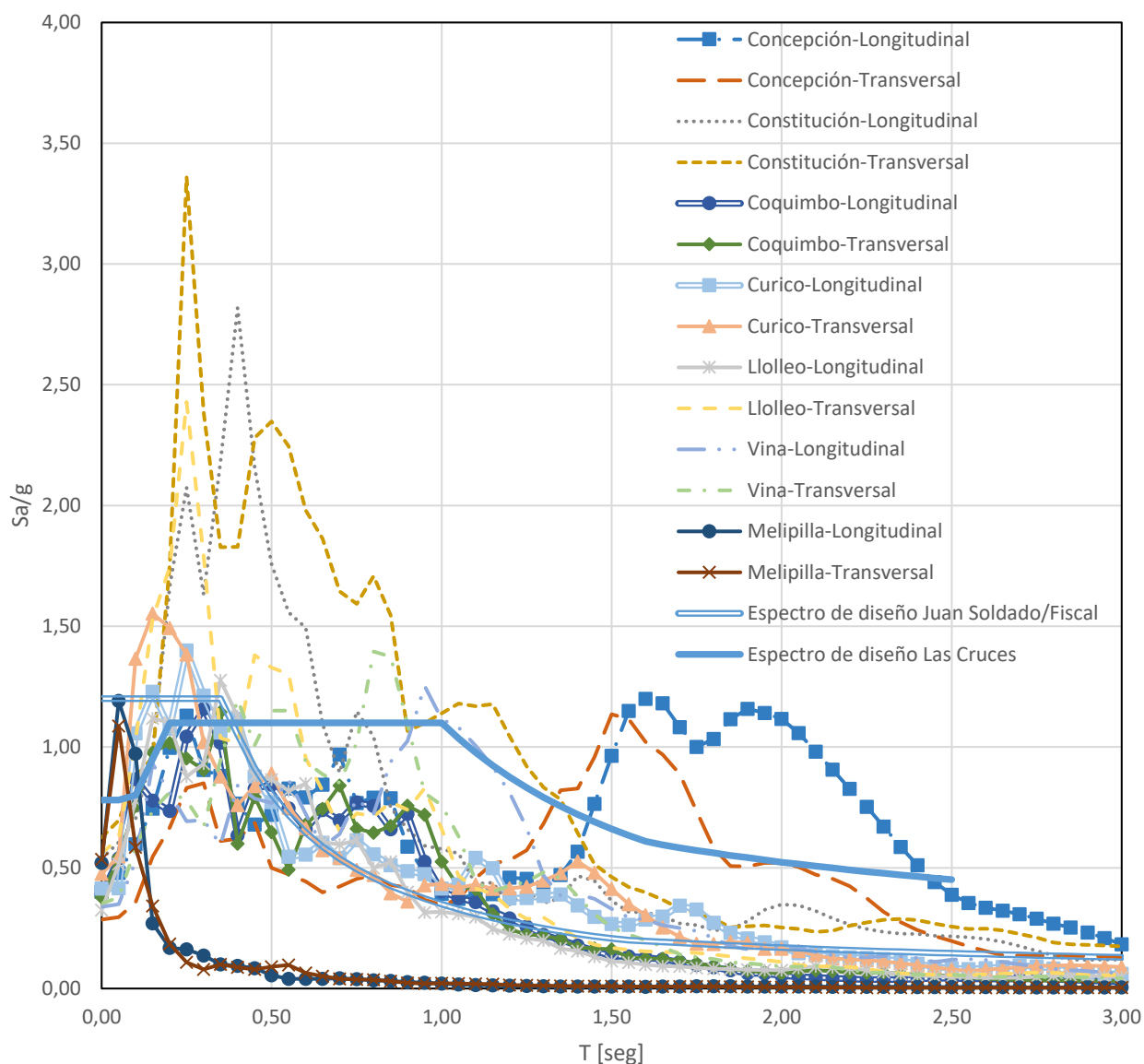


Figura 4.12: Espectros de aceleración de diseño y provenientes de registros sísmicos.

Tabla 4.13: Registros sísmicos utilizados para los análisis tiempo historia.

N°	Región	Localidad	Estación	Fecha	Componente	PGA [g]	Duración [seg]
1	Coquimbo	La Serena		16-09-2015	Longitudinal	0,39	161

			Hospital San Pablo		Transversal	0,38	
2	Maule	Constitución	Constitución	27-02-2010	Longitudinal	0,54	143
					Transversal	0,63	
3	Biobío	Concepción	Concepción	27-02-2010	Longitudinal	0,40	142
					Transversal	0,29	
4	Maule	Curicó	Curicó	27-02-2010	Longitudinal	0,41	180
					Transversal	0,47	
5	Valparaíso	Llolleo	Llolleo	27-02-2010	Longitudinal	0,33	125
					Transversal	0,56	
6	Valparaíso	Viña del Mar	El Salto	27-02-2010	Longitudinal	0,34	170
					Transversal	0,35	
7	Región Metropolitana	Melipilla	Melipilla	03-03-1985	Longitudinal	0,56	79
					Transversal	0,69	

Los registros se ingresan al modelo a través de casos donde se colocan los dos registros ortogonales de un evento en la dirección longitudinal y transversal del puente (Tabla 4.14).

Tabla 4.14: Dirección y registro por caso.

Caso	Dirección Longitudinal	Dirección Transversal
COQUIMBO-A	Coquimbo-Longitudinal	Coquimbo-Transversal
COQUIMBO-B	Coquimbo-Transversal	Coquimbo-Longitudinal
CONSTI-A	Constitución-Longitudinal	Constitución-Transversal
CONSTI-B	Constitución-Transversal	Constitución-Longitudinal
CONCE-A	Concepción-Longitudinal	Concepción-Transversal
CONCE-B	Concepción-Transversal	Concepción-Longitudinal
CURICO-A	Curicó-Longitudinal	Curicó-Transversal
CURICO-B	Curicó-Transversal	Curicó-Longitudinal
LLOLLEO-A	Llolleo-Longitudinal	Llolleo-Transversal
LLOLLEO-B	Llolleo-Transversal	Llolleo-Longitudinal
VINA-A	Vina-Longitudinal	Vina-Transversal
VINA-B	Vina-Transversal	Vina-Longitudinal
MELIPILLA-A	Melipilla-Longitudinal	Melipilla-Transversal
MELIPILLA-B	Melipilla-Transversal	Melipilla-Longitudinal

La respuesta de este tipo de análisis depende mucho de los modos y frecuencias de vibrar predominantes en las estructuras. Por esto, para determinar la influencia de la inclusión de las barras sísmicas en el modelo, se realizan los análisis a los modelos con y sin barras. Cabe mencionar que lamentablemente se encontraron ciertas limitaciones del software para realizar este análisis de forma óptima.

Primero que todo, el software no permite modelar de forma correcta el comportamiento de las barras y topes bajo una demanda que puede cambiar de dirección.

Para el caso de las barras antisísmicas, al ocupar un elemento *link* el software asume que este es elástico cuando se produce una descarga (Figura 4.13). Esto significa que al haber un cambio de dirección de la demanda en vez de que la descarga tenga la pendiente mostrada en Figura 3.39 la descarga tiene la misma pendiente que la carga. Este error causa que las barras entreguen resistencia al producirse la descarga cuando en verdad no debería haber.

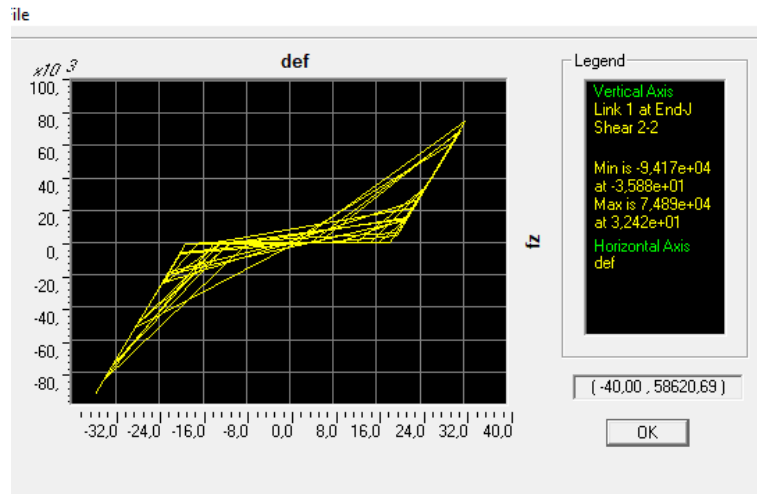


Figura 4.13: Comportamiento de histéresis de elemento link de barras sísmicas, software SAP2000.

Para el caso de los topes, los elementos *link* descritos en la sección 3.3.7 tampoco se comportan de la forma deseada. Al producirse un cambio de dirección de la demanda el elemento *link* no disminuye la fuerza en el elemento a cero, sino que mantiene la fuerza constante.

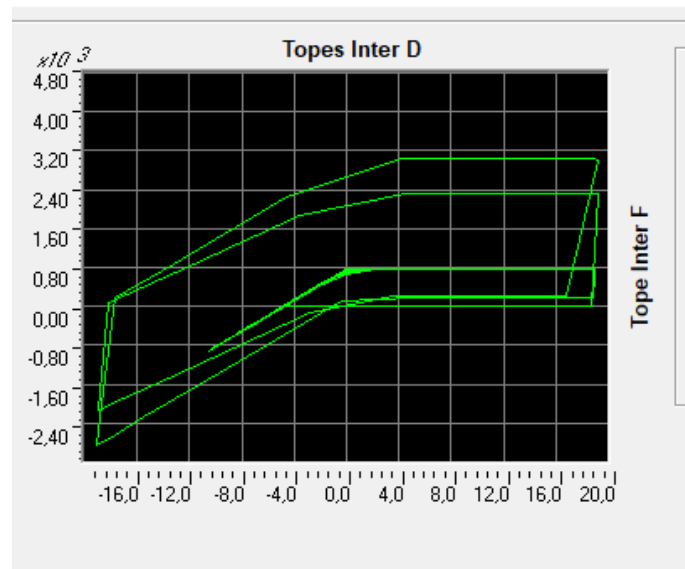


Figura 4.14: Comportamiento de histéresis de elemento link de tope intermedio, software SAP2000.

Para arreglar este problema, los topes son modelados por un sistema de elementos *link* de *gap* y *hook*, los cuales solo funcionan en compresión y en tensión respectivamente luego que se alcance cierto desplazamiento (se cierre el gap de los topes). En conjunto logran modelar de mejor forma el comportamiento deseado (Figura 4.15).

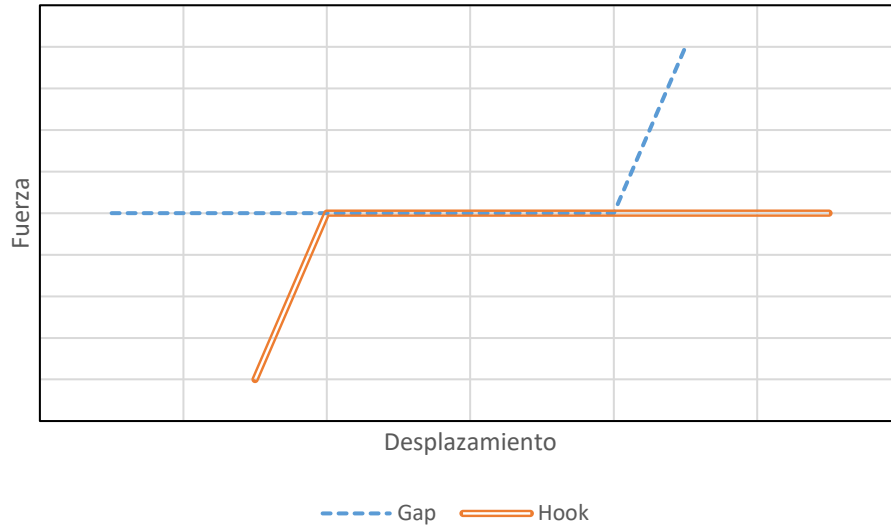


Figura 4.15: Sistema de elementos link gap y hook usados para modelar topes sísmicos.

