



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

MODELO NO LINEAL PARA PREDECIR LA RESPUESTA SÍSMICA DE PASOS SUPERIORES

FELIPE IGNACIO RUBILAR MOYA

Tesis para optar al grado de
Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:
MATÍAS ANDRÉS HUBE GINESTAR

Santiago de Chile, enero, 2015

© MMXV, Felipe Ignacio Rubilar Moya



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

MODELO NO LINEAL PARA PREDECIR LA RESPUESTA SÍSMICA DE PASOS SUPERIORES

FELIPE IGNACIO RUBILAR MOYA

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

MATÍAS ANDRÉS HUBE GINESTAR

HERNÁN SANTA MARÍA OYANEDEL

FABIÁN ROJAS BARRALES

MIGUEL RÍOS OJEDA

Para completar las exigencias del grado de
Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, enero, 2015

*A mis abuelos, Manuel y Rodemil,
quienes me han cuidado desde el
cielo a lo largo de todos estos años.*

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi profesor guía, Matías Hube, por su dedicación, motivación, y paciencia a lo largo de este trabajo. Aprecio muy humildemente, todo el esfuerzo que puso en la corrección, consejo y guía a lo largo del proceso y en donde su constante apoyo fue fundamental para finalizar el documento.

Agradecimientos especiales a los profesores del Departamento, Hernán Santa María y Esteban Sáez, por su apoyo en temas claves de esta Tesis. Junto a ellos, debo agradecer a todo el Departamento por la gran formación profesional recibida en mi paso por la Escuela.

Al profesor Fabián Rojas, por su dedicación en la corrección y que aun sin conocernos previamente, fue muy amable con su consejo y apoyo al ser parte de mi comisión de tesis.

También estoy muy agradecido a mis amigos del Magister, quienes me apoyaron e hicieron más agradable el trabajo: Cristobal Alarcón, Felipe Toro, Alix Becerra, Antonio Salazar, Mathias Gelb, Javier Pardo, Gislaine Pardo, Daniel González, Francisco Humire, Sebastián Castro y Wilson Torres, y también la gente que trabaja en el Departamento de estructuras: Jenifer Flores, Josefina Uribe y Carlos Abarca.

Finalmente, agradecer a mis padres, Alejandra y Richard, por su cariño y dedicación en esta parte de mi vida, a mi hermano y primos, a mis amigos y en especial a mi polola Catalina, por su paciencia y apoyo interminable.

Esta tesis fue financiada por el proyecto Fondecyt #11121581. Adicionalmente, esta investigación se enmarca dentro del proyecto Fondef D10i1027 y dentro de CIGIDEN, Centro Nacional de Investigación para la Gestión Integrada de Desastres Naturales CONICYT/FONDAP/15110017.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	vii
INDICE DE FIGURAS.....	ix
RESUMEN.....	xv
ABSTRACT.....	xvii
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Objetivos y metodología	5
1.2 Organización de la Tesis	5
2. ESTADO DEL ARTE.....	7
2.1 Modelos de puentes.....	7
2.2 Apoyos elastoméricos en modelos de puentes	13
2.3 Topes laterales en modelos de puentes	17
3. CARACTERIZACIÓN DE PUENTES CHILENOS Y COMPORTAMIENTO DE TOPES LATERALES DE ACERO	21
3.1 Catastro de puentes: pasos inferiores y pasos superiores.....	21
3.2 Campaña experimental de topes laterales de acero.....	30
3.3 Relación constitutiva de topes laterales de acero	37
3.4 Implementación computacional de topes laterales de acero	40
4. COMPORTAMIENTO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS.....	43

4.1	Requerimientos de diseño según el Manual de Carreteras.....	43
4.2	Resultados experimentales de apoyos elastoméricos realizados por otros autores	44
4.3	Campaña experimental de apoyos elastoméricos.....	52
4.4	Resultados de la campaña experimental de apoyos elastoméricos	58
4.5	Implementación computacional de apoyos elastoméricos	72
5.	MODELO NO LINEAL Y ANÁLISIS DINÁMICO	74
5.1	Características generales del PS Independencia	74
5.2	Descripción de los daños debido al terremoto del Maule del 2010	76
5.3	Modelo no lineal del PS Independencia.....	78
5.3.1	Parámetros generales del modelo no lineal.....	80
5.3.2	Estimación de la rigidez de la cepa, vigas y losa.....	82
5.3.3	Relación constitutiva de topes laterales de acero y apoyos elastoméricos	85
5.3.4	Análisis modal, amortiguamiento e integración numérica	87
5.4	Pushover	88
5.5	Registros sísmicos usados para el análisis dinámico	90
5.6	Resultados del tiempo historia no lineal	93
6.	CONCLUSIONES	101
6.1	Conclusiones generales	101
6.2	Recomendaciones a la normativa chilena	105
6.3	Futuras investigaciones	106
	BIBLIOGRAFÍA.....	108
	ANEXO A.....	113

ANEXO B 117

ANEXO C 118

INDICE DE TABLAS

Tabla 1-1 Resumen de la distribución de daño para diferentes tipos de puentes (Schanack et al. (2012))	2
Tabla 3-1: Características generales de los doce puentes del catastro	23
Tabla 3-2: Características geométricas de los doce puentes del catastro	25
Tabla 3-3: Características geométricas de los apoyos elastoméricos en estribos de los doce puentes del catastro.....	27
Tabla 3-4: Características geométricas de los apoyos elastoméricos en cepas de los doce puentes del catastro	28
Tabla 3-5: Carga gravitacional sobre un vano y tensión de compresión en los apoyos de los 12 puentes del catastro.....	29
Tabla 3-6: Valores característicos de la relación constitutiva del tope lateral de acero ..	38
Tabla 4-1: Matriz de ensayo para un apoyo elastomérico cualquiera X.....	56
Tabla 4-2: Velocidad de carga en ensayos cíclicos nº 3 y 5 (X-3 y X-5)	57
Tabla 4-3: Resultados de los ensayos monotónicos nº1, 2, 4 y 6 (X-1, X-2, X-4 y X-6) para cada uno de los apoyos.....	65
Tabla 4-4: Resultados de ensayos cíclicos para los ensayos nº 3 (X-3) con una tensión de compresión de 2 MPa.....	69

Tabla 4-5: Resultados de ensayos cíclicos para los ensayos n° 5 con una tensión de compresión de 3 MPa.....	69
Tabla 5-1: Propiedades usadas para los apoyos elastoméricos en el modelo no lineal....	87
Tabla 5-2 Modos principales del modelo.....	88
Tabla 5-3: Resultados del análisis tiempo historia no lineal.....	94
Tabla 5-4: Resultados del tiempo historia no lineal con registros amplificados por 2	97
Tabla A-1: Resultados de las 3 barras de acero ensayadas	115

INDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 Evolución de la sección transversal de puentes en Chile (Hube & Rubilar, 2012)	2
Figura 1-2 Daño en topes laterales de acero en distintos PS.....	4
Figura 1-3 Colapso de PS Lo Echevers.....	4
Figura 2-1: Modelo de puente según Maleki (2004).....	8
Figura 2-2: Modelos 3D de puentes de viga cajón de HA	10
Figura 2-3: Modelo de puente según Nielson & DesRoches (2007)	11
Figura 2-4: Modelo del paso inferior Las Mercedes según Elnashai et al. (2012)	12
Figura 2-5: Modelo 3D de puente según Filipov et al. (2013).....	13
Figura 2-6: Relación constitutiva de apoyos elastoméricos según Elnashai et al. (2012)	15
Figura 2-7: Modelo de apoyos elastoméricos en estribos y cepas, respectivamente, según Nielson & DesRoches (2007).....	15
Figura 2-8: Relación constitutiva ante cargas monotónica y cíclica según Filipov et al. (2013).....	17
Figura 2-9: Detalle del tope lateral de acero y de su modelo de elementos finitos (Maleki, 2004).....	18
Figura 2-10: Relación constitutiva de topes laterales de acero según Filipov et al. (2013)	19

Figura 2-11: Dimensiones de topes de acero usados en la validación experimental de Filipov et al. (2013).....	19
Figura 2-12: Llaves de corte de hormigón armado y su relación constitutiva según Goel & Chopra (2008) y Kaviani et al. (2012; MOP, Manual de Carreteras, Instrucciones y Criterios de Diseño, 2010)	20
Figura 3-1: Ubicación geográfica de los doce puentes del catastro	22
Figura 3-2: Tope lateral de acero del PS Américo Vespucio dañado durante el Terremoto del Maule 2010.....	24
Figura 3-3: Planos de construcción del tope lateral de acero del PS Américo Vespucio	31
Figura 3-4: Esquema general del ensayo de topes laterales de acero	34
Figura 3-5: Propagación del daño durante el ensayo del espécimen S3	34
Figura 3-6: Relación fuerza–deformación de los topes laterales de acero (desplazamiento medido a 250 mm del bloque de hormigón)	36
Figura 3-7: Relación fuerza-deformación de los 3 especímenes corregida con el desplazamiento en el punto de aplicación de la carga (desplazamiento medido a 170 mm del bloque de hormigón)	37
Figura 3-8: Puntos característicos de la relación fuerza-desplazamiento usados para la obtención del modelo constitutivo trilineal.....	38
Figura 3-9 Modelo constitutivo tri-lineal de los topes laterales de acero	40

Figura 3-10: Relaciones constitutivas de materiales usados en la modelación en OpenSees (McKenna, 2006).	41
Figura 3-11: Validación del modelo constitutivo propuesto para los topes laterales de acero	42
Figura 4-1 Sección transversal del apoyo elastomérico ensayado por Li & Xu (2013) ..	45
Figura 4-2 Configuración del ensayo según Li & Xu (2013)	46
Figura 4-3 Relación fuerza-deformación en apoyos elastoméricos ensayados por Li & Xu (2013)	47
Figura 4-4 Variación del coeficiente de roce según tensión de compresión y velocidad de deslizamiento en apoyos elastoméricos ensayados por Li & Xu (2013)	48
Figura 4-5: Configuración experimental de Steelman et al. (2013).....	49
Figura 4-6 Historial de deformación para ensayos cíclicos de Steelman et al. (2013)	50
Figura 4-7: Resultados experimentales de Steelman et al. (2013).....	51
Figura 4-8: Coeficiente de roce v/s la tensión de compresión según ensayos de Steelman et al. (2013)	52
Figura 4-9: Sección transversal de los apoyos elastoméricos ensayados.....	53
Figura 4-10: Disposición de apoyo elastomérico en paso superior Independencia	54
Figura 4-11: Configuración del ensayo experimental.....	54

Figura 4-12: Marco de carga del laboratorio de ensayos dinámicos de DICTUC	55
Figura 4-13: Historial de desplazamientos para los ensayos cíclicos	58
Figura 4-14: Observaciones posteriores a los ensayos realizados	60
Figura 4-15: Resultados de los ensayos monotónicos nº1, 2, 4 y 6 para cada uno de los apoyos	64
Figura 4-16: Resultados de ensayos cíclicos para los ensayos nº 3 (X-3) con una tensión de compresión de 2 MPa	68
Figura 4-17: Resultados de ensayos cíclicos para los ensayos nº 5 con una tensión de compresión de 3 MPa	70
Figura 4-18 : Relación Coeficiente de roce estático v/s tensión de compresión (MPa) para todos los ensayos realizados.....	72
Figura 4-19: Relación constitutiva del elemento <i>Steel01</i> de <i>OpenSees</i>	73
Figura 5-1: Ubicación de PS Independencia.....	75
Figura 5-2: Elevación PS Independencia	76
Figura 5-3: Planta de PS Independencia	76
Figura 5-4: Daño observado en el PS Independencia luego del terremoto del Maule del 2010.....	77

Figura 5-5: Desplazamiento remanente del PS Independencia luego del terremoto del Maule del 2010.....	77
Figura 5-6: Modelo no lineal del PS Independencia.....	79
Figura 5-7: Planta de apoyo de vigas sobre cepas en el PS Independencia	80
Figura 5-8: Detalle de elevación del PS Independencia.....	81
Figura 5-9: Plano y modelo en SAP2000 de Cepa 2 del PS Independencia.....	83
Figura 5-10: Plano y modelo en SAP2000 de sección de viga más losa de cepa 2 PS Independencia	84
Figura 5-11: Planos de topes laterales de acero del PS Independencia.....	85
Figura 5-12 Apoyos elastoméricos incluidos en el modelo no lineal	87
Figura 5-13: Pushover realizado al modelo no lineal.....	89
Figura 5-14: Desplazamiento de superestructura en Pushover	90
Figura 5-15: Registros sísmicos de Peñalolén según RENADIC	91
Figura 5-16: Registros sísmicos de Viña del Mar Centro según RENADIC	92
Figura 5-17: Espectros elásticos de pseudo-aceleración, componentes horizontales de los registros del Maule de Viña Centro y Peñalolén.....	93
Figura 5-18: Desplazamiento relativo de apoyos elastoméricos en el tiempo (Viña del Mar Centro EW).....	95

Figura 5-19: Relaciones fuerza deformación para apoyos elastoméricos y topes laterales de acero según el análisis tiempo historia Viña del Mar Centro EW.....	96
Figura 5-20: Desplazamiento relativo de apoyos elastoméricos en el tiempo (Peñalolén EW amplificado por 2).....	97
Figura 5-21: Relaciones fuerza deformación para apoyos elastoméricos y topes laterales de acero según el análisis tiempo historia Peñalolén EW (F=2.0).....	98
Figura 6-1 Estructuración actual del PS Independencia	106
Figura A-1 Prensa universal Tinius Olsen	114
Figura A-2 Extensómetro de 50 mm de apertura	114
Figura A-3 Relación tensión deformación unitaria de las 3 probetas	115

RESUMEN

El 27 de febrero del año 2010, el terremoto del Maule impactó gran parte de la zona central de Chile. La infraestructura vial en el país fue severamente dañada. Puentes diseñados con topes laterales de acero sufrieron daño considerable en sus topes, desplazamiento lateral de la superestructura y 3 de estos colapsaron. La presente Tesis trata sobre el comportamiento sísmico de pasos superiores diseñados con topes laterales de acero. El objetivo principal de es desarrollar un modelo no lineal de pasos superiores para predecir su comportamiento sísmico. Un segundo objetivo es proponer una relación constitutiva de topes laterales de acero en base a ensayos experimentales realizados anteriormente. El tercer objetivo es obtener la relación constitutiva de apoyos elastoméricos sometidos a deformación lateral. La relación constitutiva de topes laterales de acero y apoyos elastoméricos se incluyen en el modelo no lineal. Para cumplir los objetivos, en primer lugar se resume un catastro de la geometría y estructuración de doce puentes (3 de ellos son PS). Además, se ensayaron un grupo de apoyos elastoméricos bajo cargas monotónicas y cíclicas para determinar su comportamiento histerético. Con los resultados de estos ensayos se desarrolla un modelo no lineal para predecir el comportamiento sísmico de un PS. El modelo considera el comportamiento de cepas, vigas y losas de forma elástica y el comportamiento no lineal de topes laterales de acero y de apoyos elastoméricos. Este modelo podrá ser usado a futuro para dar recomendaciones de diseño al Manual de Carreteras del MOP.

Palabras Claves: puente, paso superior, terremoto, 2010, tope lateral de acero, apoyo elastomérico, modelo no lineal, tiempo historia, OpenSees.