Sin embargo, también modelan incorrectamente la descarga, entregándole una rigidez mayor a la esperada. Estos elementos tampoco logran modelar la falla de los topes, pero en todos los casos analizados, la falla de dichos elementos no ocurre.

La segunda limitación que se encontró fue un bajo nivel de convergencia al utilizar el método de integración directa. Por esto, se decidió ocupar el método *Fast Non-Linear Analysis*, el cual no ocupa las fibras para el comportamiento no-lineal de las columnas, sino que ocupa la sección completa, lo cual entrega menos exactitud en los resultados, en especial en los casos en que las columnas llegan a fluir. De todas formas no se espera mucho error en los resultados, ya que típicamente el sistema de aislación previene la fluencia de las columnas.

Una vez realizados los análisis, se buscan en el modelo sin barras los aisladores que sufrieron el mayor desplazamiento relativo entre su base y su parte superior tanto en sentido transversal y longitudinal, entre todos los casos probados. Luego para cada aislador se grafica su comportamiento en el tiempo tanto en el modelo con barras como en el modelo sin barras.

Tabla 4.15: Aisladores con mayor desplazamiento relativo puente Juan Soldado, análisis tiempo historia.

Ubicación	Link	Caso	Dirección	Desplazamiento sin barras [cm]	Desplazamiento con barras [cm]	Diferencia [%]
EE	17	CONCE-A	Longitudinal	68,11	67,96	-0,22

ES	27	CONCE-A	Transversal	21,34	21,67	1,51
----	----	---------	-------------	-------	-------	------

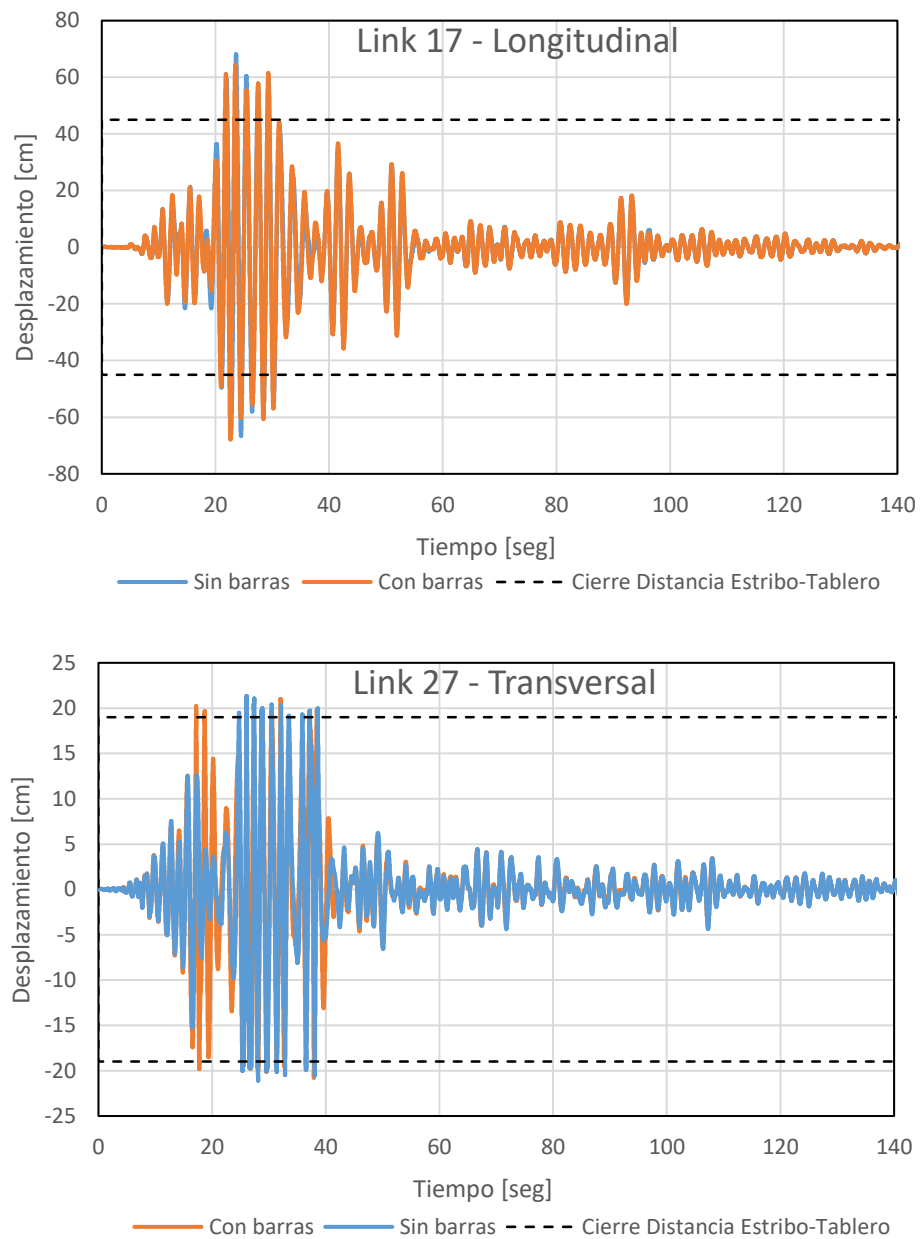


Figura 4.16: Comparación en el tiempo para los aisladores más desplazados puente Juan Soldado, análisis tiempo historia.

Tabla 4.16: Aisladores con mayor desplazamiento relativo puente Fiscal, análisis tiempo historia.

Ubicación	Link	Caso	Dirección	Desplazamiento sin barras [cm]	Desplazamiento con barras [cm]	Diferencia [%]
ES	432	CONCE-A	Longitudinal	65,18	63,84	-2,10

ES	432	CONCE-A	Transversal	21,84	20,83	-4,85
----	-----	---------	-------------	-------	-------	-------

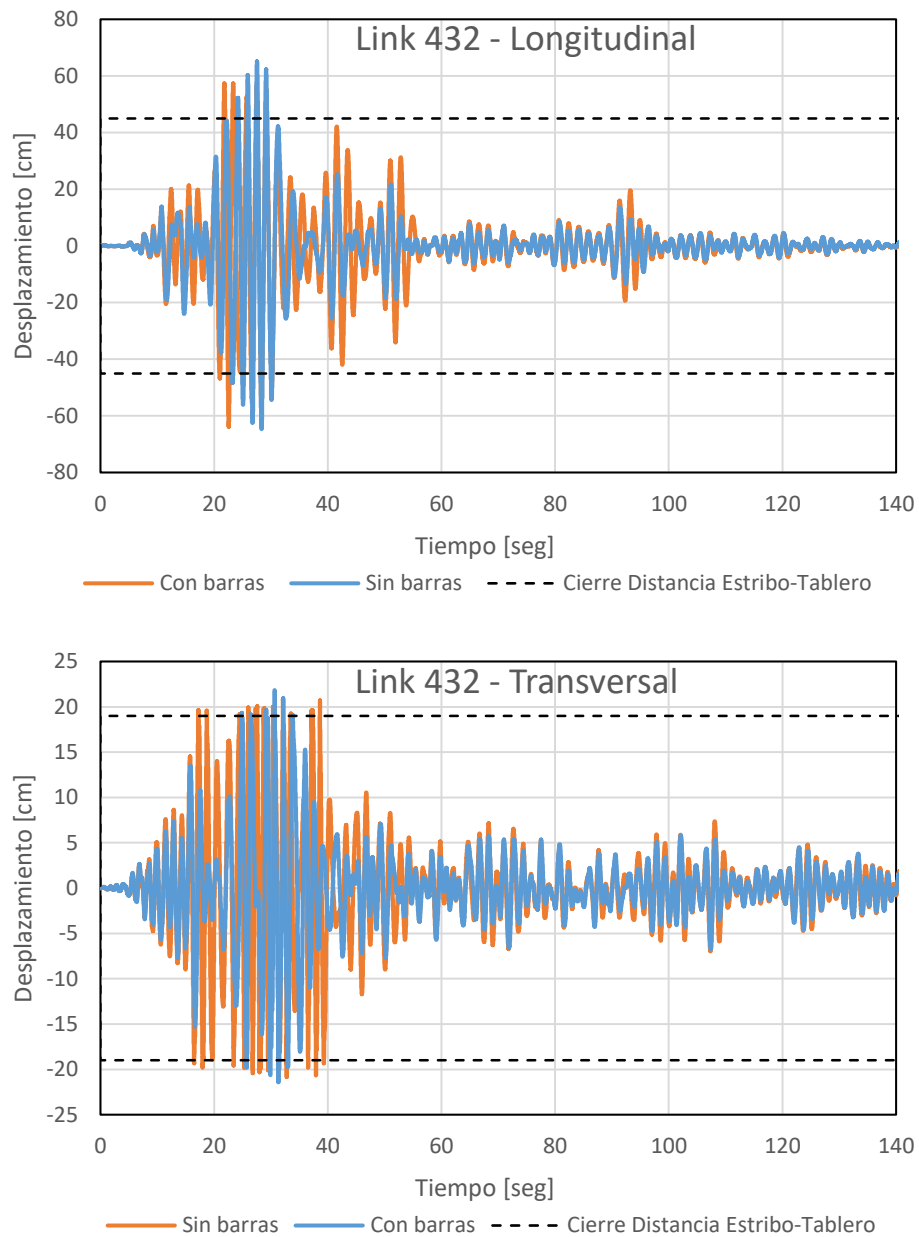


Figura 4.17: Comparación en el tiempo para los aisladores más desplazados puente Fiscal, análisis tiempo historia.

Tabla 4.17: Aisladores con mayor desplazamiento relativo Viaducto Las Cruces, análisis tiempo historia.

Ubicación	Link	Caso	Dirección	Desplazamiento sin barras [cm]	Desplazamiento con barras [cm]	Diferencia [%]
-----------	------	------	-----------	--------------------------------	--------------------------------	----------------

EE	6	CONCE-B	Longitudinal	50,07	16,19	-209,32
EE	1	CONCE-A	Transversal	40,12	8,00	-401,20

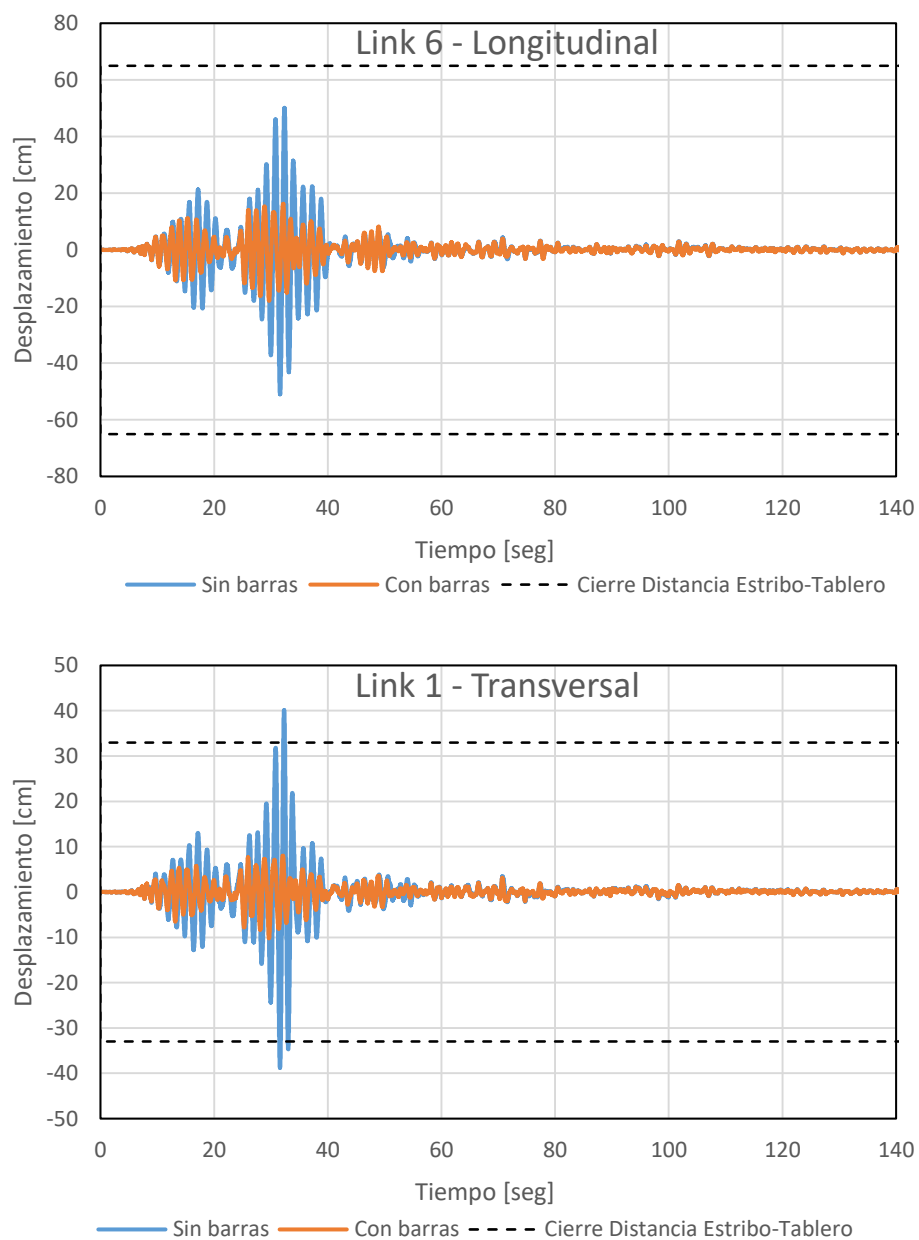


Figura 4.18: Comparación en el tiempo aisladores más desplazados viaducto Las Cruces, análisis tiempo historia.

En general los resultados de desplazamiento en los aisladores tienen la misma forma, donde estos oscilan siempre alrededor de su punto inicial y, una vez transcurrido el terremoto, vuelven a su

posición inicial, lo cual es el comportamiento esperado de las estructuras aisladas y de los materiales elásticos. Debido a esto, en ningún caso se presenta un desplazamiento residual.

En términos de magnitud en todos los casos el desplazamiento de los aisladores en la dirección longitudinal es siempre mayor que en la dirección transversal. También, podemos ver tanto en el caso del puente Juan Soldado como en el del puente Fiscal que el cierre de los topes ocurre en el sentido longitudinal y transversal. Mientras que en el viaducto Las Cruces el cierre solo ocurre para el desplazamiento transversal del modelo sin barras (Figura 4.18). Comparando las magnitudes de los resultados de los tres diferentes puentes, se puede ver que en el viaducto Las Cruces los desplazamientos de los aisladores son mucho menores que los de los otros puentes, tanto para el modelo con barras como para el sin barras. Lo cual se puede deber a que el viaducto Las Cruces es el puente con menor masa de los puentes estudiados.

Ahora, enfocándonos en cómo afecta la inclusión de las barras en los modelos, los resultados varían por puente. Tanto en el puente Juan Soldado como en el puente Fiscal, el cambio en el desplazamiento es prácticamente despreciable. En cambio, para el caso del viaducto Las Cruces la reducción del desplazamiento es considerable en ambas direcciones. Esta diferencia se atribuye a que el largo libre de las barras sísmicas en los puentes Juan Soldado y Fiscal es mucho más alto que en el viaducto Las Cruces, lo cual en el primer caso permite el movimiento libre de los aisladores y en el otro no.

Hay que tener en cuenta que debido a que no se pudo modelar la falla de las barras de forma correcta, los desplazamientos entregados por el modelo con barras están subestimados y en realidad deberían tener una mayor magnitud.

Es importante destacar que, en todos los casos, el desplazamiento máximo es causado por un caso que contiene los registros del terremoto de Concepción. Esto se debe a que el espectro de aceleraciones de estos registros son los más altos para periodos cercanos a 2 segundos (Figura 4.12), donde se encuentran los periodos fundamentales de los puentes para los modelos sin barras.

A modo de comparación se genera una tabla con los valores de desplazamiento máximo de los aisladores obtenidos en el análisis modal espectral con los máximos obtenidos en el análisis tiempo historia (Tabla 4.18). Cabe destacar que los desplazamientos se calcularon sumando las direcciones ortogonales de cada aislador.

Tabla 4.18: Comparación desplazamiento aisladores análisis modal espectral y analisis tiempo-historia.

Puente	Desplazamiento sin barras [cm]			Desplazamiento con barras [cm]		
	Modal	TH	Diferencia [%]	Modal	TH	Diferencia [%]
Juan Soldado	17,53	71,28	306,64	16,47	70,99	330,96
Fiscal	17,66	68,75	289,33	15,24	67,16	340,69
Las Cruces	36,26	43,15	18,99	26,73	31,56	18,05

Los resultados nos muestran que el análisis modal espectral realizado entrega valores bastante bajos con respecto a los resultados del análisis tiempo-historia, en especial en el caso de los puentes

Juan Soldado y puente Fiscal. Esto se debe a la amplitud del espectro de aceleraciones para los periodos fundamentales de estos puentes en comparación al espectro de diseño ocupado.

Para ver cómo afectan los distintos registros usados a cada estructura, se genera un gráfico que nos muestra el desplazamiento máximo de los aisladores según el PGA y la $Sa(T_n)$ de los registros (Figura 4.19, Figura 4.20, Figura 4.21). Los desplazamientos se obtienen del máximo de los dos casos por terremoto y sumando sus dos desplazamientos horizontales. También, se ocupa el PGA promedio entre las dos componentes ortogonales de cada terremoto.

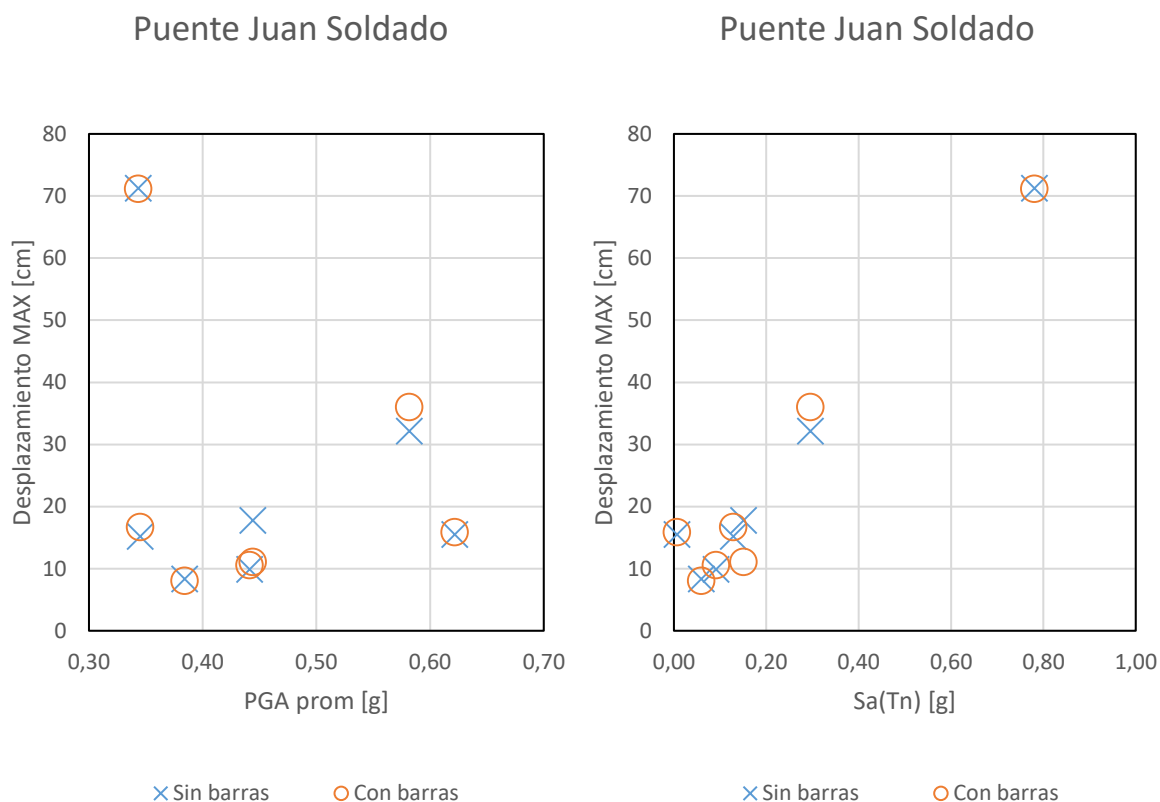


Figura 4.19: Desplazamiento máximo en aisladores v/s PGA y $Sa(T_n)$, puente Juan Soldado.

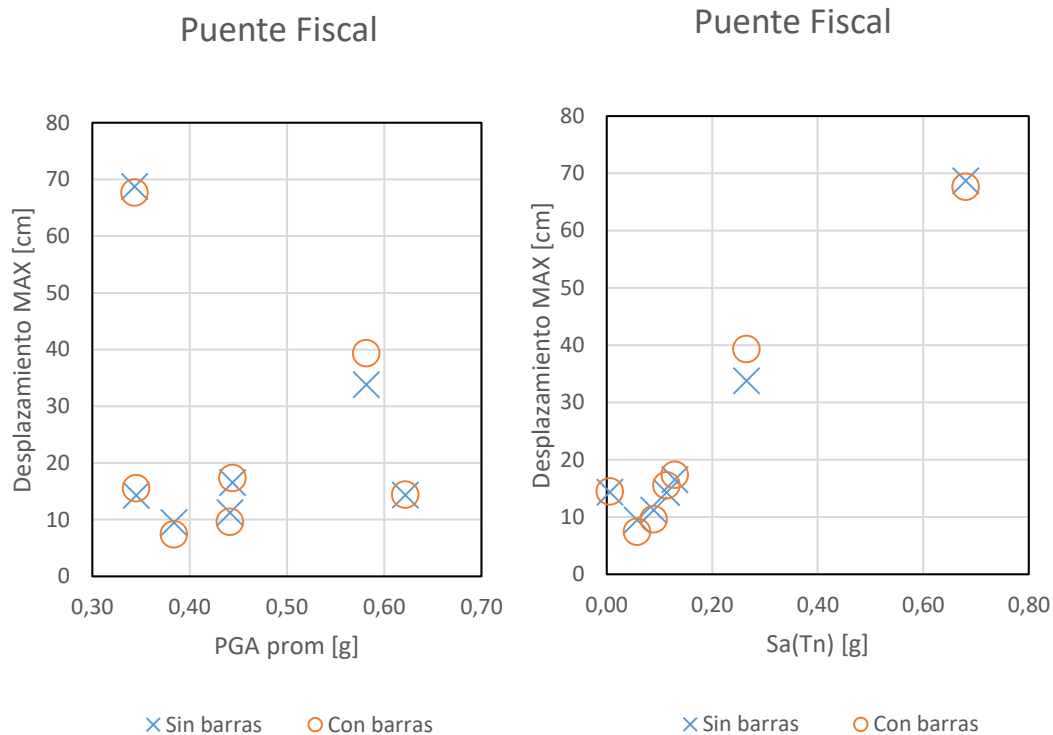


Figura 4.20: Desplazamiento máximo en aisladores v/s PGA y Sa(Tn), puente Fiscal.