ABSTRACT

On 27 February 2010, the Maule earthquake struck much of central Chile. The road infrastructure in the country was severely damaged. Bridges designed with steel stoppers suffered significant damage to their stoppers, lateral displacement of the superstructure and 3 of these bridges collapsed. This thesis addresses the seismic behavior of overpasses (PS) designed with steel stoppers. The main objective is to develop a non-linear model to predict overpasses seismic behavior. A second objective is to propose a constitutive relation of steel stoppers based on experimental trials previously conducted. The third objective is to obtain the constitutive relation of elastomeric bearings subjected to lateral deformation. The force deformation relationship of steel stoppers and elastomeric bearings are included in the nonlinear model. To meet the targets, first a survey of geometry and structure twelve bridges (3 of them are PS) is summarized. In addition, a group of elastomeric bearings for monotonic and cyclic loads were tested. With the results of these essays, a nonlinear model is developed to predict the seismic behavior of a PS. The model considers the behavior of columns, beams and slabs elastically and the nonlinear behavior of steel stoppers and elastomeric bearings. This model can be used in the future to provide design recommendations to MOP Highway Manual.

Keywords: bridge, overpass, earthquake, 2010, steel stopper, bearing, non linear model, time history analysis, OpenSees.

1. INTRODUCCIÓN

El 27 de febrero del año 2010, el terremoto del Maule de magnitud M_w de 8.8 (USGS, 2010) impactó la zona central de Chile incluyendo las ciudades de Concepción, Talca y Santiago, afectando la zona del país donde vive el 60% de la población. El epicentro se registró a 105 km al noreste de Concepción, a 115 km al suroeste de Talca y a 335 km al suroeste de Santiago.

La infraestructura vial en el país fue severamente afectada por el terremoto del Maule. De los cerca de 12000 puentes existentes en el país, aproximadamente 300 fueron dañados y aproximadamente 20 sufrieron caída de vanos (Buckle et al. (2012)). Del total de puentes dañados, 221 fueron públicos y 91 concesionados, y de los 20 puentes colapsados la cantidad entre puentes públicos y privados fue de 11 y 9, respectivamente.

Varios autores han descrito los daños de los puentes debido al terremoto (Buckle et al. (2012); Elnashai et al. (2012); Toro et al. (2013); Kawashima et al. (2011); Schanack et al. (2012)). Existe un consenso en que los tipos de falla y los daños similares observados en puentes se debe a una pequeña variedad estructural de los puentes del país. Se observó daño en elementos estructurales tales como topes laterales, vigas y barras sísmicas. La estructuración consistente en losa de hormigón armado (HA) sobre vigas de hormigón pretensado fue la que presentó el mayor número de casos afectados. Tal como lo indica Schanack et al. (2012) en la Tabla 1-1, un 68% de los 80 puentes que revisaron en su estudio corresponde a este tipo de estructuración.

Tabla 1-1 Resumen de la distribución de daño para diferentes tipos de puentes (Schanack et al. (2012))

Bridge type	Number of bridges	Deck drift	Span collapse	Seismic stopper damage	Abutment filling settlement	Seismic anchorage damage	Abutment damage	Pier damage	Deck damage	Bearing damage
Simply supported PC beams	54 (68%)	21 (39%)	6 (11%)	36 (67%)	6 (11%)	14 (26%)	-	4 (7%)	31 (57%)	11 (20%)
Simply supported RC bridge	2 (3%)	-	-	-	1 (50%)	-	-	-	-	-
Simply supported composited bridge	13 (16%)	5 (38%)	4 (31%)	2 (15%)	5 (38%)	3 (23%)	1 (8%)	2 (15%)	2 (15%)	5 (38%)
Continuous beam PC bridge	2 (3%)	-	-	2 (100%)	2 (100%)	1 (50%)	-	-	-	-
Continuous beam RC bridge	2 (3%)	-	-	-	1 (50%)	-	-	-	-	-
Continuous beam composite bridge	1 (1%)	1 (100%)	-	1 (100%)	-	-	-	1 (100%)	1 (100%)	1 (100%)
Gerber bridge	2 (3%)	2 (100%)	-	-	-	-	2 (100%)	2 (100%)	-	-
Slab bridge	4 (5%)	-	-	1 (25%)	1 (25%)	-	1 (25%)	-	-	-
Total	80	29 (36%)	10 (13%)	42 (53%)	16 (20%)	18 (23%)	4 (5%)	9 (11%)	34 (43%)	17 (21%)

This table is based on 80 damaged bridges.

Con la llegada de empresas concesionarias de autopistas a mediados de los años 90 al país, el diseño de puentes ha evolucionado (ver Figura 1-1 (a) y (b)). El diseño típico de puentes antes de las concesionarias (ver Figura 1-1 (a)) consiste en una losa de HA sobre vigas simplemente apoyadas de hormigón pretensado, diafragma transversal de HA, topes laterales de HA y barras sísmicas para prevenir levantamiento.

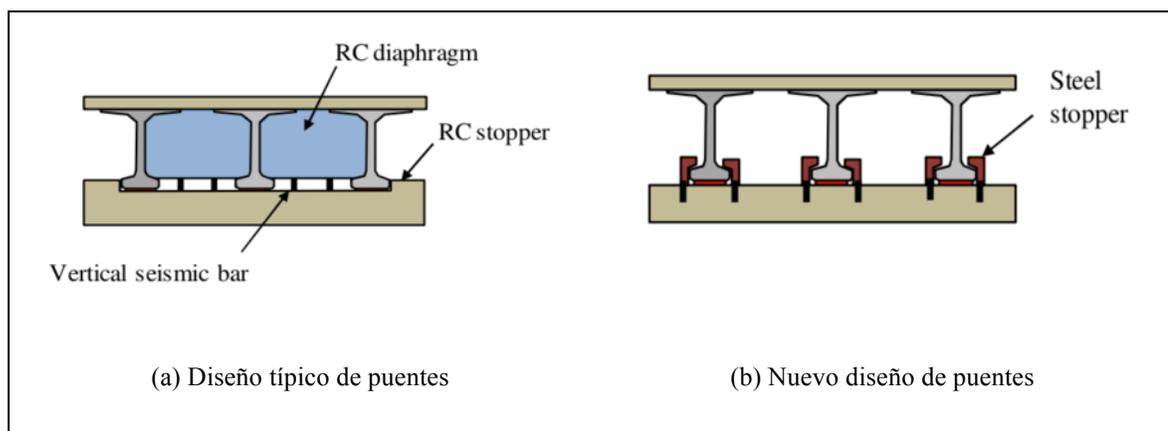


Figura 1-1 Evolución de la sección transversal de puentes en Chile (Hube & Rubilar, 2012)

En los nuevos diseños (ver Figura 1-1 (b)), la mayoría de los puentes fueron construidos sin diafragmas transversales de HA y en algunos casos, los topes laterales de HA y las barras sísmicas fueron reemplazados por topes laterales de acero. Los topes laterales de acero son diseñados para restringir el desplazamiento lateral de las vigas y controlar el levantamiento de la superestructura.

Durante el terremoto del Maule, puentes diseñados con topes laterales de acero sufrieron daño considerable en sus topes (ver Figura 1-2), desplazamiento lateral de la superestructura y 3 puentes colapsaron (ver ejemplo en Figura 1-3). Los puentes colapsados, ubicados en la ciudad de Santiago, son el Paso Superior (PS) Lo Echevers en su dirección este, y el PS Miraflores en sus direcciones este y oeste. En estos PS, se concluyó que los topes laterales de acero no pudieron restringir el desplazamiento lateral de las vigas de hormigón pretensado (Sarrazin et al. (2013)) y que los dos pernos de anclaje que conectaban a estos topes con la viga cabezal de la subestructura fueron insuficientes para resistir el momento volcante sobre los topes (Phillip et al. (2011)).

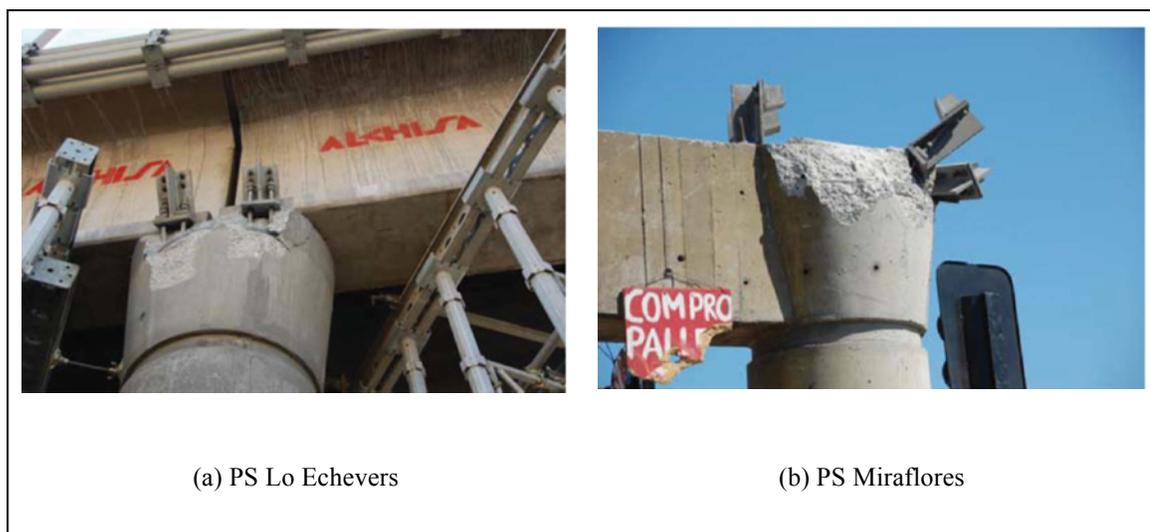


Figura 1-2 Daño en topes laterales de acero en distintos PS

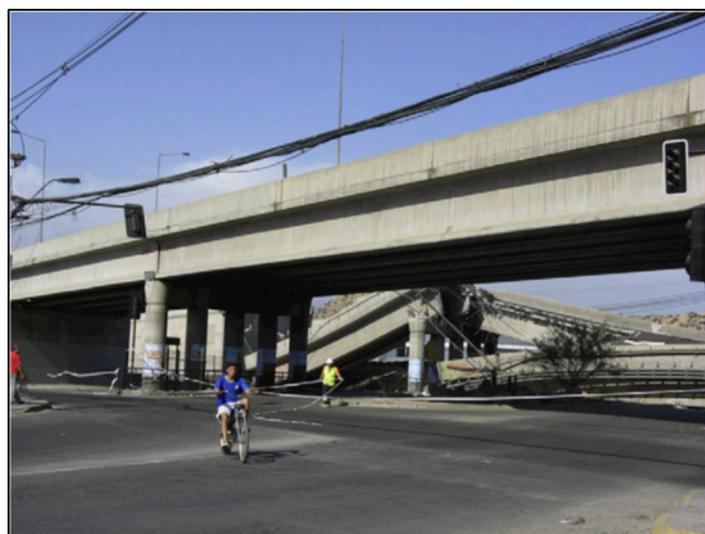


Figura 1-3 Colapso de PS Lo Echevers

La presente Tesis trata sobre el comportamiento sísmico de PS diseñados con topes laterales de acero (ver Figura 1-1 (b)). Estos puentes tienen una gran importancia para la conectividad de la ciudad de Santiago y el colapso o daño producto de un sismo severo impactan en gran medida a la ciudad.

1.1 Objetivos y metodología

El objetivo principal de esta Tesis es desarrollar un modelo no lineal de pasos superiores para predecir su comportamiento sísmico. Un segundo objetivo es proponer una relación constitutiva de topes laterales de acero en base a ensayos experimentales realizados anteriormente. El tercer objetivo es obtener la relación constitutiva de apoyos elastoméricos sometidos a deformación lateral. Las relaciones constitutivas de topes laterales de acero y apoyos elastoméricos se incluyen en el modelo no lineal.

Para cumplir los objetivos, en primer lugar se resume un catastro de la geometría y estructuración de doce puentes (3 de ellos son PS). Este catastro fue utilizado para realizar una campaña experimental de topes laterales de acero (Hube & Rubilar (2012)). Además, en esta Tesis, se ensayaron un grupo de apoyos elastoméricos bajo cargas monotónicas y cíclicas para determinar su comportamiento histerético. Con los resultados de estos ensayos se desarrolla un modelo no lineal para predecir el comportamiento sísmico de un PS. El modelo considera el comportamiento de cepas, vigas y losas de forma elástica y el comportamiento no lineal de topes laterales de acero y de apoyos elastoméricos. Este modelo podrá ser usado a futuro para dar recomendaciones de diseño al Manual de Carreteras (MOP, 2010).

1.2 Organización de la Tesis

Esta Tesis contiene los siguientes capítulos:

En el *capítulo 2* se describe el estado del arte de modelos analíticos para predecir el comportamiento sísmico de puentes, apoyos elastoméricos y topes laterales de acero y hormigón armado.

En el *capítulo 3* se desarrolla un catastro de algunos puentes chilenos y se describe la campaña experimental, relación constitutiva e implementación computacional de topes laterales de acero.

En el *capítulo 4* se resumen los requerimientos de diseño de los apoyos elastoméricos según el Manual de Carreteras y se describen resultados experimentales de apoyos elastoméricos obtenidos por otros autores. Adicionalmente, se describe la campaña experimental de apoyos elastoméricos realizada como parte de esta Tesis y se propone una relación constitutiva del comportamiento sísmico de estos apoyos.

En el *capítulo 5* se describe el modelo no lineal propuesto en esta Tesis para predecir el comportamiento sísmico de pasos superiores. El puente escogido para verificar el modelo es el PS Independencia. Por lo tanto, este capítulo describe las características geométricas y la descripción de los daños del PS elegido. Adicionalmente, describe el modelo no lineal propuesto y resume los resultados obtenidos del análisis tiempo historia no lineal usando registros sísmicos del terremoto del Maule.

Por último, en el *capítulo 6* se presentan las conclusiones de esta Tesis. Adicionalmente se dan recomendaciones de diseño sísmico de PS y se sugieren líneas futuras de investigación.

2. ESTADO DEL ARTE

En este capítulo se resumen modelos de elementos finitos utilizados por diversos autores para simular el comportamiento sísmico de puentes de hormigón armado. La recopilación bibliográfica se limita a modelos que son de interés para los pasos inferiores y pasos superiores considerados en esta tesis. Esta recopilación bibliográfica tiene un énfasis en los modelos constitutivos no lineales empleados para los distintos componentes de un puente. En efecto, se describen los modelos no lineales existentes para apoyos elastoméricos y topes laterales de acero, debido a que el modelo de puentes de esta tesis incorpora una constitutiva no lineal para los apoyos elastoméricos y los topes laterales de acero.

2.1 Modelos de puentes

El desplazamiento transversal de la superestructura de un puente sometido a un sismo se puede obtener con un modelo simple en que la masa de la superestructura está concentrada en un punto. Esta idea fue desarrollada por Maleki (2004), quien modeló el desplazamiento transversal de un puente de un vano, cuya superestructura consiste en una losa de hormigón armado sobre vigas longitudinales de acero. El modelo consiste en una masa y cuatro resortes (ver Figura 2-1) donde M representa la masa total de la superestructura y los resortes K_c , K_e y K_r representan la rigidez de la superestructura (rigidez lateral entre la parte inferior de las vigas de acero y la losa de la superestructura), del apoyo elastomérico y de los topes laterales, respectivamente.

Cuando la separación entre la superestructura y uno de los topes laterales se cierra (punto 1 o 3 en la Figura 1), la rigidez del tope lateral actúa en paralelo con la rigidez del apoyo elastomérico K_e . Como existen topes laterales en ambas direcciones, uno de los topes se modela con un resorte de contacto (Gap) y el otro con un resorte tipo gancho (Hook). En el modelo de Maleki (2004), K_r representa la suma total de la rigidez que aportan todos los topes laterales que actúan de forma simultánea en cada dirección de análisis.