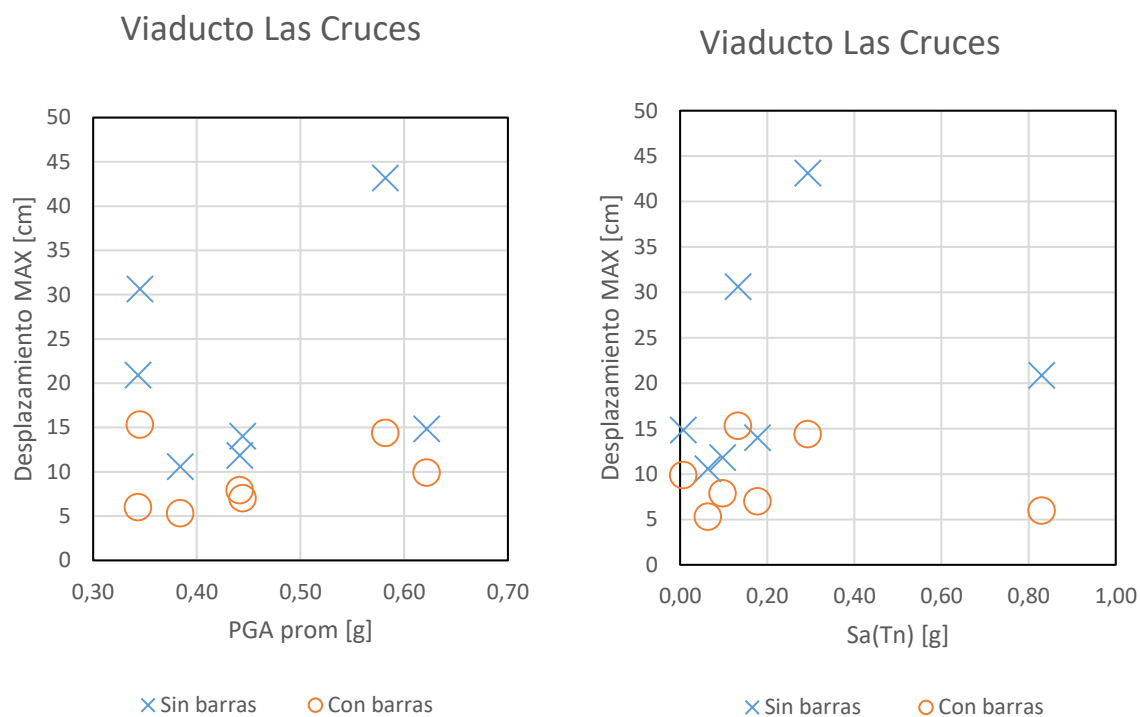


Figura 4.21: Desplazamiento máximo en aisladores v/s PGA y Sa(Tn), viaducto Las Cruces.

No existe una tendencia visible en los resultados respecto a cómo afecta el aumento de PGA al desplazamiento máximo de los aisladores. En cambio, nos podemos fijar que existe una relación proporcional entre los resultados de desplazamiento y la $S_a(T_n)$. Tanto en el puente Juan Soldado como en el puente Fiscal la relación es clara, pero para el viaducto Las Cruces no. En el caso del viaducto para valores bajos de $S_a(T_n)$ existe una tendencia al aumento de los desplazamientos al cuando aumentar la $S_a(T_n)$, pero esto no se refleja en todo el grafico ya que hay un punto que no sigue la tendencia (Figura 4.21).

Se puede ver que en el caso de los puentes Juan Soldado y Fiscal en la mayoría de los casos no existe una variación muy grande de los desplazamientos máximos al comparar los modelos sin barras con los modelos con barras. Por otro lado, los valores en el viaducto Las Cruces si sufren una alta disminución de desplazamiento.

Como la principal función de un sistema de aislación es disminuir las demandas sísmicas en la infraestructura, se buscan los valores máximos de momento en los elementos que conforman las columnas. Se busca en los modelos sin barras las demandas más grandes en las columnas, y a modo de comparación se buscan también la demanda en los mismos elementos en el modelo con barras (Tabla 4.19, Tabla 4.20, Tabla 4.21).

A partir del modelamiento de las rótulas plásticas en el software, se obtiene el valor de fluencia de cada sección de columna. Los momentos de fluencia se comparan con los máximos obtenidos para verificar si se genera una rótula plástica durante el sismo. En todos los puentes estudiados, los momentos máximos de las estructuras se encuentran en las zonas donde se espera encontrar rótulas plásticas (Figura 4.22, Figura 4.24, Figura 4.26). Esto implica que es necesario incluir la no linealidad de las columnas en los análisis de sistemas con aislación sísmica.

Tabla 4.19: Elementos columnas con mayor demanda puente Juan Soldado, análisis tiempo historia.

Ubicación	Elemento frame	Dirección	Caso	Momento máximo sin barras [Tonf-m]	Momento máximo con barras [Tonf-m]	Diferencia [%]	Fluencia
Rótula Plástica Superior Cepa 2	46	Longitudinal	CONCE-A	8995,84	8584,58	-4,79	Ambos
Rótula Plástica Inferior Cepa 2	22	Transversal	CONCE-A	7073,97	8980,33	21,23	Ambos

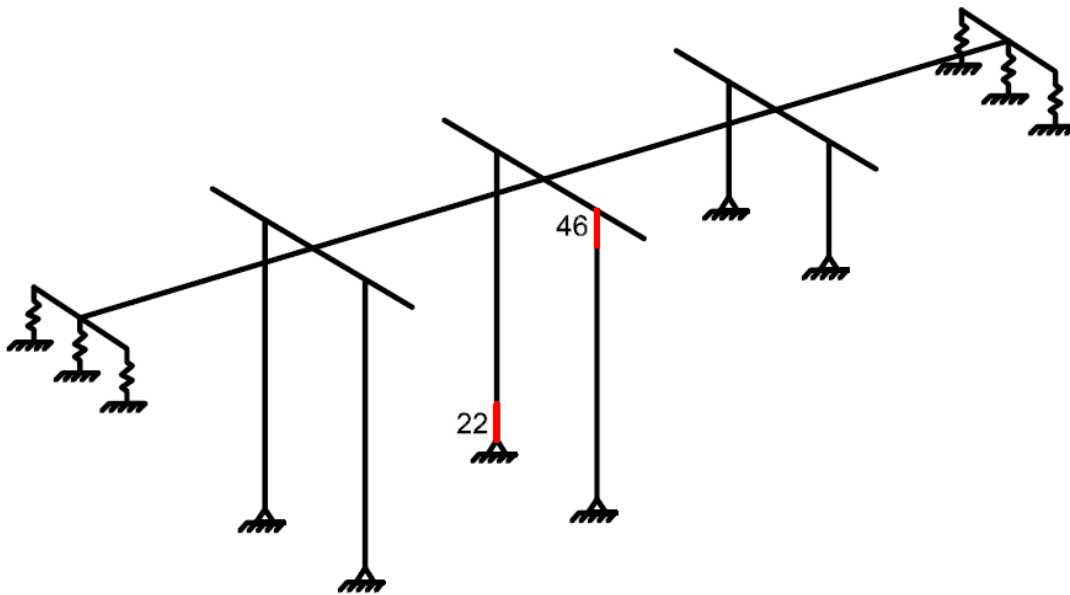


Figura 4.22: Diagrama de elementos con mayor demanda de momento puente Juan Soldado, análisis tiempo historia.

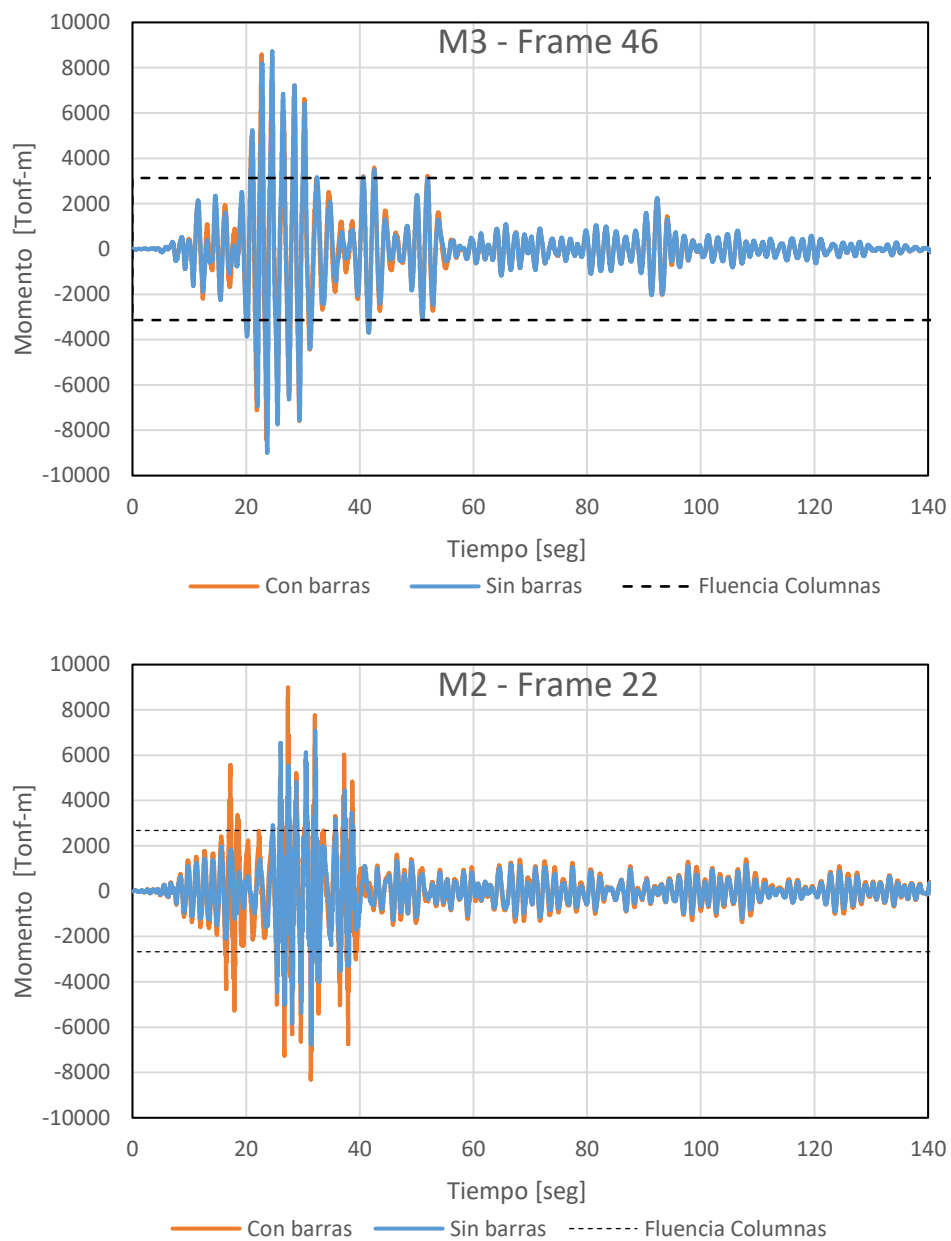


Figura 4.23: Comparación elementos con mayor demanda en el tiempo puente Juan Soldado, análisis tiempo historia.

Tabla 4.20: Elementos columnas con mayor demanda puente Fiscal, análisis tiempo historia.