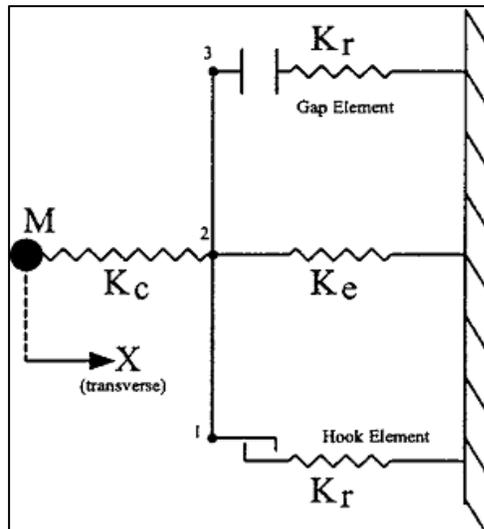


Figura 2-1: Modelo de puente según Maleki (2004)

Aun cuando el modelo de Maleki es bastante simple, representa adecuadamente la interfaz existente entre la superestructura y la subestructura. El modelo es no lineal debido a que los resortes de contacto y gancho son elementos no lineales aun cuando sus rigideces adopten valores constantes.

En el Estado de California en Estados Unidos, son comunes los puentes continuos donde la superestructura corresponde a una viga cajón de hormigón armado apoyada sobre columnas de sección circular del mismo material. Varios autores han desarrollado modelos computacionales para estimar el comportamiento sísmico de estos puentes, en donde el comportamiento no lineal se produce en las columnas al formarse rótulas plásticas (Goel & Chopra, 2008; Kaviani, Zareian, & Taciroglu, 2012). El trabajo de Goel & Chopra (2008) considera puentes en tres dimensiones (3D) con distinto número de vanos y sin ángulo de esviaje (ver Figura 2-2a). Las vigas las modelan con elementos viga-columna lineales elásticos y definen varios elementos por vano para obtener una mejor distribución de la masa a lo largo de la superestructura. Las columnas de hormigón armado las modelan con elementos viga-columna no lineal usando sección con fibras. El modelo incluye resortes para modelar la rigidez longitudinal y transversal de los estribos. Los resortes longitudinales son resortes elasto-plástico perfectos mientras que los resortes transversales son resortes elásticos que incorporan el efecto del sistema de fundaciones y de las llaves de corte de hormigón armado, según las disposiciones de diseño del Departamento de Tránsito de California (2006).

Para modelar puentes de viga cajón de hormigón armado Kaviani et al. (2012) define un modelo 3D que incluye el comportamiento de estribos, llaves de corte, juntas de expansión, columnas y la superestructura de viga cajón (ver Figura 2-2b). Al igual que en el modelo de Goel & Chopra (2008), la superestructura considera elementos viga-columna que trabajan sólo en rango elástico. Las columnas de hormigón armado se modelan con elementos viga-columna no lineal usando sección con fibras. La

modelación de los estribos compromete el muro frontal, el muro espaldar, las alas del estribo, llaves de corte y apoyos elastoméricos, mediante relaciones constitutivas no lineales.

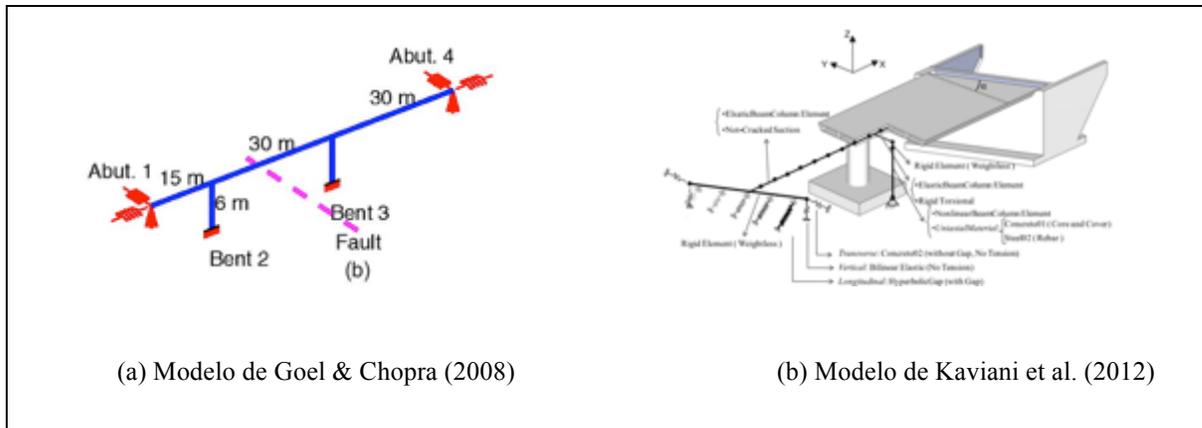


Figura 2-2: Modelos 3D de puentes de viga cajón de HA

Para determinar curvas de fragilidad de puentes típicos del centro y sur este de Estados Unidos expuestos a cierta amenaza sísmica, Nielson & DesRoches (2007) realizaron modelos analíticos de puentes ubicados en estas zonas. Estos modelos son en 3D y las curvas de fragilidad las obtuvieron mediante análisis tiempo historia no lineales. En los modelos desarrollados, la superestructura de cada puente se modela con elementos viga columna lineal elásticos y sus propiedades de rigidez se determinan considerando la acción compuesta de vigas y losa. Las columnas y vigas cabezales (dinteles) de hormigón armado se modelan con elementos viga columna no lineal usando sección con fibras. El comportamiento de apoyos elastoméricos y estribos, en las direcciones longitudinal y transversal se modela con resortes no lineales. Por último, las fundaciones

del tipo pilote se modelan con resortes traslacional y rotacional agrupados, ubicados en las bases de las columnas. El modelo general se presenta en la Figura 2-3.

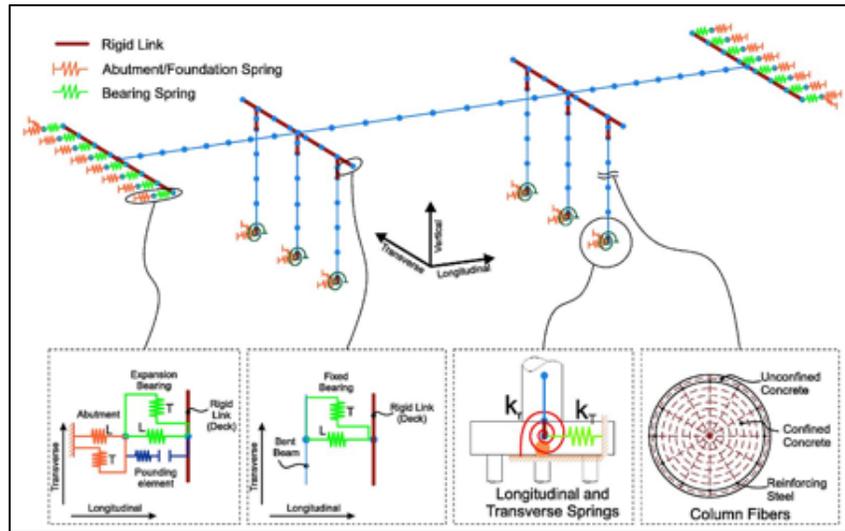


Figura 2-3: Modelo de puente según Nielson & DesRoches (2007)

En términos generales, el modelo de Nielson & DesRoches (2007), coincide con los modelos de Goel & Chopra (2008) y el de Kaviani et al. (2012). En estos modelos, las vigas se modelan en forma lineal, y las columnas de hormigón armado se modelan en forma no lineal usando sección con fibras.

Después del terremoto del Maule del año 2010, varios investigadores analizaron distintas estructuras chilenas dañadas durante el sismo. Elnashai et al. (2012) realizó un modelo del paso inferior Las Mercedes, ubicado en el bypass de Rancagua en la Ruta 5 Sur. Este puente ejemplifica la tipología típica de los pasos inferiores construidos en Chile en los últimos años bajo la administración de empresas concesionarias. La superestructura consiste en una losa de hormigón armado sobre vigas de hormigón

pretensado, la cual es soportada por una cepa central sobre columnas de hormigón armado en el centro y estribos en los extremos.

El modelo de Elnashai et al. (2012) es 3D y lo desarrollaron usando el software ZEUS NL con el fin de analizar la respuesta sísmica de la estructura (ver Figura 2-4). La superestructura la modelaron como un diafragma rígido. Los apoyos elastoméricos fueron modelados en los extremos de cada viga de hormigón pretensado y se hace distinción en el espesor de los apoyos elastoméricos ubicados en la cepa central y los estribos. El espesor de los apoyos era 37 mm y 60 mm, para los apoyos ubicados en la cepa central y los estribos, respectivamente. Adicionalmente, el modelo incluye las barras sísmicas verticales, las que son requeridas por el Manual de Carreteras (MOP, Manual de Carreteras, Instrucciones y Criterios de Diseño, 2010). Por último, para representar el posible contacto entre la superestructura y la losa de los estribos el modelo contiene elementos de separación longitudinal.

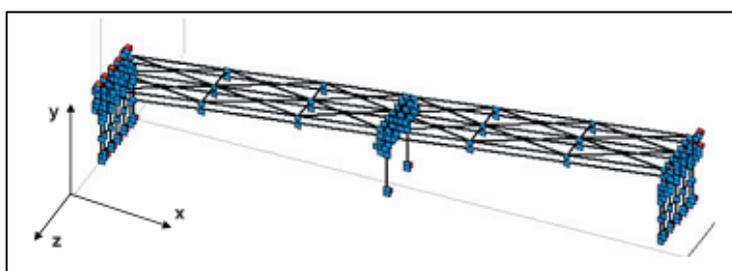


Figura 2-4: Modelo del paso inferior Las Mercedes según Elnashai et al. (2012)

Por último, Filipov et al. (2013) realizaron un modelo no lineal de puente en OpenSees (McKenna, 2006) con el objetivo de cuantificar el aporte de los apoyos elastoméricos a la disipación de energía de la estructura (ver Figura 2-5). En este modelo, los apoyos

elastoméricos deslizan para lograr disipar energía y trabajan como un sistema de cuasi – aislamiento sísmico. La superestructura consiste en tres vanos continuos sobre vigas de acero apoyadas sobre cepas y columnas de hormigón armado. La superestructura la modelaron con elementos elásticos y las columnas de hormigón armado con elementos viga columna no lineal usando fibras. El comportamiento no lineal de los muros frontales de los estribos lo modelaron con elementos de separación (*gap*) de 5 cm para representarla junta de expansión térmica y con una relación constitutiva hiperbólica para capturar el comportamiento del relleno de suelo. La superestructura se apoya sobre dos tipos de apoyos elastoméricos. En las pilas centrales se disponen apoyos fijos y en ambos extremos de la superestructura se utilizan apoyos deslizantes que definen como tipo I y II los que se describen más adelante.

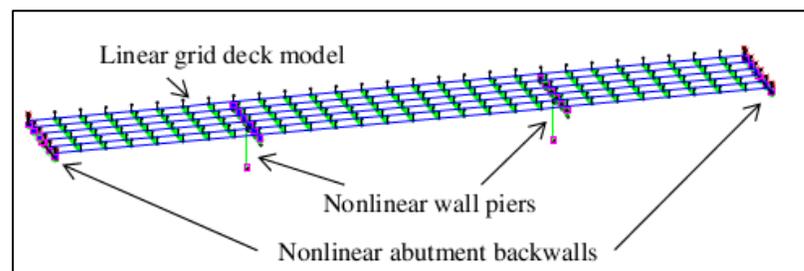


Figura 2-5: Modelo 3D de puente según Filipov et al. (2013)

2.2 Apoyos elastoméricos en modelos de puentes

En los modelos descritos en la sección 2.1, los autores consideran el comportamiento de los apoyos elastoméricos de distintas maneras, incluso obviándolos en algunos casos. Por ejemplo, Goel & Chopra (2008), no incluyen los apoyos elastoméricos en su modelo porque asumen que la resistencia transversal de la superestructura la proveen sólo las

llaves de corte. Sin embargo, los apoyos elastoméricos tienen un rol muy importante en el funcionamiento estructural de los puentes ya que transmiten los esfuerzos entre la superestructura y subestructura frente a cargas dinámicas moderadas, distribuyendo los esfuerzos de corte entre las cepas y estribos (Turkington, Carr, & Moss, 1989).

Para modelar los apoyos elastoméricos Maleki (2004) usa una rigidez constante K_e de 32.6 kN/mm para el resorte que simula el apoyo elastomérico (ver Figura 2-1). Bajo este supuesto, el autor supone que los apoyos se comportan de manera elástica y que no sufren daño al superar cierto nivel de esfuerzos y deformaciones. Por otro lado, Kaviani et al. (2012) omiten la contribución de los apoyos elastoméricos sólo en la dirección transversal. Esto no ocurre en la dirección longitudinal, en donde incluyen resortes en paralelo para simular el apoyo elastomérico del estribo.

Elnashai et al. (2012) modelan los apoyos elastoméricos considerando una relación constitutiva no lineal, la cual se muestra en la Figura 2-6. Los apoyos se construyen a partir de almohadillas de neopreno con una dureza de 50 HRC. La escala de Rockwell (HRC) es medida de la dureza de un material basado en la profundidad de penetración de una aguja bajo cargas estáticas. Los apoyos elastoméricos modelados pueden deslizarse y se asume un coeficiente de fricción en la interfaz entre la viga de hormigón pretensado y el apoyo elastomérico constante y cuyo valor es de 0.21. Según los autores, el valor obtenido es un valor representativo del coeficiente de fricción entre el neopreno y el hormigón y estaría de acuerdo con otros estudios previos.

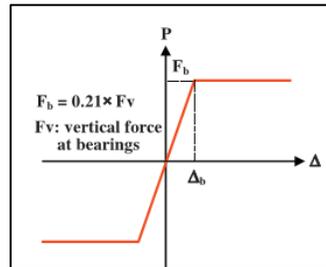


Figura 2-6: Relación constitutiva de apoyos elastoméricos según Elnashai et al. (2012)

Nielson & DesRoches (2007) utilizan resortes no lineales para modelar el comportamiento de los apoyos elastoméricos tanto en la dirección longitudinal como transversal. Los autores hacen una distinción entre los apoyos elastoméricos que se disponen en los estribos de los que se disponen en la cepa, como se observa en la Figura 2-3. En los estribos, el apoyo elastomérico se conecta en paralelo con un elemento de separación, y estos dos se conectan en serie con un resorte que representa el muro espaldar, uniendo el tablero (superestructura) con el estribo. En las cepas, el apoyo elastomérico conecta la viga cabezal (dintel) con el tablero. El modelo de los apoyos en estribos y en cepas, se muestra en la Figura 2-7.

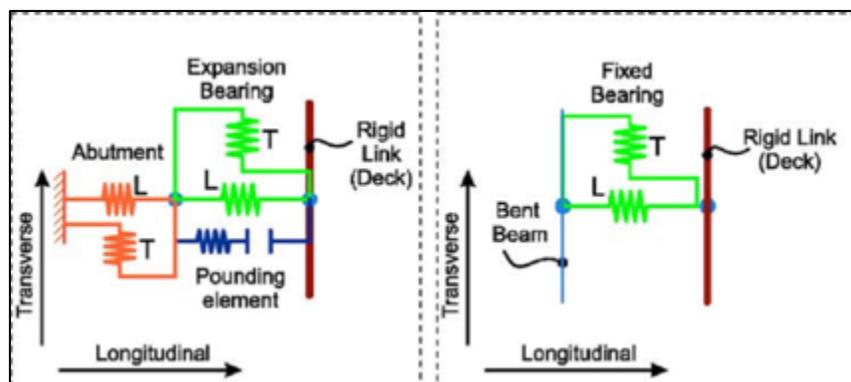


Figura 2-7: Modelo de apoyos elastoméricos en estribos y cepas, respectivamente, según Nielson & DesRoches (2007)

Por último, Filipov et al. (2013) modelan los apoyos elastoméricos incluyendo el comportamiento deslizante. Los autores consideran dos tipos de apoyos, denominados tipo I (con superficie de goma) y tipo II (con superficie de PTFE o teflón). Para modelar el comportamiento deslizante de éstos crean un elemento bidireccional ortogonalmente acoplado de longitud cero (*zero-length element*). El modelo constitutivo, el cual se presenta en la Figura 2-8, considera la fuerza de deslizamiento inicial estática (P_{SI}), la fuerza de fricción dinámica (P_K) y la fuerza de fricción posterior al deslizamiento (P_{SP}). Estos valores dependen del valor de la carga axial del apoyo elastomérico y de la materialidad existente en la interfaz del apoyo elastomérico y la viga que soporta. El modelo constitutivo lo obtuvieron a partir de ensayos experimentales monotónicos y cíclicos realizados a apoyos elastoméricos del tipo I y tipo II. Para los apoyos tipo I usaron un coeficiente de fricción estático de 0.60, un coeficiente de fricción dinámico de 0.45 y un coeficiente de fricción posterior al deslizamiento de 0.50, mientras que para los apoyos elastoméricos tipo II usaron coeficientes de fricción de 0.16, 0.15 y 0.15, respectivamente. La rigidez elástica teórica de los apoyos elastoméricos K_b la estimaron con la siguiente ecuación:

$$K_b = \frac{GA}{h_r}$$

En la ecuación anterior, G es el módulo de corte aparente de la goma, A el área del apoyo elastomérico y h_r la altura total efectiva de la goma. La altura total de la goma h_r se calcula restando la suma de las alturas de las placas de acero a la altura total del apoyo elastomérico.

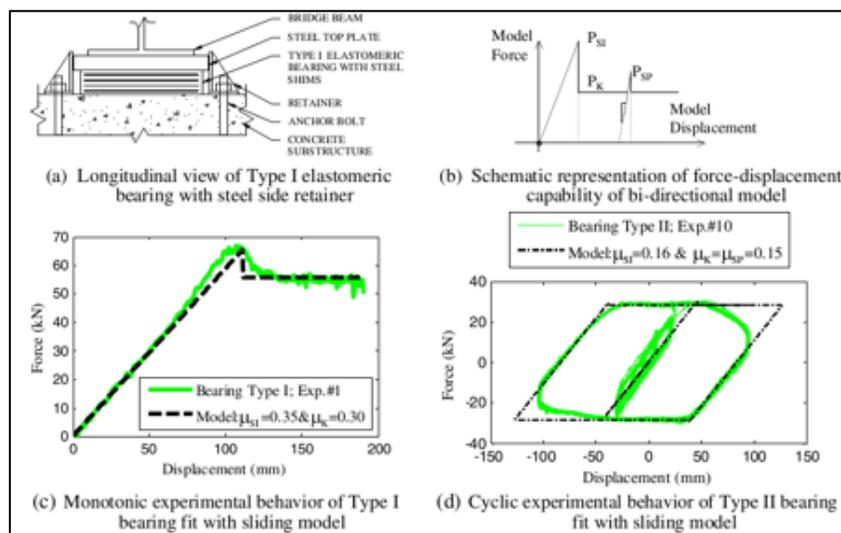


Figura 2-8: Relación constitutiva ante cargas monotónica y cíclica según Filipov et al. (2013)

Cabe destacar que los apoyos elastoméricos considerados por Filipov et al. (2013) son muy similares a los apoyos elastoméricos de los puentes Chilenos, la diferencia radica en aspectos geométricos y de materialidad. Adicionalmente, al igual que los apoyos elastoméricos ensayados por Filipov et al. (2013), los apoyos elastoméricos de los puentes Chilenos no están apernados, produciéndose deslizamiento entre la superestructura y la subestructura.

2.3 Topes laterales en modelos de puentes

Los topes laterales de los puentes chilenos son de acero u hormigón armado y tienen la función de controlar el desplazamiento lateral de la superestructura ante cargas dinámicas (MOP, 2010). Adicionalmente, los topes laterales limitan los esfuerzos que se transfieren desde la superestructura a la subestructura (CALTRANS, 2006). En esta sección se describen los modelos utilizados para simular el comportamiento sísmico de topes laterales.

Para modelar topes laterales de acero Maleki (2004) considera un resorte de rigidez constante K_r . La rigidez de estos topes la obtiene de un modelo de elementos finitos lineales. La Figura 2-9 muestra el tope lateral considerado, que es muy similar a los topes de puentes chilenos, junto con el modelo de elementos finitos. El problema del modelo de Maleki (2004) es que considera un comportamiento lineal elástico del tope, lo que no es apropiado para modelar los topes de acero de puentes Chilenos (Hube & Rubilar, 2012). Los topes de los puentes Chilenos se dañaron durante el terremoto del Maule del 2010 (2013) y por lo tanto, se requiere un modelo no lineal para representar la relación fuerza deformación adecuadamente.

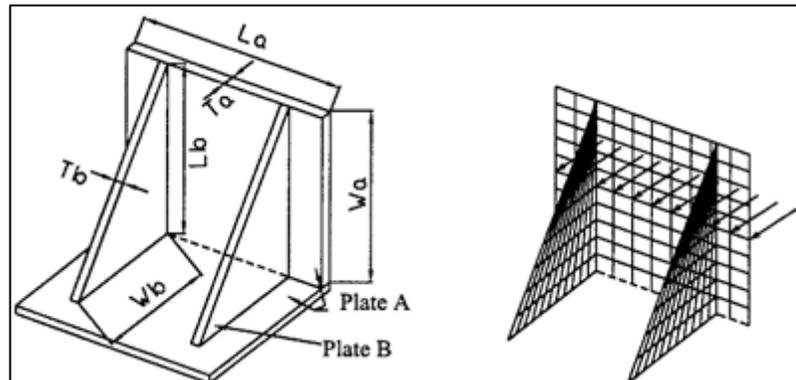


Figura 2-9: Detalle del tope lateral de acero y de su modelo de elementos finitos (Maleki, 2004)

Filipov et al. (2013) modela los topes laterales de acero usando la constitutiva no lineal que se muestra en la Figura 2-10. La geometría de estos topes se muestra en la Figura 2-11. El modelo constitutivo de la Figura 2-10 incluye una separación (*gap*), y un comportamiento bilineal del tope de acero que se implementó en el programa Opensees. Cuando se sobrepasa el desplazamiento último el comportamiento es frágil y la resistencia es nula. La geometría y la constitutiva de los topes de Filipov se asimila a los

topes laterales de acero usados en Chile (ver Figura 2-11), ya que incluye la separación existente entre el tope y la viga, y la pérdida de resistencia después de que se alcanza el desplazamiento último.

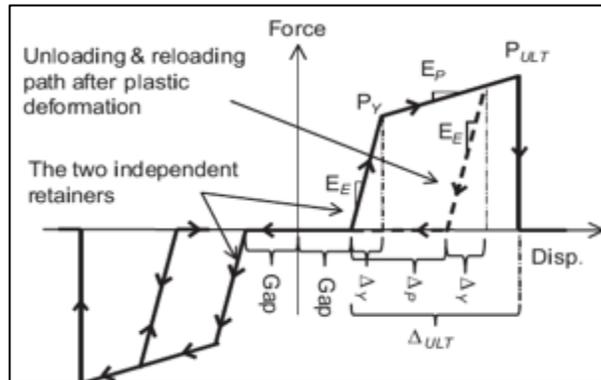


Figura 2-10: Relación constitutiva de topes laterales de acero según Filipov et al. (2013)

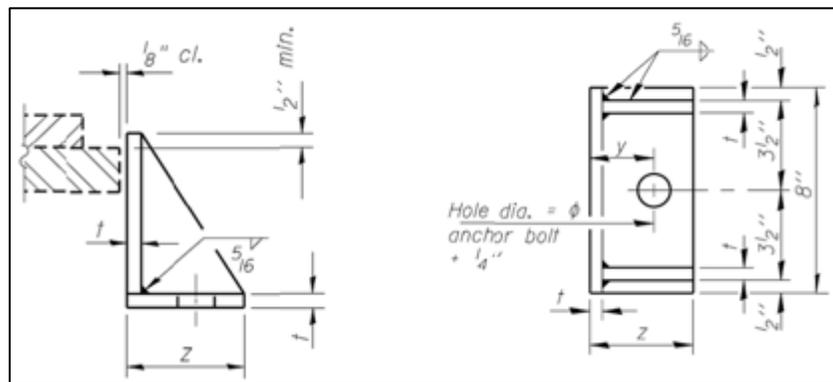


Figura 2-11: Dimensiones de topes de acero usados en la validación experimental de Filipov et al. (2013)

Los topes laterales de hormigón armado han sido modelados por distintos autores (Goel & Chopra, 2008; Kaviani, Zareian, & Taciroglu, 2012). Las llaves de corte usadas por estos autores se ubican en los estribos y se muestran en la parte superior de la Figura 2-12.

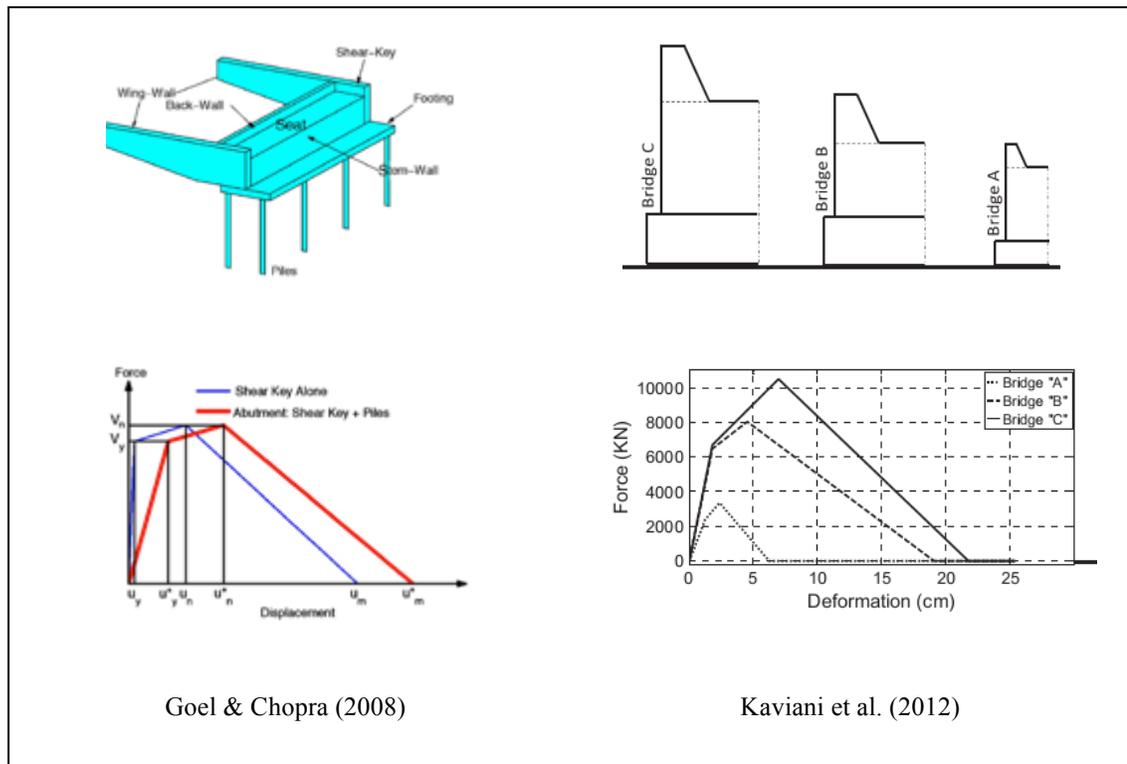


Figura 2-12: Llaves de corte de hormigón armado y su relación constitutiva según Goel & Chopra (2008) y Kaviani et al. (2012; MOP, Manual de Carreteras, Instrucciones y Criterios de Diseño, 2010)

El comportamiento de las llaves de corte de hormigón difiere del comportamiento de los tope de acero por razones de materialidad y de construcción. La armadura de refuerzo de la llave de corte de hormigón genera una falla más dúctil que la falla que se produce en el tope de acero debido a la rotura del perno de anclaje en esta. La relación constitutiva usada por los autores (Goel & Chopra, 2008; Kaviani, Zareian, & Taciroglu, 2012) para las llaves de corte de hormigón se muestra en la parte inferior de la Figura 2-12. La relación constitutiva de ambos autores se obtuvo de ensayos experimentales de llaves de corte de hormigón a escala real realizados en la Universidad de California, San Diego (Megally S., 2002).

3. CARACTERIZACIÓN DE PUENTES CHILENOS Y COMPORTAMIENTO DE TOPES LATERALES DE ACERO

En este capítulo se describen las principales características de doce pasos inferiores (PI) y pasos superiores (PS) dañados durante el terremoto del Maule de 2010. Los datos recopilados de los puentes son utilizados para estimar la carga axial promedio en los apoyos de neopreno y para identificar los elementos estructurales que componen a estos puentes dañados. De este grupo de puentes, se escoge uno en particular, para efectuar la modelación y análisis del capítulo 5. La información presentada se obtuvo gracias a la ayuda del Ministerio de Obras Públicas (MOP) y a datos recopilados por alumnos y profesores del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la PUC. Adicionalmente, este capítulo resume los ensayos experimentales de topes laterales de acero publicados en (Hube & Rubilar, 2012) y presenta una relación constitutiva para modelar computacionalmente este elemento estructural.

3.1 Catastro de puentes: pasos inferiores y pasos superiores

Para determinar las características de los puentes dañados durante el terremoto del Maule de 2010 se realizó un catastro de un total de doce pasos inferiores y superiores. Este catastro no incluye puentes sobre ríos o quebradas. Los puentes del catastro están ubicados a lo largo de la Ruta 5 Sur, entre las ciudades de Santiago y Talca, y en la autopista Vespucio Norte de Santiago, ver Figura 3-1. La información recopilada se obtuvo mediante planos de construcción, informes visuales y material fotográfico. La

información que aquí se presenta corresponde a características geométricas, detalle de sus componentes estructurales, y a la carga vertical en los apoyos de neopreno.