Ubicación	Elemento <i>frame</i>	Dirección	Caso	Momento máximo sin barras [Tonf-m]	Momento máximo con barras [Tonf-m]	Diferencia [%]	Fluencia
Rótula Plástica Inferior Cepa 2	141	Longitudinal	CONSTI-A	741,93	845,65	12,26	Ambos
Rótula Plástica Inferior Cepa 1	76	Transversal	CONCE-A	774,84	712,70	-8,72	Sin barras

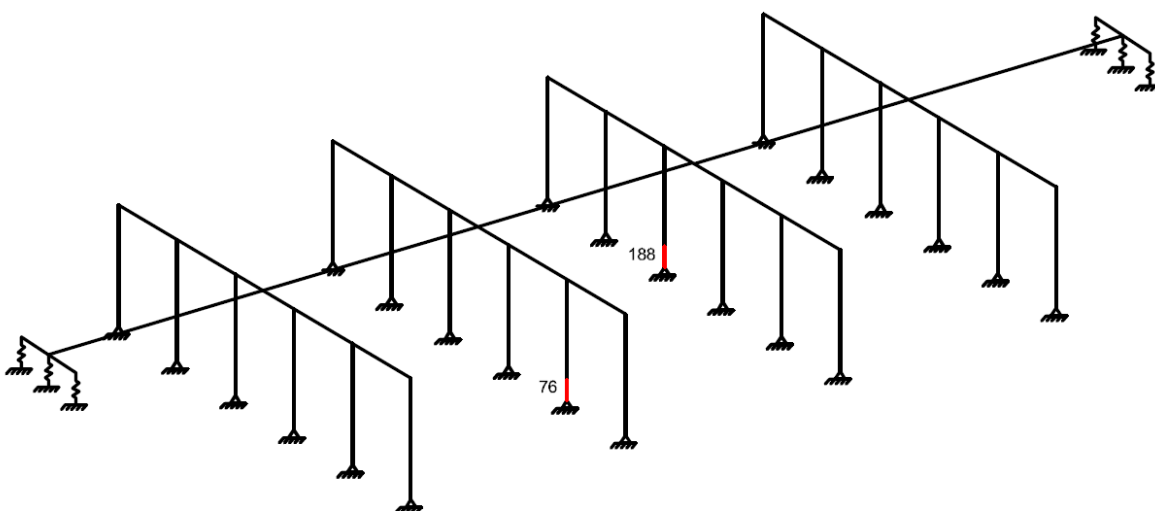


Figura 4.24: Diagrama de elementos con mayor demanda de momento puente Fiscal, análisis tiempo historia.

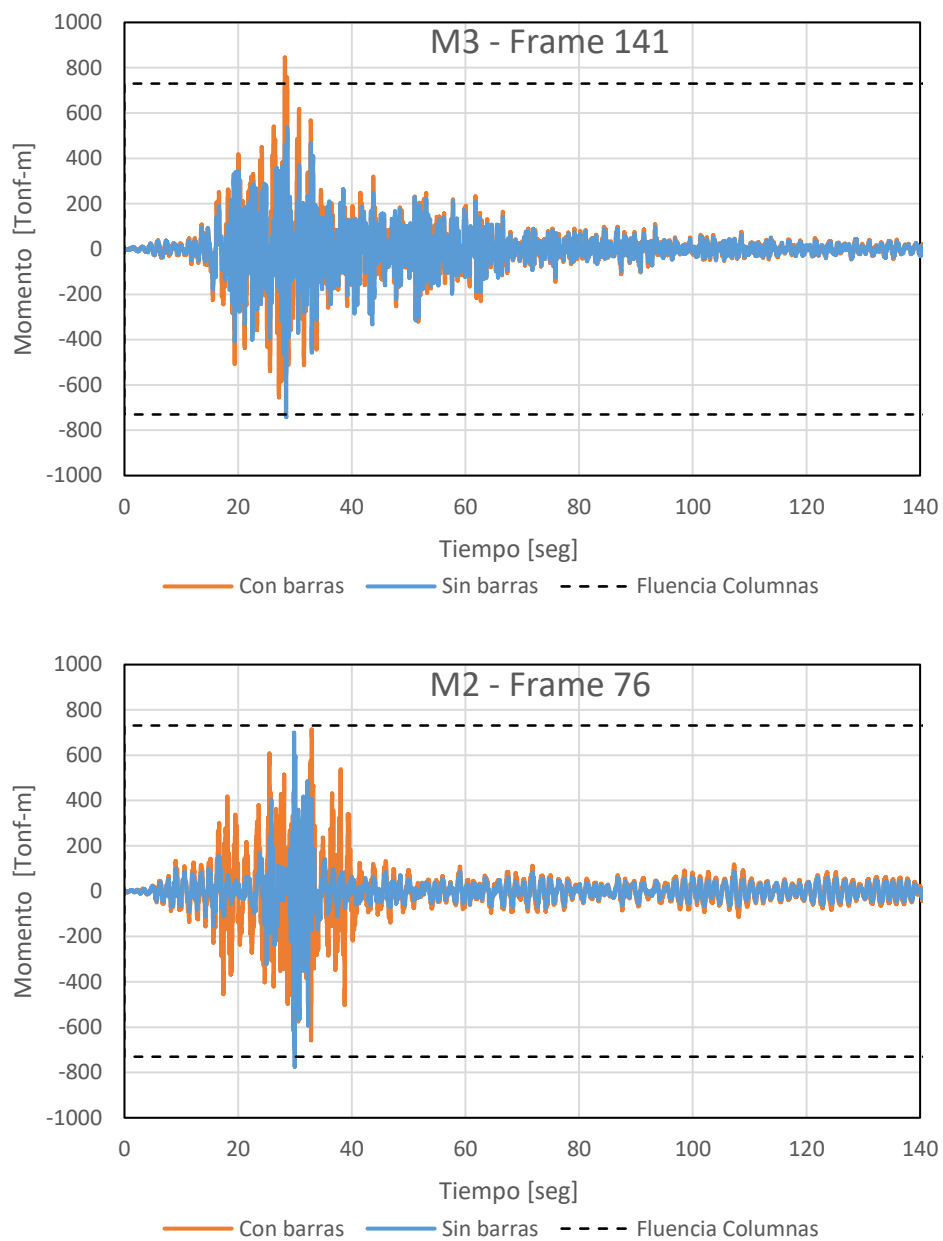


Figura 4.25: Comparación elementos con mayor demanda en el tiempo puente Fiscal, análisis tiempo historia.

Tabla 4.21: Elementos columnas con mayor demanda viaducto Las Cruces, análisis tiempo historia.

Ubicación	Elemento frame	Dirección	Caso	Momento máximo sin barras [Tonf-m]	Momento máximo con barras [Tonf-m]	Diferencia %	Fluencia
Rótula Plástica Inferior Cepa 2	63	Long.	CONSTI-A	1399,50	3104,90	54,93	Ambos
Rótula Plástica Inferior Cepa 2	64	Trans.	CONSTI-B	1037,37	2729,64	62,00	Con barras

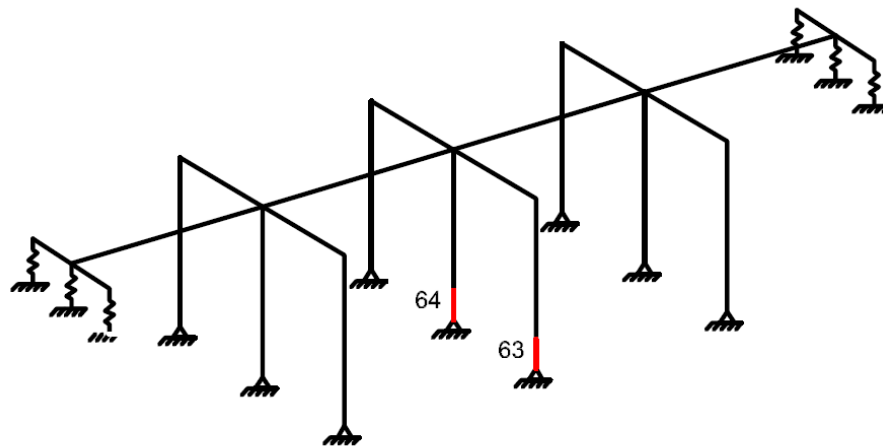


Figura 4.26: Diagrama de elementos con mayor demanda de momento viaducto Las Cruces, análisis tiempo historia.

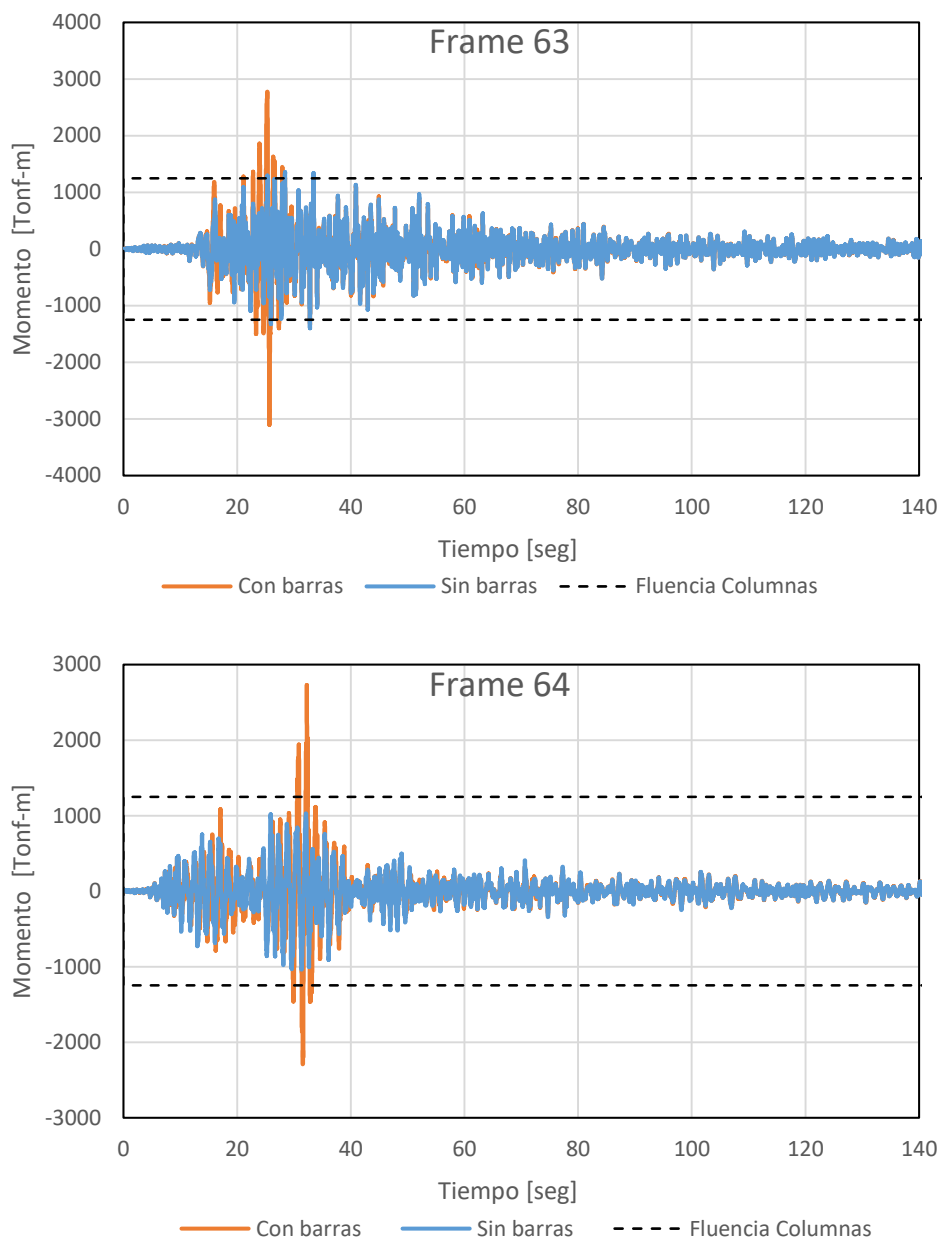


Figura 4.27: Comparación elementos con mayor demanda en el tiempo viaducto Las Cruces, análisis tiempo historia.

En todos los casos, el momento máximo ocurre dentro de la zona estimada para la formación de rótulas plásticas (Figura 4.22, Figura 4.24, Figura 4.26). Los casos que generan estas demandas corresponden a los generados por los sismos de Concepción y Constitución, los cuales son máximos en los valores cercanos a los periodos fundamentales de los modelos sin barras. En la mayoría de los casos los puentes alcanzan la fluencia, excepto el viaducto las Cruces en dirección transversal en el modelo sin barras (Figura 4.27).