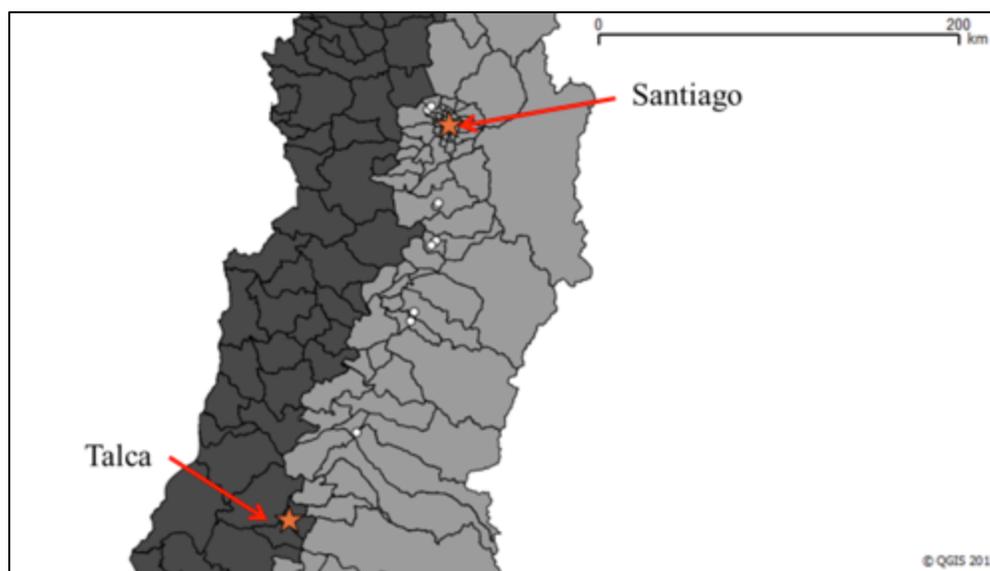


Figura 3-1: Ubicación geográfica de los doce puentes del catastro

El listado de los doce puentes y sus características principales se resumen en la Tabla 3-1. De los doce puentes del catastro, todos presentaron algún nivel de daño y sólo el PI Chada colapsó producto del sismo. Todos los puentes están estructurados con una losa de hormigón armado y vigas de hormigón pretensado. La Tabla 3-1 contiene la autopista en que se encuentra cada puente, el ángulo de esviaje, la presencia o ausencia de barras sísmicas y el tipo de tope lateral que presenta. El ángulo de esviaje, corresponde al ángulo que forma el eje principal del paso inferior o superior con el eje de las cepas o estribos que lo soportan. Las barras sísmicas, denominadas barras de anclaje en el Manual de Carreteras (MOP, 2010), son barras de acero que anclan la superestructura a la cepa central y a los estribos. Estas barras ayudan a prevenir el movimiento vertical

del puente frente a sismos severos¹. Por último, los tope laterales pueden ser de acero, usados comúnmente en los puentes de las autopistas ubicadas en Santiago, o de hormigón armado, ubicados en puentes a lo largo de la Ruta 5 Sur. Este elemento, tiene como función restringir los desplazamientos sísmicos transversales de la superestructura, para evitar un desplazamiento excesivo del tablero sobre las mesas de apoyo.

Tabla 3-1: Características generales de los doce puentes del catastro

Puente	Autopista	Ángulo de esviaje	Tipo de tope transversal	Barras sísmicas
PI Los Niches	Ruta 5 Sur	28°	HA	Sí
PI Rengo	Ruta 5 Sur	17°	HA	Sí
PI Graneros	Ruta 5 Sur	9°	HA	Sí
PI La Higuera	Ruta 5 Sur	0°	HA	Sí
PI Las Mercedes	Ruta 5 Sur	0°	HA	Sí
PI Los Pinos	Ruta 5 Sur	31°	HA	Sí
PI El Azufradero	Ruta 5 Sur	0°	HA	Sí
PI Pelequén Viejo	Ruta 5 Sur	0°	HA	Sí
PI Chada	Ruta 5 Sur	0°	HA	Sí
PS Independencia	Vespucio Norte	0°	Acero	No
PS Miraflores	Vespucio Norte	24°	Acero	No
PS Lo Echevers	Vespucio Norte	33°	Acero	No

De la Tabla 3-1 se observa que el ángulo de esviaje es una variable distintiva de los puentes escogidos. Esta variable demostró ser un factor crítico en el nivel de daño y

¹ Para el diseño de estas barras de anclaje se considerará un coeficiente sísmico vertical $K_v=A_0/2g$ actuando solamente la fuerza sísmica hacia arriba y despreciando la contribución de las cargas de peso propio (MOP, 2010).

colapso de algunos puentes durante el Terremoto del Maule de 2010 (Toro F. et al., 2013). De igual forma, la Tabla 3-1 muestra que los puentes con topes laterales de hormigón armado tienen barras sísmicas y los puentes con topes laterales de acero no tienen barras sísmicas. Lo anterior, estaría relacionado con el diseño estructural adoptado por las distintas empresas concesionarias. En los puentes con topes laterales de hormigón armado, este elemento estructural sólo restringe el desplazamiento transversal del puente, mientras que la prevención del levantamiento lo proveen las barras sísmicas. En los puentes con topes laterales de acero, los topes laterales de acero restringen tanto el desplazamiento transversal de la superestructura como el desplazamiento vertical. Para restringir el desplazamiento vertical los topes de acero tienen unas pequeñas placas de acero que restringen el levantamiento de las alas inferiores de las vigas de hormigón pretensado que sostienen la superestructura (ver Figura 3-2).



Figura 3-2: Tope lateral de acero del PS Américo Vesputio dañado durante el Terremoto del Maule 2010

La Tabla 3-2 resume las características geométricas de los doce puentes del catastro. La tabla especifica el número de vanos, el número de vigas, las dimensiones de las vigas y las dimensiones del tablero. Las dimensiones expuestas para las vigas y el tablero, corresponden al promedio de las dimensiones obtenidas de los vanos correspondientes para cada puente.

Tabla 3-2: Características geométricas de los doce puentes del catastro

Puente	Vanos		Vigas			Tablero		
	Nº	Nº	Largo	Altura	Área	Largo	Ancho	Espesor
	-	-	(cm)	(cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)
PI Los Niches	2	4	2577	135	4681	2600	1240	20
PI Rengo	2	6	2878	151	5099	2900	2000	20
PI Graneros	2	3	2664	151	5099	2700	910	20
PI La Higuera	2	3	2663	151	5099	2700	910	20
PI Las Mercedes	2	3	2669	151	5099	2700	910	20
PI Los Pinos	2	5	2924	151	5099	2950	1800	20
PI El Azufradero	2	3	2380	135	4681	2400	845	20
PI Pelequén Viejo	2	4	2280	135	4681	2300	1240	20
PI Chada	2	4	2275	151	5099	2280	1300	20
PS Independencia	6	5	2335	150	4980	2340	1206	20
PS Miraflores	3	5	2443	135	4681	2460	1226	20
PS Lo Echevers	3	5	3055	186	5562.3	3067	1226	20
Promedio	2.5	4.2	2595	149	4988	2616	1270	20

De la Tabla 3-2 se observa que la mayoría de los puentes tiene 2 vanos, que estos vanos tienen en promedio 4 vigas de hormigón pretensado, y que las dimensiones promedio del

tablero de cada vano son de 26.2 metros de largo y 12.7 metros de ancho. La losa del tablero es de 20 cm de espesor para todos los puentes del catastro.

Las características geométricas de los apoyos elastoméricos ubicados en los estribos y cepas de los doce puentes del catastro se resumen en las tablas 3-3 y 3-4, respectivamente. De estas tablas se extrae que la altura promedio de los apoyos elastoméricos de las cepas (38 mm) es menor que la altura promedio de los apoyos de los estribos (61 mm). En consecuencia, los apoyos de las cepas tienen un menor número de placas de acero que los apoyos de los estribos. Esta diferencia de altura se usa para distribuir el corte basal entre la cepa y los estribos según disposiciones de diseño. Por otro lado, el largo y el ancho de los apoyos elastoméricos de los estribos y las cepas en cada puente son iguales.

Tabla 3-3: Características geométricas de los apoyos elastoméricos en estribos de los doce puentes del catastro

Puente	Estribo						
	Largo goma (mm)	Ancho (mm)	Alto (mm)	N° de Placas de acero	Largo placa (mm)	Ancho (mm)	Alto (mm)
PI Los Niches	300	450	60	3	294	444	3
PI Rengo	300	450	60	3	294	444	3
PI Graneros	300	500	60	3	290	490	3
PI Lo Herrera	300	500	60	3	290	490	3
PI Las Mercedes	300	500	73	3	290	490	3
PI Los Pinos	350	450	60	3	340	490	3
PI El Azufradero	300	400	47	4	290	390	3
PI Pelequén Viejo	300	400	47	3	290	390	3
PI Chada	300	500	47	3	290	490	3
PS Independencia(*)	-	-	-	-	-	-	-
PS Miraflores	300	400	73	6	290	390	3
PS Lo Echevers	300	400	86	7	290	440	3
Promedio	305	450	61	3,7	295	450	3

Tabla 3-4: Características geométricas de los apoyos elastoméricos en cepas de los doce puentes del catastro

Puente	Cepa						
	Largo goma (mm)	Ancho (mm)	Alto (mm)	N° de Placas de acero	Largo placa (mm)	Ancho (mm)	Alto (mm)
PI Los Niches	300	450	34	5	294	444	3
PI Rengo	300	450	34	5	294	444	3
PI Graneros	300	500	34	5	290	490	3
PI Lo Herrera	300	500	34	5	290	490	3
PI Las Mercedes	300	500	34	6	290	490	3
PI Los Pinos	350	450	34	5	390	440	3
PI El Azufradero	300	400	34	4	290	390	3
PI Pelequén Viejo	300	400	34	4	290	390	3
PI Chada	300	500	34	4	290	440	3
PS Independencia(*)	-	-	-	-	-	-	-
PS Miraflores	300	400	47	4	290	390	3
PS Lo Echevers	300	450	60	5	290	440	3
Promedio	305	455	38	4,7	300	441	3

(*) No se incluyen los valores del PS Independencia, debido a que el PS Independencia tiene más de un tipo de apoyo en cepas y estribos.

La carga gravitacional que recibe cada apoyo elastomérico corresponde a la contribución del peso propio de las vigas de hormigón pretensado, losa, barandas de seguridad y carpeta de rodado. La estimación de esta carga para los 12 puentes considerados se muestra en la Tabla 5. El valor de la carga axial y la tensión de compresión sobre cada neopreno se utiliza en esta Tesis para definir la configuración de los ensayos de los apoyos elastoméricos que se describen en el Capítulo 4. La carga axial que reciben los

apoyos de cada uno de los doce puentes del catastro, se obtiene dividiendo la carga gravitacional de un vano por el número de apoyos elastoméricos correspondiente. El peso propio del tablero y de las vigas se calculó considerando un peso específico del hormigón de 25 kN/m^3 . El peso del tablero incluye el peso de la losa, una carpeta de rodado de asfalto de 5 cm de espesor cuyo peso específico es de 24 kN/m^3 y el peso de las barandas equivalente a 3.9 kN/m . Por otro lado, el valor de la tensión de compresión para cada puente se calcula dividiendo el valor de la carga axial sobre cada apoyo elastomérico por el área correspondiente usando las dimensiones geométricas presentadas en la Tabla 3-3. La carga gravitacional promedio de los apoyos elastoméricos es de 430 kN y la tensión promedio de los apoyos es de 3.2 MPa .

Tabla 3-5: Carga gravitacional sobre un vano y tensión de compresión en los apoyos de los 12 puentes del catastro

Puente/ Peso	Losa (kN)	Carpeta (kN)	Barandas (kN)	Vigas (kN)	Total súper- estructura (kN)	Carga en cada apoyo (kN)	Tensión de compresión en apoyo (MPa)
PI Los Niches	1612	387	203	1206	3408	426	3.3
PI Rengo	2900	696	226	2201	6023	502	3.8
PI Graneros	1229	295	211	1019	2753	459	3.2
PI La Higuera	1229	295	211	1018	2752	459	3.2
PI Las Mercedes	1229	295	211	1021	2755	459	3.2
PI Los Pinos	2655	637	230	1864	5386	539	3.2
PI El Azufradero	1013	243	187	836	2279	380	3.4
PI Pelequén Viejo	1426	342	179	1067	3015	377	3.3
PI Chada	1482	356	178	1160	3175	397	2.8
PS Independencia	1508	362	192	1430	3491	349	-
PS Miraflores	1466	352	183	1458	3458	346	3.1
PS Lo Echevers	1880	451	239	2124	4695	470	3.7
Promedio	1636	393	204	1367	3599	430	3.2

(*) No se incluyen los valores del PS Independencia, debido a que el PS Independencia tiene más de un tipo de apoyo en cepas y estribos.

3.2 Campaña experimental de topes laterales de acero

Luego del Terremoto del Maule del 2010, se observaron daños en elementos estructurales de puentes tales como vigas, apoyos elastoméricos y topes laterales de hormigón y de acero. Los topes laterales de acero, ubicados principalmente en la autopista concesionada Vespucio Norte, fueron sometidos a grandes deformaciones e incluso a la rotura. La Figura 3-2 muestra el desplazamiento remanente de uno de estos topes laterales de acero perteneciente al PS Américo Vespucio después del Terremoto del Maule del 2010.

Los topes laterales o llaves de corte son requeridos en cepas y estribos de un puente para proveer de estabilidad lateral a la superestructura. El factor de reducción de resistencia especificado para su diseño es de $R = 1$ y cada tope lateral debe diseñarse para resistir la mitad de la fuerza transversal sísmica (MOP, 2010). Los topes laterales o llaves de corte deben ser suficientemente dúctiles para prevenir el colapso de algún vano, deben tener una altura mayor a 30 cm y se les debe proveer una separación mínima de 5 cm entre el elemento estructural y la viga de hormigón pretensado (MOP, 2010). Aunque no se incluya en las especificaciones del Manual de Carreteras, para prevenir el colapso de las vigas debido al desplazamiento relativo producido por un sismo, se debe proveer de un largo de mesa de apoyo adecuado en estribos y cepas (Hube & Mosalam, 2012).

La Figura 3-3, muestra los planos de construcción del tope lateral de acero mostrado en la Figura 3-2. Este tope tiene una base de acero de 220 x 150 x 25 mm que lo conectan a

la viga cabezal o estribo. Las dimensiones de la placa vertical de acero es de 338 x 220 x 15 mm y la dimensión del atiesador vertical es de 338 x 135 x 20 mm. La distancia especificada según los planos, entre la barra de anclaje y el extremo de la base de acero es de 90 mm (ver Figura 3-5 a.). Sin embargo, esta distancia no es un valor fijo debido a que los agujeros ovalados de la base permiten una distancia entre la barra de anclaje y el extremo de la base que varía entre los 50 y los 80 mm. En efecto, la distancia máxima entre la barra de anclaje y el extremo de la placa es de 70 mm (ver Figura 3-5 b.) Finalmente, la separación especificada entre el tope lateral de acero y el ala inferior de la viga de hormigón pretensado es de 35 mm. Este valor es el que llamaremos en el modelo computacional separación o *gap*. Podemos notar que este valor no cumple con la separación mínima de 5 cm especificada por el Manual de Carreteras (MOP, 2010).

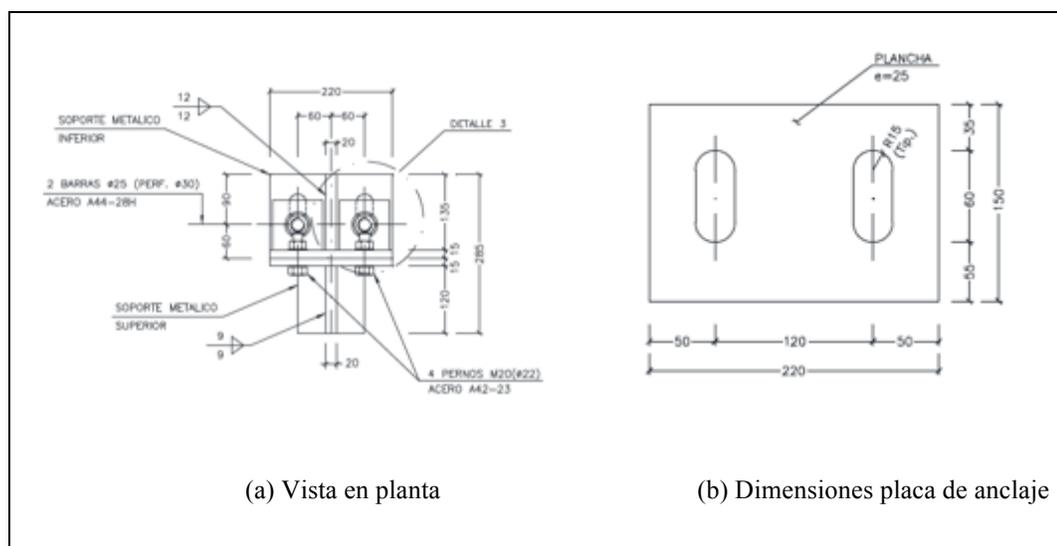


Figura 3-3: Planos de construcción del tope lateral de acero del PS Américo Vespucio

Para obtener la relación constitutiva del tope lateral de acero del PS Américo Vespuccio, se ensayaron tres topes laterales de acero construidos a escala real (Espécimen 1 (S1), Espécimen 2 (S2) y Espécimen 3 (S3)) bajo la acción de carga lateral (Hube & Rubilar, 2012). La configuración del ensayo se muestra en la Figura 3-4 en donde los topes laterales fueron ensayados en una posición rotada en 90° para simplificar la aplicación de la carga. La carga vertical fue aplicada al tope lateral usando un gato hidráulico de 200 kN. La carga fue transferida al tope lateral usando una placa semi cilíndrica para mantener la dirección vertical de la carga. La carga fue aplicada a una distancia de 170 mm desde el extremo del bloque de hormigón armado. Esta distancia corresponde a la distancia de contacto entre el tope lateral de acero y el borde del ala inferior de la viga de hormigón pretensado. En la parte superior, el gato hidráulico se conectó a una viga de reacción de acero, la cual se ancló al suelo.

Los topes laterales de acero fueron construidos con las dimensiones descritas en la Figura 3-3, usando acero A36. Las piezas del tope lateral que se disponen para restringir el desplazamiento vertical de las vigas (ver Figura 3-2) no se consideraron debido a que los topes laterales no se ensayaron a la condición de levantamiento. El tope lateral fue apernado a un bloque de hormigón armado de 800 x 500 x 600 mm que simula la viga cabezal del PS con dos barras de refuerzo de 25 mm de diámetro de acero A440-280H. Estas, eran barras con resaltes de hormigón armado y se les fabricó hilo en el extremo que no está embebido para poder anclar el tope lateral a los bloques de hormigón armado. Dado que la ubicación de las barras de anclaje es variable debido a los agujeros ovalados de la placa de acero de la base, se adoptó conservadoramente en el ensayo una

distancia de 60 mm desde el extremo de la base de acero a la barra de anclaje (Figura 3-4). Las barras de anclaje fueron embebidas dentro del bloque de hormigón armado usando un gancho de 90° para proveer suficiente longitud de desarrollo de acuerdo a los requerimiento del código ACI (2008). El bloque de hormigón armado fue anclado al suelo con una viga de reacción de acero.

Los bloques de hormigón armado fueron construidos usando hormigón normal con una resistencia especificada de 20 MPa y tamaño máximo de árido de 13 mm. Estos fueron reforzados en ambas direcciones usando barras de acero de 10 mm de diámetro espaciadas a 100 mm.

Los topes laterales de acero fueron sometidos a una carga de compresión monotónica de forma cuasi-estática. La carga fue aplicada bajo flujo constante de aceite con un desplazamiento del gato hidráulico de aproximadamente 1 mm por minuto. La carga se aplicó continuamente hasta lograr una resistencia residual de 50% de la carga máxima.

Los ensayos fueron realizados a una edad del hormigón de 46 días. La resistencia medida del hormigón fue de 22.3 MPa y la tensión de fluencia junto con la tensión última promedio de las barras de anclaje fue de 323 MPa y 486 MPa, respectivamente (ver Anexo 1). Los 3 especímenes mostraron un comportamiento similar donde el tope lateral de acero se deformó como un cuerpo rígido y se observó la rotación del tope lateral de acero respecto a un eje que pasa por la línea de conexión con el bloque de hormigón armado. Al final del ensayo, se observó daño en los hilos de las barras de anclaje debido a la tracción de las barras mientras que el bloque de hormigón armado no

se dañó. En la Figura 3-5 se observa la propagación del daño debido a la aplicación del ensayo. En ella, es posible analizar la rotación de cuerpo rígido del espécimen antes descrito (ver Figura 3-5c).

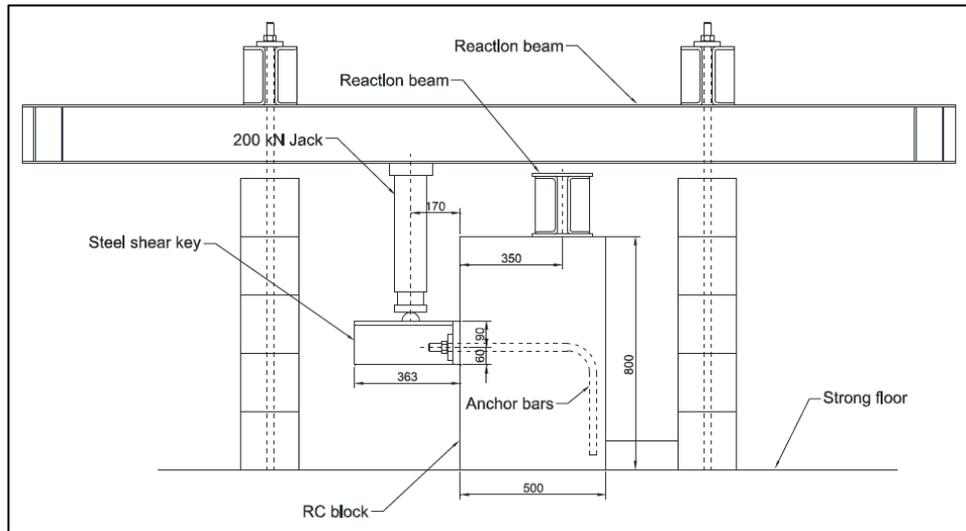


Figura 3-4: Esquema general del ensayo de topes laterales de acero



(a) Estado inicial

(b) Al 90% de la carga máxima

(c) Al final del ensayo

Figura 3-5: Propagación del daño durante el ensayo del espécimen S3

La relación fuerza–deformación para los 3 especímenes se muestra en la Figura 3-6. El desplazamiento vertical de cada espécimen fue medido con 2 transductores de desplazamiento (norte y sur, respectivamente) ubicados a 250 mm del bloque de hormigón armado. Cabe destacar que la carga vertical fue aplicada a 170 mm del borde del bloque de hormigón armado. El desplazamiento para cada tope lateral de la Figura 3-6 corresponde al desplazamiento promedio medido por los transductores norte y sur. La carga máxima registrada fue de 80.5 kN, 84.9 kN y 85.4 kN para los topes laterales S1, S2 y S3, respectivamente. El desplazamiento correspondiente a la carga máxima fue de 30.5 mm, 30.6 mm y 43.0 mm, para los topes laterales S1, S2 y S3, respectivamente. Con los datos anteriores, la resistencia promedio de los topes laterales es de 83.6 kN con una deformación promedio de 34.6 mm. La Figura 3-6 muestra una alta rigidez inicial de los topes, los cuales alcanzan la resistencia máxima mediante una curva no lineal. El proceso de degradación de rigidez que se observa en los gráficos se produce por la rotura del hilo de los pernos de acero que anclan los topes laterales al bloque de hormigón armado. Las discontinuidades que se observan en la zona de degradación de rigidez se deben a la rotura por aplastamiento de los hilos de los pernos de anclaje. El quiebre repentino de las curvas al final del ensayo corresponde al fin de la aplicación de la carga en los distintos ensayos.

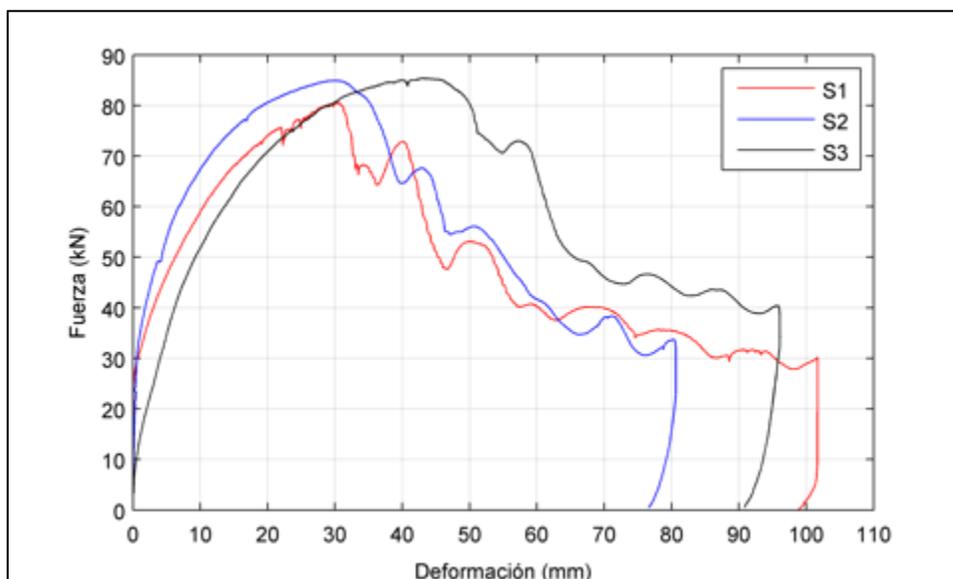


Figura 3-6: Relación fuerza–deformación de los topes laterales de acero (desplazamiento medido a 250 mm del bloque de hormigón)

La relación fuerza–deformación de los topes de acero mostrada en la Figura 3-6 considera un desplazamiento medido a una distancia del bloque de hormigón mayor que el punto de aplicación de la carga. Para estimar el desplazamiento en el punto de aplicación de la carga de los ensayos, se multiplica por un factor de corrección. Dado el tipo de falla observado en los topes laterales de acero, en donde el elemento estructural rotó como un cuerpo rígido (ver Figura 3-5), se considera un factor de $F = \frac{170}{250} = 0.68$. La relación fuerza–deformación ajustada se muestra en la Figura 3-7. Los valores de resistencia se mantienen, pero las deformaciones disminuyen un 32% respecto a las deformaciones de la Figura 3-6. Por lo tanto, el desplazamiento promedio correspondiente a la resistencia máxima bajó a 23.6 mm, para la resistencia máxima de 84.3 kN.

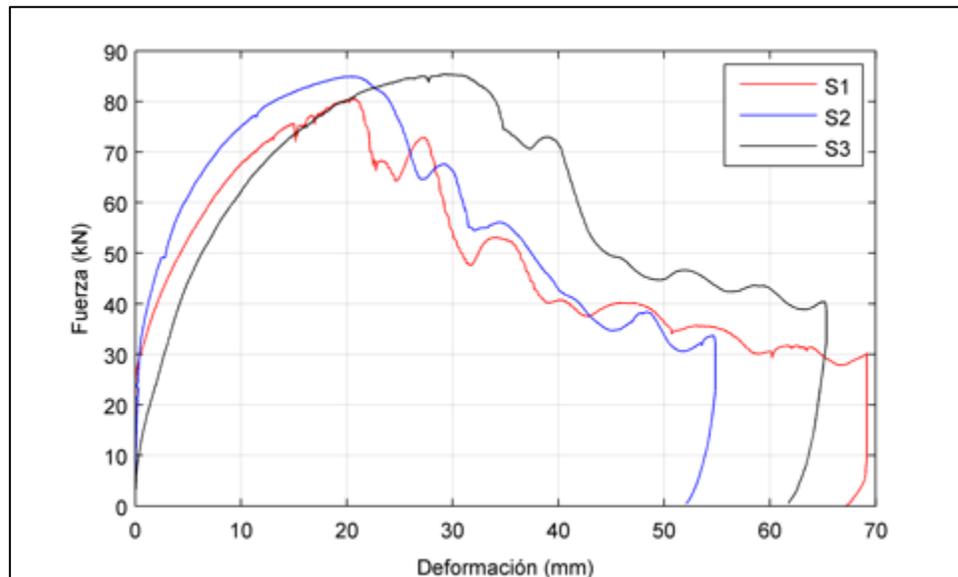


Figura 3-7: Relación fuerza-deformación de los 3 especímenes corregida con el desplazamiento en el punto de aplicación de la carga (desplazamiento medido a 170 mm del bloque de hormigón)

3.3 Relación constitutiva de topes laterales de acero

Usando los resultados experimentales corregidos (ver Figura 3-7), se propone una relación constitutiva para los topes laterales de acero de tal forma de incorporar estos resultados en el modelo computacional de la presente Tesis. La relación constitutiva tiene un carácter trilineal, el que se construye con el promedio de los puntos A, B y C de la curva de la Figura 3-8. Los puntos A, B y C se definen de la siguiente forma: el punto A, corresponde al punto de la curva en que se alcanza el 60% de la resistencia máxima. Se consideró este porcentaje con el fin de capturar el fin del comportamiento elástico en la curva, y fijar un punto transitorio previo al comportamiento no lineal. El punto B, corresponde al punto de resistencia máxima. El punto C corresponde al punto de resistencia última medido al fin del ensayo. Con los puntos B y C, se proyecta una recta que une el punto de resistencia máxima y el punto de resistencia nula. Al prolongar el

tramo BC del modelo constitutivo, el punto de resistencia nula resultó en una deformación de 91 mm. Los valores de la fuerza y deformación para los puntos A, B y C, para cada uno de los especímenes se resumen en la Tabla 3-6. Los valores de estos puntos adoptados para el modelo constitutivo trilineal, corresponden al promedio de los valores para los tres especímenes y también se muestran en la Tabla 6.

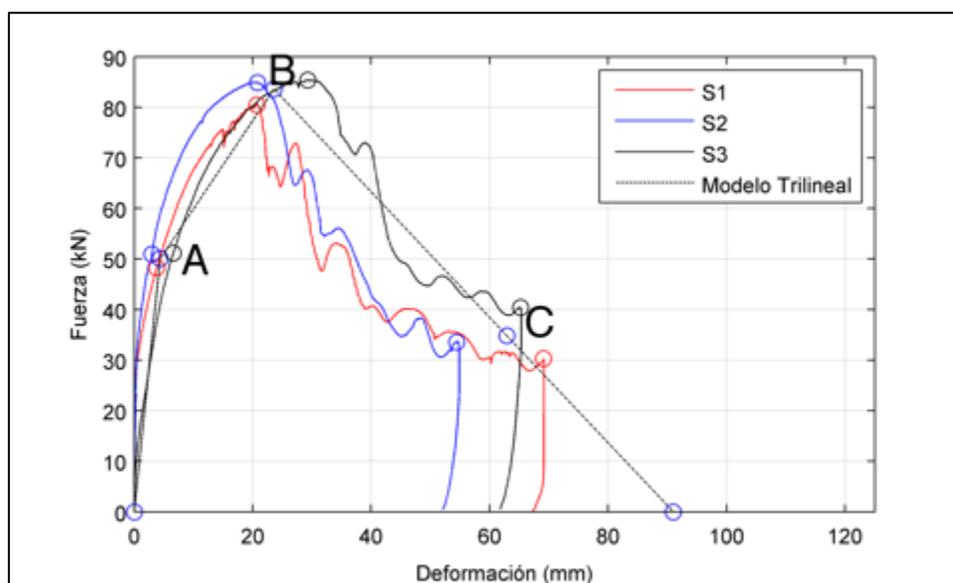


Figura 3-8: Puntos característicos de la relación fuerza-desplazamiento usados para la obtención del modelo constitutivo trilineal

Tabla 3-6: Valores característicos de la relación constitutiva del tope lateral de acero

Especímen	A		B		C	
	$0.6F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\Delta(0.6 F_{m\acute{a}x})$ (mm)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\Delta(F_{m\acute{a}x})$ (mm)	F_u (kN)	$\Delta(F_u)$ (mm)
S1	48.3	3.8	80.5	20.7	30.3	69.1
S2	50.9	2.9	84.9	20.8	33.6	54.4
S3	51.2	6.6	85.4	29.3	40.4	65.2
Promedio	50.1	4.4	83.6	23.6	34.8	62.9

El modelo constitutivo trilineal, considera una separación (*gap*) de 35 mm existente entre el tope y el ala inferior de la viga de hormigón pretensado. Cabe destacar que en los resultados de laboratorio no se incluye la separación (*gap*) por disposiciones de la configuración del ensayo. Sin embargo, esta separación es de suma importancia en el comportamiento real de los puentes, porque permite a la superestructura desplazarse transversalmente unos pocos centímetros previo al inicio del trabajo de los topes laterales de acero. Cuando el tope lateral de acero comienza a trabajar, se considera una rigidez elástica E_1 hasta el punto A. Luego se propone una degradación en la rigidez (rigidez E_2) hasta el punto de resistencia máxima (punto B). Para el comportamiento cíclico de carga y descarga, en cualquiera de los tramos, se asume una rigidez igual a la rigidez elástica inicial (E_1). En los ciclos de descarga, la fuerza puede disminuir hasta cero, que coincide con el instante en que el tope se separa de la viga de hormigón pretensado. Lo explicado anteriormente se observa en la Figura 3-9. En la figura anterior, los desplazamientos en los puntos A, B y C corresponden a 39.4, 58.6 y 97.9 mm, respectivamente, los que resultan de incluir la separación de 35 mm a los puntos de la Tabla 3-6 y por ende, trasladar en 35 mm hacia la derecha la Figura 3-8.