Se puede ver en los resultados de tanto del puente Fiscal (Figura 4.25) como el viaducto Las Cruces (Figura 4.27) las columnas en los modelos sin barras no alcanzan la fluencia, por lo que el sistema de aislación logra cumplir su objetivo de proteger las columnas. En cambio, para el puente Juan

Soldado (Figura 4.23) el sistema de aislación no logra proteger las columnas de la fluencia. Esto se atribuye a la gran altura que tienen las columnas de este puente. Sin embargo, esto no implica necesariamente un mal diseño, ya que el registro mostrado, no corresponde a la zona donde se encuentra construido el puente Juan Soldado. Los espectros de los registros sísmicos de Concepción entregan aceleraciones más altas para periodos entre 1,5 y 2,5 segundos, lo que significa, que en este caso que el aumento del periodo de la estructura debido al sistema de aislación pudo haber sido perjudicial para el rendimiento sísmico del puente. Esto nos muestra que el uso de un sistema de aislación no siempre mejora el rendimiento sísmico de un puente, sino que dependiendo de las características de la zona podría empeorarlo.

Al incluir las barras en los modelos, los resultados no cambian de la misma forma en todos los puentes. En el puente Juan Soldado (Tabla 4.19) y en el puente Fiscal (Tabla 4.20), la demanda aumenta en un sentido y disminuye en otro. En cambio, en el viaducto Las Cruces (Tabla 4.21) la demanda en ambos sentidos aumenta en más de un 50% al incluir las barras. Es importante destacar que en el caso del viaducto Las Cruces (Figura 4.27, Tabla 4.21), la columna estudiada no fluye en el modelo sin barras, pero luego de incluirlas si se genera fluencia. Esta diferencia de comportamiento se le atribuye nuevamente a la diferencia en rigidez de las barras sísmicas de cada puente.

A modo de comparación se genera una tabla con los valores de demanda de momentos máximos en las columnas obtenidos en el análisis modal espectral con los máximos obtenidos en el análisis tiempo historia (Tabla 4.22).

Tabla 4.22: Comparación mayores demandas en columnas análisis modal espectral y analisis tiempo-historia.

	Momento máximo sin barras [Tonf-m]			Momento máximo con barras [Tonf-m]		
Puente	Modal	TH	Modal	Modal	TH	Modal
Juan Soldado	2454,94	8995,84	266,44	2322,47	8980,33	286,67
Fiscal	442,93	774,84	74,94	429,15	1427,49	232,63
Las Cruces	1903,65	1399,50	-26,48	3907,96	2775,19	-28,99

Los resultados nos muestran que ambos análisis varían mucho en sus resultados para todos los modelos. En el puente Juan Soldado y en el puente Fiscal los valores entregados por el análisis modal quedan muy por debajo de los obtenidos por el análisis tiempo-historia, mientras que en el viaducto Las Cruces pasa todo lo contrario, el análisis modal sobreestima los valores de demanda.

Para ver cómo afectan los distintos registros usados a cada estructura, se genera un gráfico que nos muestra la demanda de momento máximo en las columnas según el PGA y Sa(Tn) de los registros (Figura 4.28, Figura 4.29, Figura 4.30)

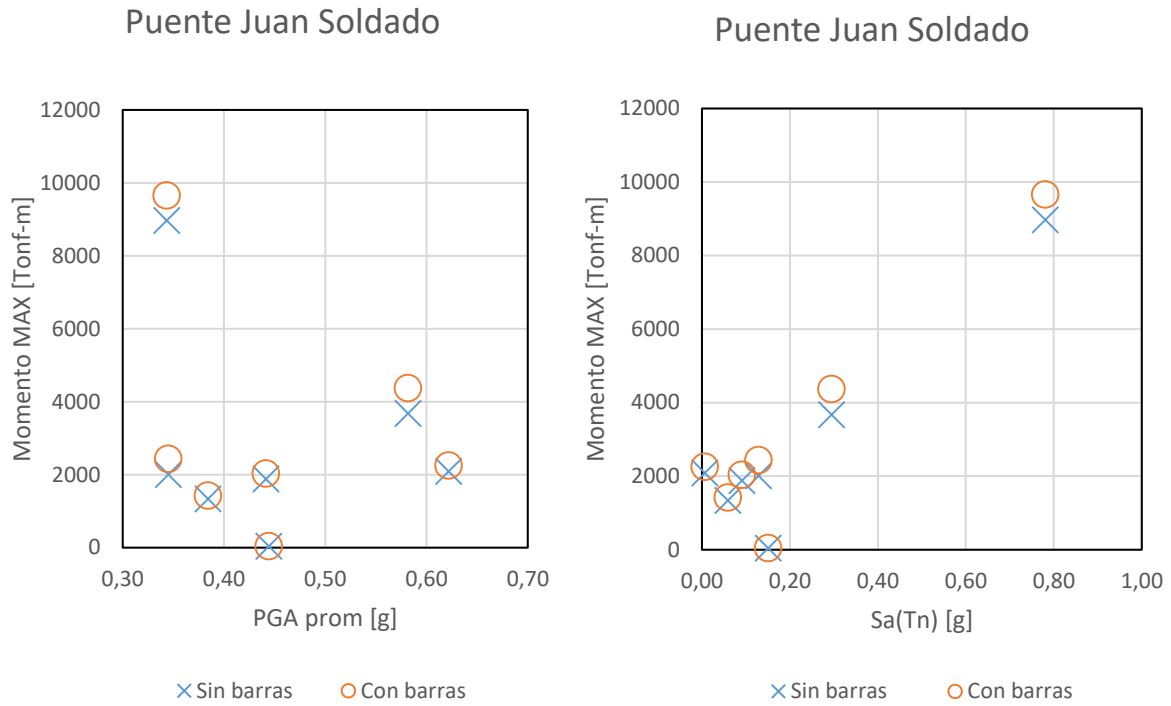


Figura 4.28: Momento máximo en columnas v/s PGA y Sa(Tn), puente Juan Soldado.

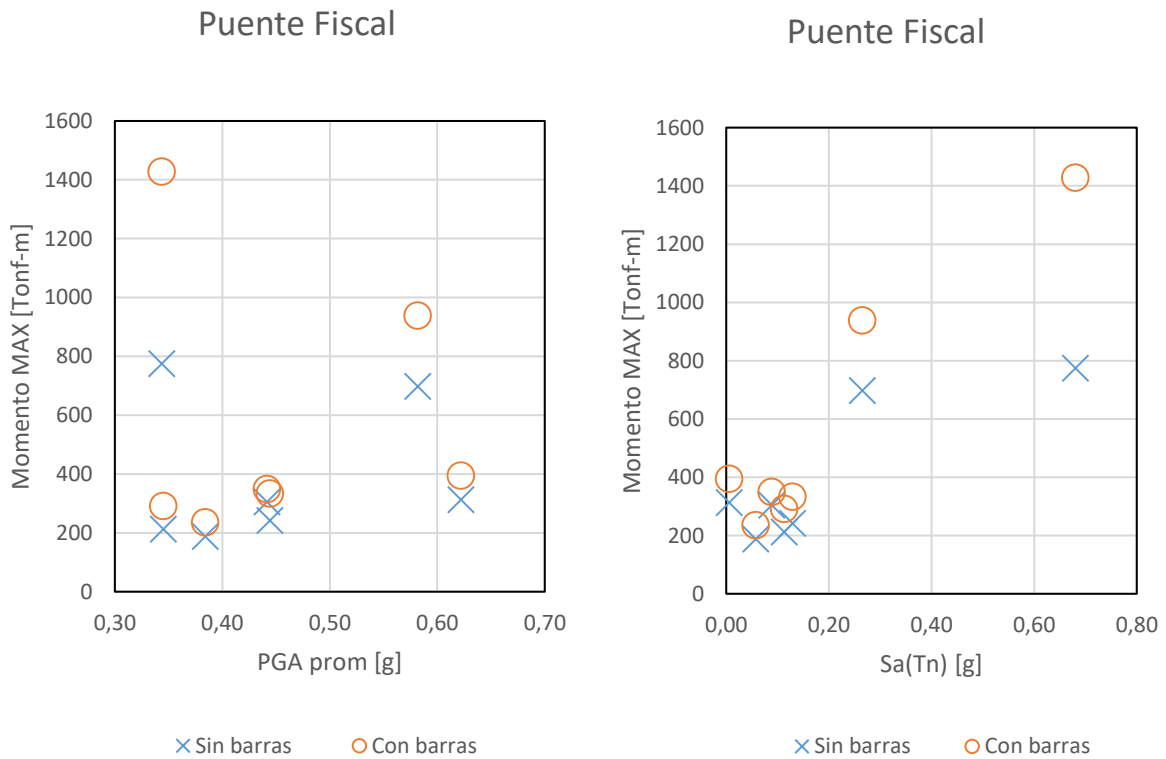


Figura 4.29: Momento máximo en columnas v/s PGA y Sa(Tn), puente Fiscal.

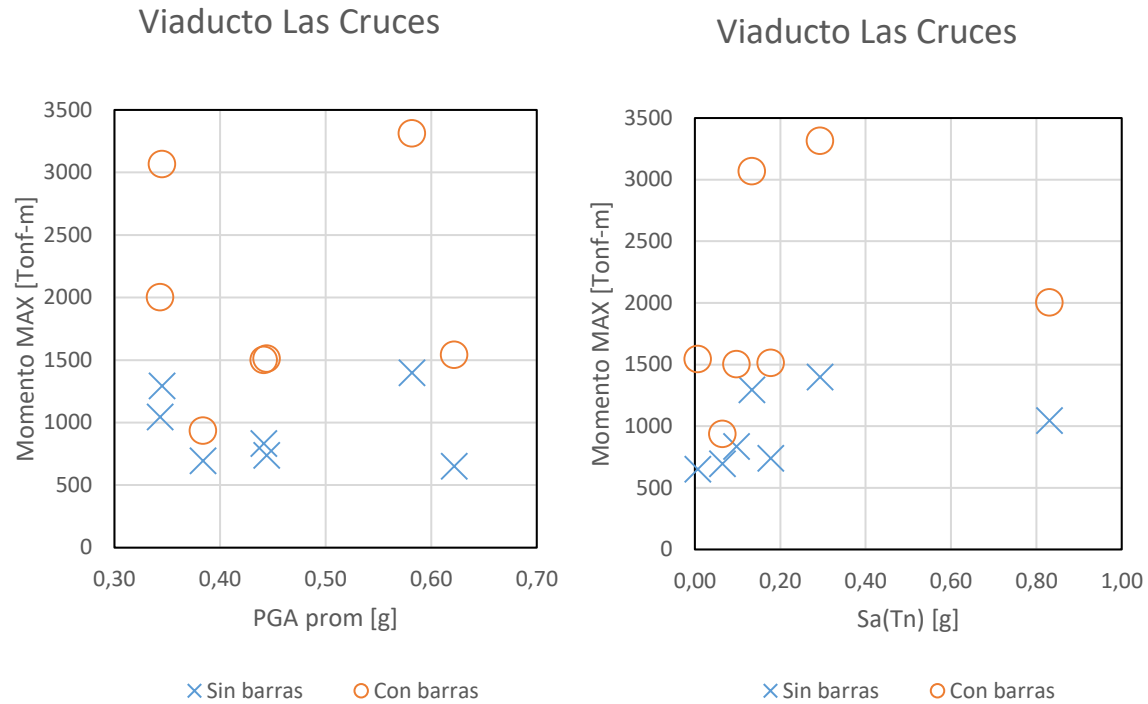


Figura 4.30: Momento máximo en columnas v/s PGA y Sa(Tn), viaducto Las Cruces.