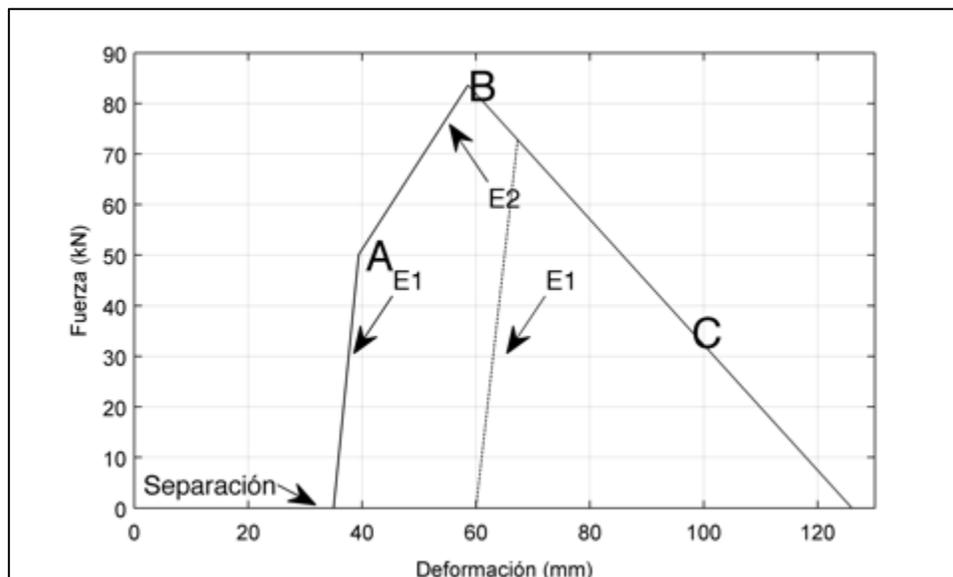


Figura 3-9 Modelo constitutivo tri-lineal de los topes laterales de acero

3.4 Implementación computacional de topes laterales de acero

La relación constitutiva propuesta para los topes laterales de acero (ver Figura 3-9) se implementó computacionalmente en el *software OpenSees* (McKenna, 2006). Para realizar esto se utilizaron dos materiales uniaxiales conectados en serie (*UniaxialSeriesMaterial*), en que las fuerzas de los materiales permanecen iguales y sus deformaciones respectivas se suman. Estos dos materiales corresponden al material uniaxial *hysteretic*, que permite crear una curva histerética multilineal (Figura 3-10 a.), y el material uniaxial de compresión *ElasticPPGap* (Figura 3-10 b.) que permite incluir la separación (*gap*) de compresión existente entre la viga de hormigón pretensado y el tope de acero mediante un primer tramo con fuerza nula.

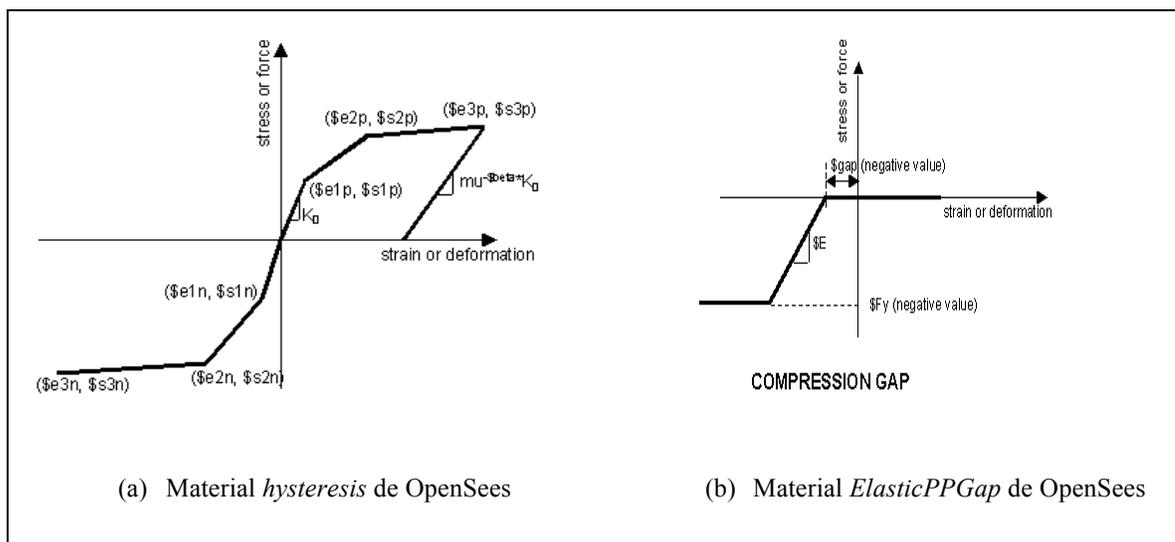
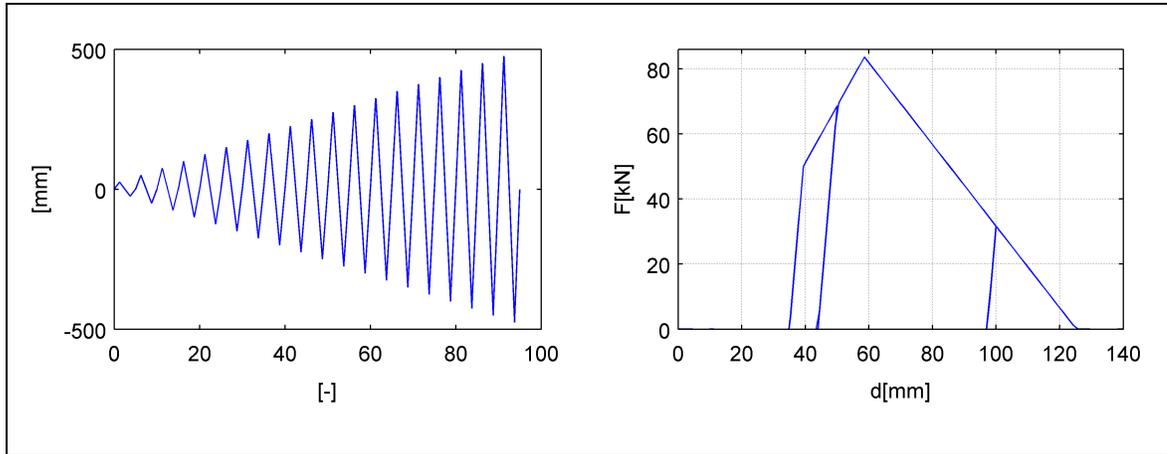


Figura 3-10: Relaciones constitutivas de materiales usados en la modelación en OpenSees (McKenna, 2006).

El material resultante se validó usando un elemento axial (*truss*). Para la validación, este elemento se sometió al desplazamiento cíclico incremental de la Figura 3-11 (a). La relación fuerza-deformación obtenida se muestra en la Figura 3-11 (b). En esta figura se observa claramente la separación (*gap*) de 35 mm al inicio de la curva y que los ciclos de carga y descarga se realizan mediante una rigidez E_1 cuyo valor es de 11.4 kN/mm.



(a) Ciclo de carga impuesto

(b) Relación fuerza-desplazamiento

Figura 3-11: Validación del modelo constitutivo propuesto para los topes laterales de acero

4. COMPORTAMIENTO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS

En el presente capítulo se describen los requerimientos de diseño de los apoyos elastoméricos según el Manual de Carreteras (MOP, 2010) y se realiza una revisión bibliográfica del comportamiento de apoyos elastoméricos obtenidos de ensayos de laboratorio realizados por otros autores. Adicionalmente, en este capítulo se describe la campaña experimental y los resultados de los ensayos de laboratorio de apoyos elastoméricos realizados para la presente Tesis.

Los apoyos elastoméricos se disponen en todos los puentes chilenos y por ende se incluyen en el modelo computacional de la presente Tesis. Los apoyos elastoméricos están constituidos por placas de acero embebidas en un volumen de goma. Las dimensiones de los apoyos varían según las cargas verticales y los requisitos de rigidez de cada puente. Las placas de acero proveen una alta rigidez axial para transmitir las cargas verticales desde la súper hacia la subestructura del puente mientras que la goma provee una gran flexibilidad lateral que permite acomodar las deformaciones por temperatura junto con las deformaciones sísmicas.

4.1 Requerimientos de diseño según el Manual de Carreteras

El Manual de Carreteras (MOP, 2010), usado en el diseño de puentes en el país, indica que en el diseño de apoyos elastoméricos se deberán utilizar los siguientes valores para el módulo de corte G de la goma. Para el estado de carga sísmico se deberá utilizar un valor de G de 13 kgf/cm^2 (1.3 MPa), mientras que para el estado de carga estático se

deberá utilizar un valor de G de 10 kgf/cm^2 (1.0 MPa). Los métodos de análisis dinámico del Manual de Carreteras consideran que la superestructura es libre de vibrar sísmicamente sobre los apoyos elastoméricos en cepas y estribos. Para esto considera que las juntas de expansión en los vanos de la superestructura deben garantizar los desplazamientos sísmicos completos de los apoyos elastoméricos considerados en el diseño. Respecto a la deformación lateral admisible de este elemento estructural, el Manual de Carreteras indica que la deformación lateral para la condición sísmica más el 50% de la deformación por temperatura, no deberá superar el 100% de la altura del apoyo elastomérico.

4.2 Resultados experimentales de apoyos elastoméricos realizados por otros autores

En esta sección se describen los resultados de ensayos experimentales de apoyos elastoméricos realizados en dos investigaciones extranjeras. Li & Xu (2013), estudiaron el comportamiento de apoyos elastoméricos en sistemas de aislación sísmica usados en puentes de China, mientras que Steelman (2013) junto a un grupo de investigadores estudiaron la respuesta a la fricción y al corte de apoyos elastoméricos bajo cargas sísmicas en Estados Unidos.

Los investigadores chinos (Li & Xu, 2013), motivados por el daño observado en puentes del país asiático después del Terremoto de Wenchuan de 2008 (Wang, 2008; Structures, 1997) propusieron un nuevo sistema de aislación sísmica para puentes. El sistema de aislación sísmica consiste en un apoyo elastomérico y un amortiguador histerético de acero conectados en serie. Bajo cargas dinámicas, se busca el deslizamiento transversal

del apoyo elastomérico con respecto a la viga que soporta mientras que el amortiguador de acero es usado para controlar el deslizamiento lateral provocado en el apoyo elastomérico.

Para estudiar el comportamiento histerético de apoyos elastoméricos, los autores ensayaron cíclicamente un apoyo elastomérico de dimensiones 350x350x66 mm (ver Figura 4-1), compuesto por 6 placas de acero de 2 mm de espesor, bajo distintos niveles de tensión de compresión y velocidades de aplicación de carga lateral. El apoyo elastomérico ensayado se dispuso entre dos superficies de acero. En la parte superior, el apoyo elastomérico se dispuso libremente bajo la placa de acero permitiendo el desplazamiento transversal, mientras que en la parte inferior se ancló en sus extremos usando dos pernos, tal como se observa en la Figura 4-2. La carga lateral sobre el apoyo elastomérico fue aplicada mediante un gato hidráulico de 2000 kN, perteneciente a la Universidad de Tongji.

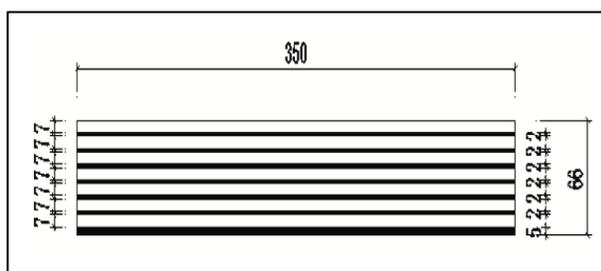


Figura 4-1 Sección transversal del apoyo elastomérico ensayado por Li & Xu (2013)

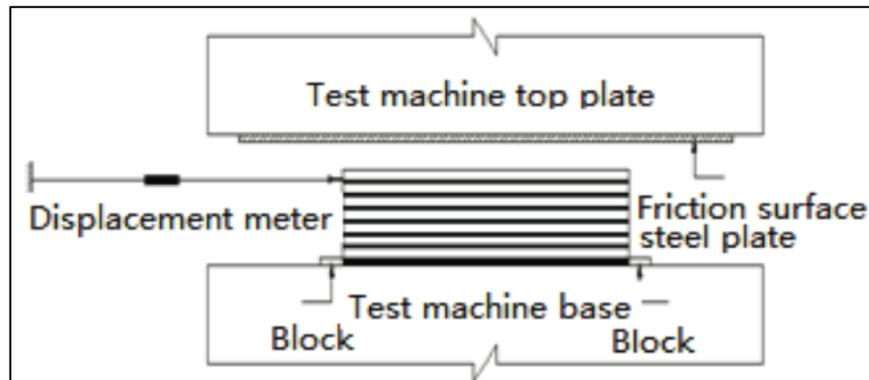


Figura 4-2 Configuración del ensayo según Li & Xu (2013)

Los resultados más relevantes de los ensayos experimentales de Li & Xu (2013) se muestran en las Figura 4-3. La Figura 4-3 a. y b. muestran la relación fuerza deformación del apoyo elastomérico previo y post al deslizamiento bajo una tensión de compresión de 5.78 MPa. En la Figura 4-3 a. se observa un comportamiento lineal mientras que en la Figura 4-3 b. se observa un comportamiento no lineal del apoyo elastomérico ensayado. De la última figura es posible observar que la disipación de energía aumenta considerablemente cuando el apoyo elastomérico entra en el rango no lineal. Esto se demuestra de calcular la integral bajo la curva de la relación fuerza deformación en las figuras (ver Figura 4-3 a. y b.). Los autores denominan al fenómeno de disipación observado posterior al deslizamiento como “*cuasi aislación*” porque el apoyo elastomérico aporta a la disipación de energía del puente bajo cargas dinámicas, sin haber sido diseñado previamente para este propósito.