Nuevamente se puede ver que no existe una tendencia clara de los resultados de demanda de momento máxima respecto al PGA y una relación proporcional respecto al Sa(Tn). La proporcionalidad respecto al Sa(Tn) se ve claramente en el puente Juan Soldado y puente Fiscal en todo el grafico, mientras que en el viaducto las Cruces se pierde en valores más altos por un solo punto.

Se puede apreciar en todos los casos el aumento de las demandas al incluir las barras en los modelos, en especial en un par de casos del puente Fiscal (Figura 4.29) y en la mayoría de los casos en el viaducto Las Cruces (Figura 4.30).

Capítulo 5 CONCLUSIONES

En el presente trabajo se analizó el comportamiento de puentes aislados chilenos. Para esto se procedió a realizar modelos computacionales ocupando el *software* SAP2000, basándose en el diseño mostrado en la memoria de cálculo de cada puente. Los resultados obtenidos de los modelos generados se compararon con los resultados de análisis modal espectral contenidos en las memorias de cálculo. Luego, se procedió a realizar diversos análisis no-lineales tanto estáticos (*pushover*), como dinámicos (tiempo-historia), de manera de poder estudiar los resultados de estos. Por esto se debió caracterizar ciertos elementos con propiedades no-lineales, como columnas, aisladores, topes sísmicos, entre otros.

Para comenzar, los resultados obtenidos en el análisis modal espectral de los modelos realizados son similares a los entregados por las memorias de cálculo, lo cual era un objetivo del trabajo. Sin embargo, esto no quiere decir que el modelo represente de forma exacta la realidad, si no que el modelo se asemeja a los modelos que se realizan en la práctica actualmente. De manera de obtener una verificación más real de los modelos, sería ideal comparar las propiedades dinámicas de los puentes a través de mediciones en terreno, por ejemplo, mediante estudios de vibraciones ambientales.

Los resultados muestran que, al generarse altas demandas en la estructura, el sistema de aislación permite a la superestructura moverse sin transmitir tanta carga a la infraestructura. Como se vio en los análisis *pushover* realizados, esto se traduce en una mayor capacidad de desplazamiento de la superestructura antes que se formen las rótulas plásticas en las columnas, la cuales se formaron alrededor de 25 cm en sentido transversal (Figura 4.10) en el viaducto Las Cruces, y a 22 cm en sentido longitudinal (Figura 4.9) en el puente Fiscal. A través de los análisis tiempo-historia se pudo comprobar que bajo una demanda sísmica el sistema de aislación logra controlar, aunque no totalmente, la fluencia de las columnas. Este comportamiento se observó tanto para el puente Fiscal (Figura 4.25) como en el viaducto Las Cruces (Figura 4.27). Es importante destacar que para el caso del puente Juan Soldado (Figura 4.23), el sistema de aislación no logra evitar claramente la fluencia. Sin embargo, esto no implica necesariamente un mal diseño, ya que el registro utilizado para los efectos de este estudio no corresponde a la zona donde se encuentra construido el puente Juan Soldado, por lo que las demandas en dicho puente pueden estar sobrestimadas. En este sentido, los espectros de aceleración de los registros sísmicos de Concepción entregan demandas más altas para periodos comprendidos entre 1,5 y 2,5 segundos, lo que implicaría que el aumento del periodo de la estructura debido al sistema de aislación pudo haber sido perjudicial para el desempeño sísmico del puente. Esto nos muestra que el uso de un sistema de aislación no siempre mejora el desempeño sísmico de un puente, sino que dependiendo de las características de la zona podría empeorarlo.

Los resultados muestran que los topes sísmicos logran controlar los desplazamientos de la superestructura. En la curva de los análisis *pushover* se observa claramente el aumento de la rigidez de la estructura una vez que se cierra el espacio en los topes, lo significa un control del desplazamiento. Este control de desplazamiento también se ve reflejado en los resultados de los análisis en el tiempo (Figura 4.16, Figura 4.17, Figura 4.18). Los valores de desplazamiento de los aisladores analizados no tienden a ser mayores que el espacio que permiten los topes. En el caso de los análisis en el sentido longitudinal los desplazamientos llegan a ser más grandes que el gap en

algunos puntos debido a que el muro espaldar no tiene tanta rigidez como los toques de hormigón que se encuentran en sentido transversal.

Dentro del estudio apareció la interrogante si considerar la rigidez extra que entregan las barras sísmicas a la interfaz entre la superestructura y la subestructura o no. El gran problema que se encontró dentro de la modelación de los puentes fue lo que pasaba si se incluía la rigidez de las barras sísmicas al modelo. En la práctica, tanto en el cálculo de los aisladores como para la determinación de la demanda sísmica, estas barras no se consideran. Sin embargo, con la presente memoria, se demostró la gran influencia que pueden tener dentro del comportamiento de un puente aislado. Las barras entregan a la interfaz superestructura-infraestructura cierta rigidez, lo cual limita el desplazamiento de la superestructura y aumenta las demandas en las cepas, que es lo contrario a lo que se intenta lograr con el sistema de aislación.

El estudio mostró que la influencia de las barras en los resultados de los modelos depende exclusivamente de la rigidez de estas. Según las rigideces obtenidas por el modelo ocupado [25] podemos dividir los puentes en dos grupos. Puentes con barras sísmicas poco rígidas, como el puente Juan Soldado y el puente Fiscal, y puentes con barras sísmicas más rígidas (alrededor de 3 veces más que en los otros puentes), como el viaducto Las Cruces (Figura 3.41).

En el caso del puente Juan Soldado y el puente Fiscal, las barras sísmicas tienen una altura libre, de 50 y 57 cm, lo cual le entrega una baja rigidez lateral a la interfaz superestructura-infraestructura. Esto se traduce en que su comportamiento modal no varíe mucho y que sus periodos fundamentales disminuyan solo un poco (variación máxima de un 8,5%, 0,27 segundos). Sin embargo, al incluir las barras existe una mayor rigidez en la interfaz entre la superestructura y la subestructura lo cual produce un aumento de la rigidez global del puente y de la demanda que se genera en las columnas, aunque de baja magnitud, con una disminución de alrededor del 3% en los desplazamientos horizontales y aumento máximo de alrededor de 20% en la demanda en las columnas. Cabe destacar que en algunos casos la demanda en las columnas llegó a disminuir al colocar las barras. Como se vio en los resultados de los análisis *pushover*, el aumento en la rigidez de la estructura se mantiene solo hasta que las barras fallan, para luego pasar al comportamiento de la estructura sin barras. Sin embargo, debido a la baja rigidez de las barras, estas tienen una alta capacidad de deformación, por lo que en la mayoría de los casos vistos no llegan a fallar antes de que falle la estructura. Esto implica que la rigidez extra que entregan las barras sísmicas a la interfaz estaría siempre presente en la estructura.

Por otro lado, en el caso del viaducto Las Cruces, las barras tienen una baja altura libre, de 15 cm, lo cual le entrega una alta rigidez lateral a la interfaz entre superestructura e infraestructura. Esto se traduce en que sus propiedades dinámicas varíen, cambiando el primer modo de vibrar de uno transversal a uno longitudinal, y disminuyendo su periodo longitudinal en 0,72 segundos y transversal en 0,66 segundos. Al igual que en los otros dos puentes el aumento de rigidez causa que la demanda en las columnas aumente, pero debido a la mayor rigidez de las barras de este puente, el aumento tiene una mayor magnitud, disminuyendo los desplazamientos horizontales de los aisladores en un 400% y aumentando las demandas en las columnas en un máximo de 62%. Como se dijo anteriormente y se vio en los resultados del análisis *pushover*, este aumento de rigidez solo dura hasta que las barras fallan. Para el caso del viaducto Las Cruces, las barras al ser más rígidas tienen una menor capacidad de deformación, por lo que fallan a niveles más bajos que en los otros

casos, incluso antes de que fluyan todas las columnas (Figura 4.10). Esta disminución de la rigidez no se pudo ver en los resultados obtenidos en el análisis modal, debido a que no se logró modelar de forma correcta este comportamiento.

Ambos comportamientos ofrecen ventajas y desventajas. Por un lado, al tener barras sísmicas flexibles, el aumento de la demanda en las columnas es menor, pero este aumento se mantiene al aumentar la carga en la estructura. Por el otro lado, al tener barras sísmicas más rígidas, el aumento de la demanda en las columnas es mayor, pero las barras fallan rápidamente, lo cual podría significar que en realidad este aumento no ocurre. Lamentablemente, esto último no se logró comprobar en este estudio debido a las limitaciones que tiene el software para modelar el comportamiento deseado.

Comparando los resultados obtenidos entre los registros ocupados, se pudo ver que el valor del PGA no afecta directamente el nivel de demanda que se genera en la estructura, pero tienen una relación de proporcionalidad con el valor de la $S_a(T_n)$, en la mayoría de los casos. En todos los casos, las demandas máximas se debían a los registros que tenían el espectro más alto cerca de los periodos fundamentales de las estructuras, lo cual era de esperar. Esto nos muestra que un correcto modelamiento del comportamiento modal de un puente es fundamental. Obtener un periodo fundamental errado podría llevar a una subestimación de las demandas de diseño, como ocurrió en el caso del viaducto Las Cruces las demandas en las columnas en algunos casos un aumentaron hasta un 50% al colocar las barras sísmicas en el modelo.

Como se determinó en este trabajo, las barras sísmicas afectan el comportamiento de un puente aislado, por lo que su omisión en el proceso de modelamiento podría ser un error. Debido a que este tema estaba fuera del alcance del trabajo, no se logró llegar a una conclusión más precisa sobre el tema. Se recomienda a futuro generar más estudios sobre la influencia de las barras sísmicas en puentes aislados, considerando factores que no se tomaron en cuenta en este estudio, como, la influencia de las barras en el cálculo de los aisladores, el amortiguamiento extra que éstos generan en el sistema de aislación y también como varían los periodos y la demanda en la infraestructura de un puente aislado cuando las barras fallan.

Se recomienda también para futuras investigaciones ocupar un software distinto a SAP2000 para análisis dinámicos en el tiempo, debido a ciertas limitaciones que se encontraron. Principalmente, la dificultad para modelar en el software, de forma exacta, el comportamiento de elementos, como barras y topes sísmicos, sobre todo en los análisis tiempo-historia, y también, que permita ocupar diferentes métodos de integración de manera de minimizar errores de convergencia.

El uso de sistemas de aislación en puentes ayuda en gran medida a proteger la red vial del país en un terremoto de alta intensidad. Por esto se sugiere seguir realizando estudios sobre este sistema en Chile, enfocándose principalmente en métodos de diseño del sistema de aislación, y caracterización y uso de otro tipo de aisladores, como aisladores deslizantes. Finalmente, se insta a realizar una normativa oficial, que se base en lo establecido por el Manual de Carreteras de forma de regular el diseño de este tipo de estructuras en Chile.

Capítulo 6 REFERENCIAS

- [1] R. Saragoni, «El Mega Terremoto del Maule de 2010: Una lección de buena ingeniería, pero con sorpresas y nuevos desafíos.», 2011.
- [2] Cámara Chilena de la Construcción, «Balance de la infraestructura en Chile,» 2010.
- [3] I. Buckle, M. Hube, G. Chen, W.-H. Yen y J. Arias, «Structural Performance of Bridges in the Offshore Maule Earthquake of 27 February 201,» 2012.
- [4] Gobierno de Chile, «Plan de reconstrucción terremoto y maremoto del 27 de febrero de 2010,» 2010.
- [5] A. Aviram, K. R. Mackie y B. Stojadinovic, Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California, 2008.
- [6] I. G. Buckle, M. C. Constantinou, M. Dicleli y H. Ghasemi, Seismic Isolation of Highway Bridges, Buffalo, NY: MCEER, 2006.
- [7] Dirección de Vialidad, «Manual de Carreteras Vol.Nº3,» 2017.
- [8] NCh2745, «Análisis y diseño de edificios con aislamiento sísmico,» 2013.
- [9] European Committee for Standardization, «Eurocode 8 Design of Structures for Earthquake Resistance Part 2: Bridges,» 2011.
- [10] D. d. I. C. Universidad de Chile, «División Estructuras y Construcción,» 2018. [En línea]. Available: <https://www.cec.uchile.cl/~dicesco/>.
- [11] C. Lüders, «Aislamiento Sísmico de Estructuras (Pasado-Presente-Futuro),» de *ExpoHormigón 2013*, 2013.
- [12] R. Boroschek, «Situación de la aislamiento sísmico hoy en Chile,» *El Mercurio Ediciones Especiales*, 31 Octubre 2017.
- [13] B. Venegas, «ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL PUENTE MARGA,» 2013.
- [14] *Decreto Supremo DS61*, 2011.
- [15] NCh433, «Diseño sísmico de edificios,» 1996.
- [16] M. d. V. y. Urbanismo, *Presentación "Normativa antisísmica en Chile: Reglamentación y normas"*, 2017.

- [17] DDQ Ingenieros Consultores Ltda, «Proyecto Puente Juan Soldado,» 2014.
- [18] DDQ Ingenieros Consultores Ltda, «Proyecto Puente Fiscal,» 2014.
- [19] JLS Ingeniera Ltda, «Proyecto Estructural Viaducto Las Cruces,» 2014.
- [20] AASHTO, Guide Specifications for LRDF Seismic Bridge Design, 2009.
- [21] M. P. Berry y M. O. Eberhard, «Performance Modeling Strategies for Modern Reinforced Concrete Bridge Columns,» Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008.
- [22] S. H. Megally, P. F. Silva y F. Seible, «Seismic Response of Sacrificial Shear Keys in Bridge Abutments,» 2002.
- [23] Q. Han, Y. Zhou, Y. Ou y X. Du, «Seismic behavior of reinforced concrete sacrificial exterior shear keys of highway bridges,» 2017.
- [24] P. Kaviani, F. Zareian y E. Taciroglu, «Performance-Based Seismic Assessment of Skewed Bridges,» Pacific Earthquake Engineering research Center, 2014.
- [25] A. Martínez, «Efecto de las barras sísmicas en el comportamiento sísmico transversal de puentes de hormigon armado,» 2015.
- [26] AASHTO, «Guide Specifications for LRDF Seismic Bridge Design,» 2010.
- [27] N. K. Assainar y D. S. Pillai, «Nonlinear Analysis of High Damping Rubber Bearing with Different Material & Geometry,» *International Journal of Scientific & Engineering Research*, Volume 7, 2016.
- [28] Caltrans, «Caltrans Seismic Design Criteria,» 2010.

Capítulo 7ANEXOS

7.1 ANEXO 1

Tabla 7.1: Coeficientes horizontales del suelo según profundidad por cepa en puente Fiscal usados en el modelo. Fuente: [18].

Cepa 1			Cepas 2, 3 y 4		
Profundidad [m]	k_x [Tonf/m]	k_y [Tonf/m]	Profundidad [m]	k_x [Tonf/m]	k_y [Tonf/m]
6,7	6030	12301	6,7	5936	12109
7,7	6930	14137	7,67	6687	13641
8,7	7830	15973	8,64	7531	15364
9,7	8730	17809	9,61	8376	17087
10,7	2595	5293	10,58	2484	5068
11,7	2837	5788	11,54	2712	5533
12,7	3080	6283	12,51	2940	5997
13,7	3322	6777	13,48	3167	6461
14,7	3565	7272	14,45	3395	6926
15,7	3807	7767	15,42	3622	7390
16,7	4050	8261	16,39	3850	7854
17,7	4292	8756	17,36	4078	8319
18,7	4535	9251	18,33	4305	8783
19,7	17730	36169	19,29	16823	34319
20,7	18630	38005	20,26	17668	36042
21,7	19530	39841	21,23	18513	37766
22,7	10215	20839	22,2	9679	19744

Tabla 7.2: Coeficientes horizontales del suelo según profundidad para cepa 1 en viaducto Las Cruces usados en el modelo.
Fuente: [19].

Profundidad [m]	k_x [Tonf/m]	k_y [Tonf/m]
1,074	550	619
2,074	1062	1195
3,074	1242	1397
4,074	1646	1852
5,074	2050	2306
6,074	2454	2761
7,074	2858	3215
8,074	3262	3670
9,074	3666	4124
10,074	4070	4579
11,074	4474	5033
12,074	4878	5488
13,074	5282	5942
14,074	5686	6397
15,074	13687	15398
16,074	24600	27675
17,074	24600	27675
18,074	24600	27675
19,074	12300	13838

Tabla 7.3: Coeficientes horizontales del suelo según profundidad para cepa 2 en viaducto Las Cruces usados en el modelo.
Fuente: [19].

Profundidad [m]	k_x [Tonf/m]	k_y [Tonf/m]
3,068	1239	1394
4,068	1643	1849
5,068	2047	2303
6,068	2451	2758
7,068	2855	3212
8,068	3259	3667
9,068	3663	4121
10,068	4067	4576
11,068	4471	5030
12,068	4875	5485
13,068	5279	5939
14,068	5683	6394
15,068	6087	6848
16,068	14590	16413
17,068	15498	17435
18,068	16406	18456
19,068	17314	19478
20,068	24600	27675
21,068	24600	27675
22,068	12300	13838

Tabla 7.4: Coeficientes horizontales del suelo según profundidad para cepa 3 en viaducto Las Cruces usados en el modelo.
Fuente: [19].

Profundidad [m]	k_x [Tonf/m]	k_y [Tonf/m]
0,811	415	467
1,811	732	823
2,811	1136	1278
3,811	1540	1732
4,811	1944	2187
5,811	2348	2641
6,811	2752	3096
7,811	3156	3550
8,811	3560	4005
9,811	3964	4459
10,811	4368	4914
11,811	4772	5368
12,811	5176	5823
13,811	5580	6277
14,811	5984	6732
15,811	6388	7186
16,811	6792	7641
17,811	16172	18194
18,811	17080	19215
19,811	17988	20237
20,811	18896	21258
21,811	19804	22280
22,811	12300	13838

7.2 ANEXO 2

Tabla 7.5: Modos de vibrar ocupados para el análisis modal espectral del puente Juan Soldado sin barras.

N° Modo	T [s]	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY
1	2,06	0,887	0	0,00	0,89	0,00
2	1,75	0	0,732	0,178	0,89	0,73
3	1,38	0	0,156	0,74	0,89	0,89
4	0,57	0	0,016	0	0,89	0,91
5	0,51	0,012	0	0	0,90	0,91
6	0,49	0	0,008	0	0,90	0,91
7	0,48	0,004	0	0	0,90	0,91
8	0,32	0,002	0	0	0,91	0,91
9	0,27	0	0,046	0,04	0,91	0,96
10	0,15	0,013	0	0	0,92	0,96
11	0,13	0	0,018	0	0,92	0,98
12	0,07	0,012	0	0	0,93	0,98

Tabla 7.6: Modos de vibrar ocupados para el análisis modal espectral del puente Juan Soldado con barras.

N° Modo	T [s]	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY
1	1,97	0,89	0	0	0,89	0,00
2	1,67	0	0,756	0,16	0,89	0,76
3	1,30	0	0,137	0,77	0,89	0,89
4	0,55	0	0,014	0,01	0,89	0,91
5	0,50	0,009	0	0	0,90	0,91
6	0,48	0	0,007	0	0,90	0,92
7	0,47	0,004	0	0	0,90	0,92
8	0,31	0,002	0	0	0,91	0,92
9	0,27	0	0,045	0,04	0,91	0,96
10	0,14	0,013	0,001	0	0,92	0,96
11	0,13	0,001	0,017	0	0,92	0,98
12	0,07	0,012	0	0	0,93	0,98

Tabla 7.7: Modos de vibrar ocupados para el análisis modal espectral del puente Fiscal sin barras.

N° Modo	T [s]	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY
1	2,13	0,439	0,131	0	0,44	0,13
2	2,07	0,132	0,426	0	0,57	0,56
3	1,94	0	0	0,66	0,57	0,56
4	0,44	0,085	0,003	0	0,66	0,56
5	0,42	0,087	0,002	0	0,74	0,56
6	0,41	0,025	0	0	0,77	0,56
7	0,38	0,003	0,078	0	0,77	0,64
8	0,37	0,004	0,122	0,01	0,78	0,76
9	0,35	0,001	0,05	0,05	0,78	0,81
10	0,26	0,022	0,002	0	0,80	0,82
11	0,23	0,006	0	0	0,81	0,82
12	0,22	0,009	0,002	0	0,81	0,82
13	0,18	0	0,014	0	0,81	0,83
14	0,05	0,133	0	0	0,95	0,83
15	0,04	0	0,121	0	0,95	0,95

Tabla 7.8: Modos de vibrar ocupados para el análisis modal espectral del puente Fiscal con barras.

N° Modo	T [s]	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY
1	1,88	0,495	0,088	0,00	0,50	0,09
2	1,80	0,088	0,48	0,00	0,58	0,57
3	1,67	0	0	0,67	0,58	0,57
4	0,42	0,077	0,002	0,00	0,66	0,57
5	0,41	0,104	0,003	0,00	0,77	0,57
6	0,39	0,006	0	0	0,77	0,57
7	0,37	0,001	0,055	0,00	0,77	0,63
8	0,36	0,005	0,138	0,01	0,78	0,77
9	0,35	0,001	0,047	0,03	0,78	0,81
10	0,25	0,022	0,002	0,00	0,80	0,82
11	0,24	0,002	0	0	0,80	0,82
12	0,22	0,012	0,001	0	0,81	0,82
13	0,18	0	0,014	0,00	0,81	0,83
14	0,05	0,133	0	0	0,95	0,83
15	0,04	0	0,122	0,00	0,95	0,95

Tabla 7.9: Modos de vibrar ocupados para el análisis modal espectral del viaducto Las Cruces sin barras.

N° Modo	T [s]	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY
1	1,94	0	0,47	0,02	0,00	0,47
2	1,88	0,52	0	0	0,52	0,47
3	1,58	0	0,011	0,52	0,52	0,48
4	0,45	0,05	0	0	0,57	0,48
5	0,41	0	0,002	0	0,57	0,48
6	0,39	0,11	0	0	0,68	0,48
7	0,37	0,036	0	0	0,72	0,48
8	0,35	0	0,092	0	0,72	0,58
9	0,31	0	0,013	0	0,72	0,59
10	0,30	0	0,195	0	0,72	0,78
11	0,20	0,047	0	0	0,76	0,78
12	0,17	0,069	0	0	0,83	0,78
13	0,15	0	0,045	0	0,83	0,83
14	0,06	0,001	0,1	0	0,83	0,93
15	0,05	0,118	0,001	0	0,95	0,93

Tabla 7.10: Modos de vibrar ocupados para el análisis modal espectral del viaducto Las Cruces con barras.

N° Modo	T [s]	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY
1	1,22	0,402	0,13	0,05	0,40	0,13
2	1,22	0,186	0,284	0,10	0,59	0,42
3	0,95	0	0,12	0,44	0,59	0,53
4	0,41	0	0,01	0	0,59	0,54
5	0,36	0,024	0	0	0,61	0,54
6	0,35	0,008	0	0	0,62	0,54
7	0,32	0,102	0,001	0	0,72	0,55
8	0,32	0,002	0,063	0	0,72	0,61
9	0,31	0,004	0,005	0	0,73	0,61
10	0,28	0	0,173	0	0,73	0,79
11	0,20	0,045	0	0	0,77	0,79
12	0,17	0,059	0	0	0,83	0,79
13	0,15	0	0,044	0	0,83	0,83
14	0,06	0,001	0,104	0	0,83	0,94
15	0,05	0,119	0,001	0	0,95	0,94