En la Figura 4-4 se observa como varía el coeficiente de roce frente a la tensión de compresión (ver Figura 4-4 a.) y a la velocidad de aplicación de carga lateral (ver Figura 4-4 b.). La Figura 4-4 a. muestra que el coeficiente de roce disminuye a medida que

aumenta la tensión de compresión en el apoyo elastomérico, observándose un comportamiento asintótico en torno a un coeficiente de roce de 0.1 a medida que aumenta la tensión de compresión. En efecto, el comportamiento asintótico presenta un valor del coeficiente de roce de 0.13 para una tensión de compresión de 2.85 MPa y 0.1 para una tensión de compresión de 11.5 MPa. La Figura 4-4 b. muestra que el coeficiente de roce aumenta a medida que aumente la velocidad de aplicación de la carga lateral. En la curva antes descrita, se observa un comportamiento asintótico en torno a un coeficiente de roce de 0.25 a medida que la velocidad aumenta. Esta propiedad podría explicarse ya que al intentar deslizar el apoyo elastomérico con una velocidad de aplicación de carga mayor es mucho más difícil lograr el deslizamiento del apoyo elastomérico.

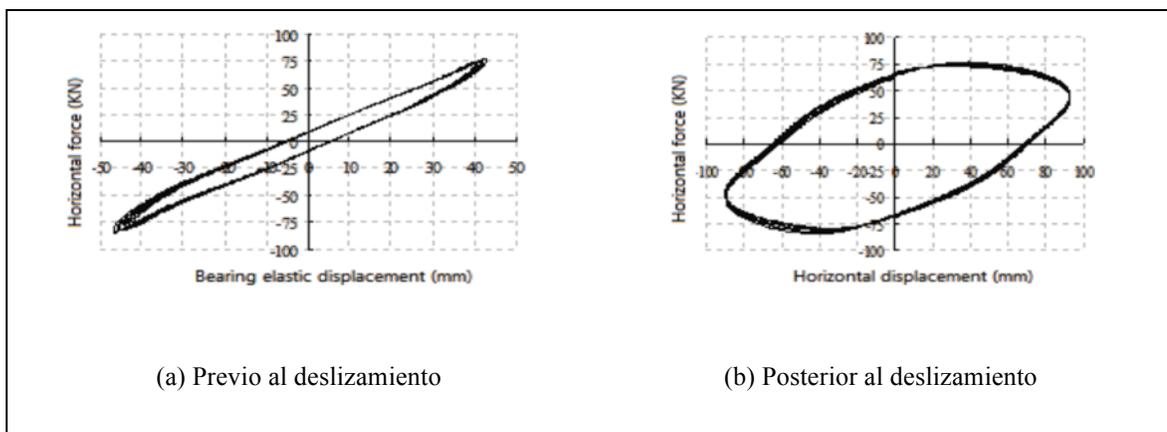


Figura 4-3 Relación fuerza-deformación en apoyos elastoméricos ensayados por Li & Xu (2013)

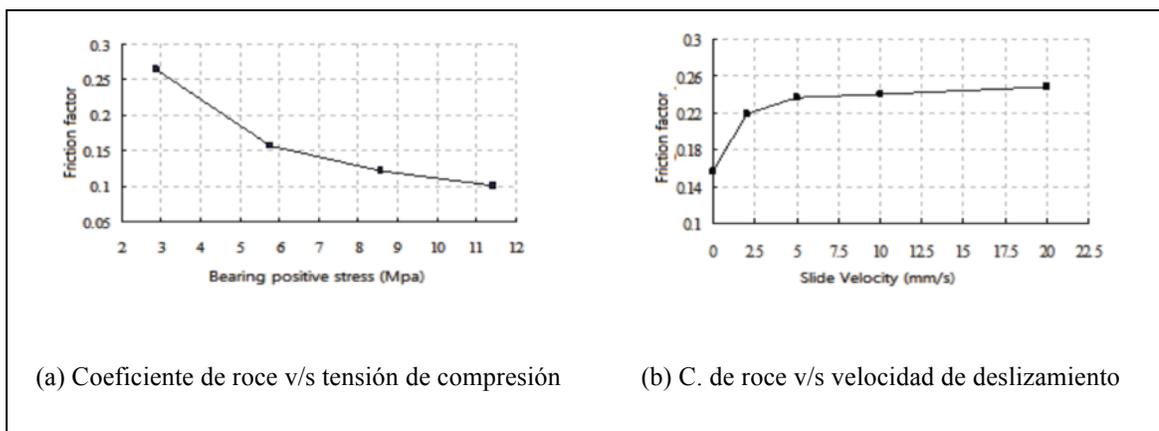


Figura 4-4 Variación del coeficiente de roce según tensión de compresión y velocidad de deslizamiento en apoyos elastoméricos ensayados por Li & Xu (2013)

Por otro lado, Steelman et al. (2013) estudiaron el comportamiento al corte y a la fricción de apoyos elastoméricos usados en el Estado de Illinois, Estados Unidos. El grupo de apoyos elastoméricos ensayados medían 305x178x90 mm y 508x330x130 mm, y tenían 5 placas de acero de 2.3 y 4.8 mm de espesor, respectivamente. Los apoyos elastoméricos fueron dispuestos en la parte inferior sobre un bloque de hormigón armado según disposiciones del Departamento de Tránsito de Illinois (IDOT, 2007). El bloque de hormigón armado tenía una superficie rugosa para simular la interfaz existente entre la viga de hormigón armado del puente y el apoyo elastomérico que la soporta. En la parte superior, el apoyo elastomérico se dispuso bajo un marco de carga de acero en donde la carga vertical fue transmitida mediante dos actuadores de 445 kN cada uno. La carga horizontal, fue aplicada a través de una viga de acero que estaba conectada en serie a un gato hidráulico de 980 kN. La configuración del ensayo se observa en la Figura 4-5.

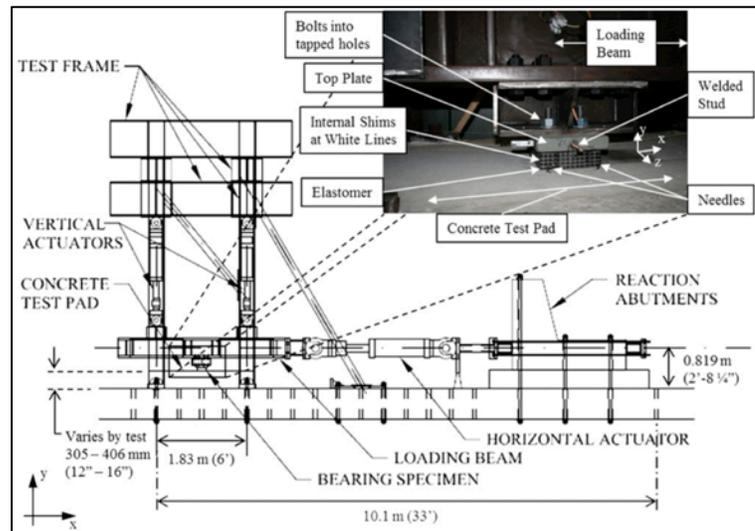


Figura 4-5: Configuración experimental de Steelman et al. (2013)

Se realizaron un total de 16 ensayos, 8 cíclicos y 8 monotónicos (en ambas direcciones, +X y -X), ejecutados con una tensión de compresión que varió desde 2.65 a 3.45 MPa. El historial de desplazamientos usado para los ensayos cíclicos se determinó según especificaciones de ensayos de aisladores sísmicos realizados anteriormente (Shenton, 1996; AASHTO, 2002) y consistió en 7 ciclos iniciales de 25 y 50% de deformación equivalente de corte, seguidos por 3 ciclos de 100, 200, 300 y 400% de deformación equivalente de corte, tal como se muestra en la Figura 4-6. Cabe destacar que para Steelman et al. (2013), la deformación equivalente de corte corresponde a la deformación de corte promedio correspondiente a un desplazamiento dado si es que no ha ocurrido el deslizamiento del apoyo elastomérico.

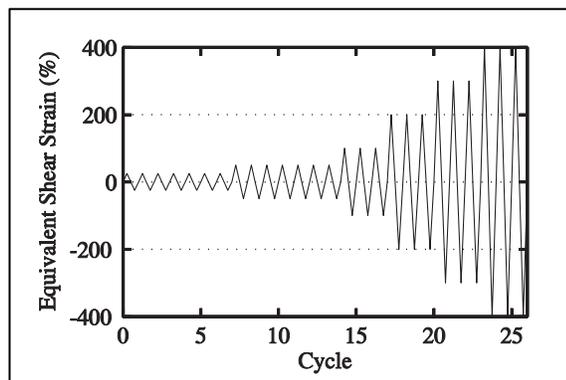


Figura 4-6 Historial de deformación para ensayos cíclicos de Steelman et al. (2013)

La Figura 4-7 muestra curvas de fuerza deformación para dos especímenes distintos bajo carga monotónica (ver Figura 4-7 a.) y carga cíclica (ver Figura 4-7 b.) La relación fuerza deformación bajo carga monotónica (ver Figura 4-7 a.) muestra que al deformar el apoyo en un sentido (desplazamiento positivo) o en sentido opuesto (desplazamiento negativo), se produce un comportamiento similar. Esta curva comienza con un rango elástico hasta llegar al punto de resistencia máxima para luego descender debido al deslizamiento producido en el apoyo elastomérico a medida que aumenta la deformación. De la misma figura se observa que luego de haber entrado en el rango inelástico, la descarga se produce con una pendiente similar a la de rigidez inicial elástica. La relación fuerza deformación bajo carga cíclica (ver Figura 4-7 b.) muestra el mismo comportamiento que el observado bajo cargas monotónicas. Luego de alcanzar el peak y proceder la descarga, esta se realiza con una pendiente similar a la pendiente inicial de rigidez elástica. Por lo tanto, dado que en ambas curvas de la Figura 4-7 la pendiente de descarga es similar a la pendiente de comportamiento elástico se puede concluir que el comportamiento histerético de los apoyos elastoméricos se puede

representar simplificadaamente con una relación constitutiva elasto-plástica perfecta, al despreciar los *peaks* de resistencia producidos por el coeficiente de roce estático y dinámico.

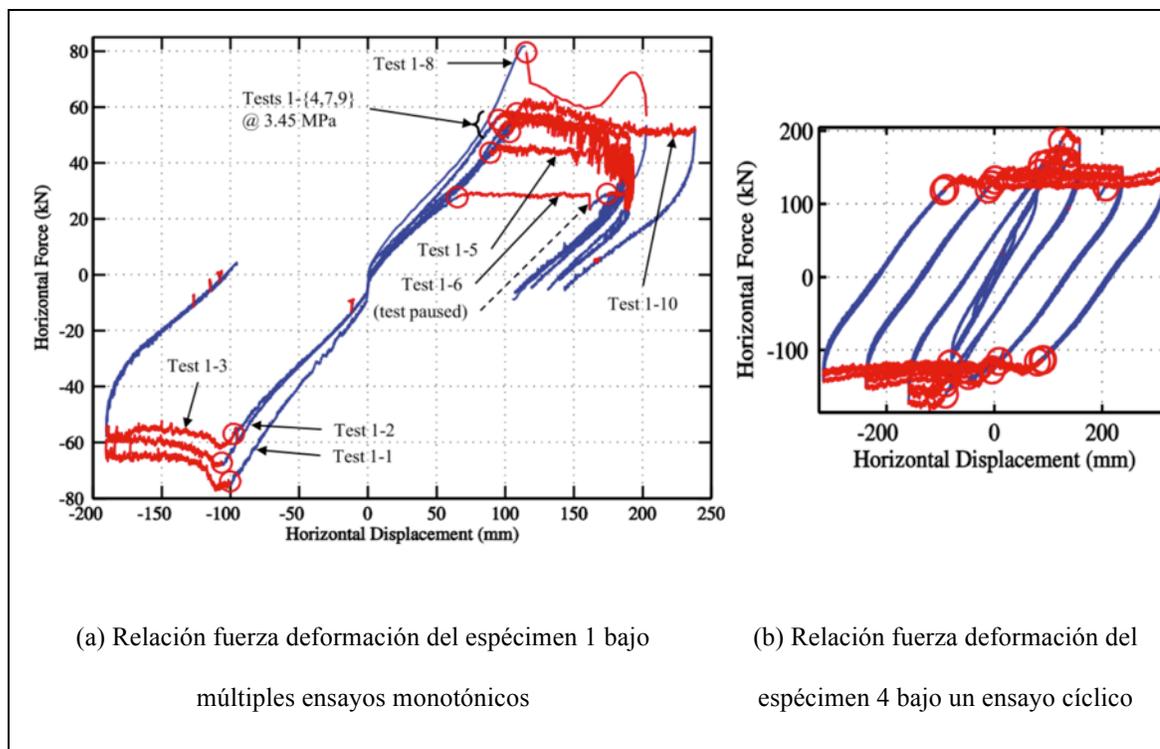


Figura 4-7: Resultados experimentales de Steelman et al. (2013)

En la Figura 4-8 se muestra la relación entre el coeficiente de roce promedio *v/s* la tensión de compresión aplicada en todos los ensayos realizados por Steelman et al. (2013). En la curva, se observa como disminuye el coeficiente de roce a medida que aumenta la tensión de compresión, tal como se observó en los ensayos realizados por Li & Xu (2013) (ver Figura 4-4 a.). Adicionalmente este gráfico muestra que para un mismo ensayo (ver Test 4-1 en Figura 4-8) el coeficiente de roce puede variar desde un valor de 0.45 para una tensión de compresión de 2.7 MPa a un valor de 0.25 para el

mismo valor de tensión de compresión de 2.7 MPa. Por último, se observa que todos los valores de coeficiente de roce obtenidos por Steelman et al. (2013) resultaron mayores que el valor de diseño de 0.2 propuesto por la norma de diseño americana AASHTO (2012).

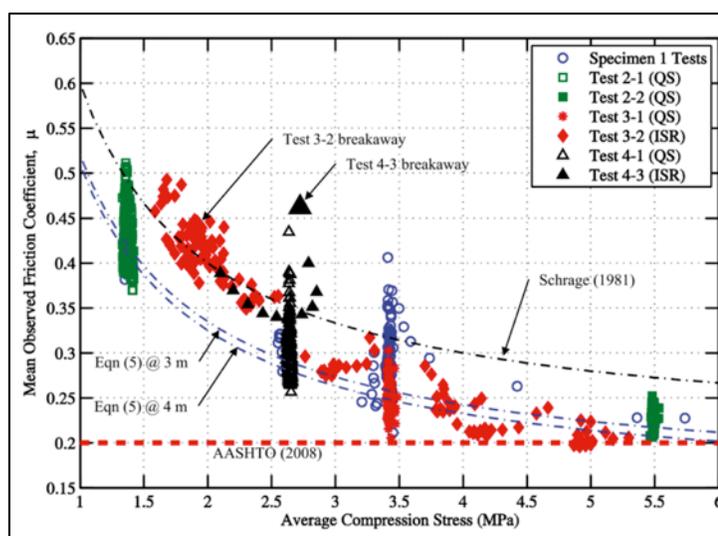


Figura 4-8: Coeficiente de roce v/s la tensión de compresión según ensayos de Steelman et al. (2013)

4.3 Campaña experimental de apoyos elastoméricos

En esta sección se describe la campaña experimental realizada como parte de esta Tesis. En esta campaña se ensayaron seis apoyos elastoméricos idénticos bajo cargas monotónicas y cíclicas con el fin de estudiar su comportamiento histerético. Los seis apoyos elastoméricos fueron donados por el Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la PUC. Las dimensiones de los apoyos, fabricados por la empresa Vulco S.A., son de 400x500x90 mm y están contruidos en base de goma con 6 placas de acero de 3 mm de espesor en su interior (ver Figura 4-9). Las propiedades mecánicas de la goma y de las placas de acero, no fueron especificados por la empresa constructora

previo a la realización de los ensayos. Mediante los ensayos a realizar, se busca determinar el valor del módulo de corte G de la goma de los apoyos.

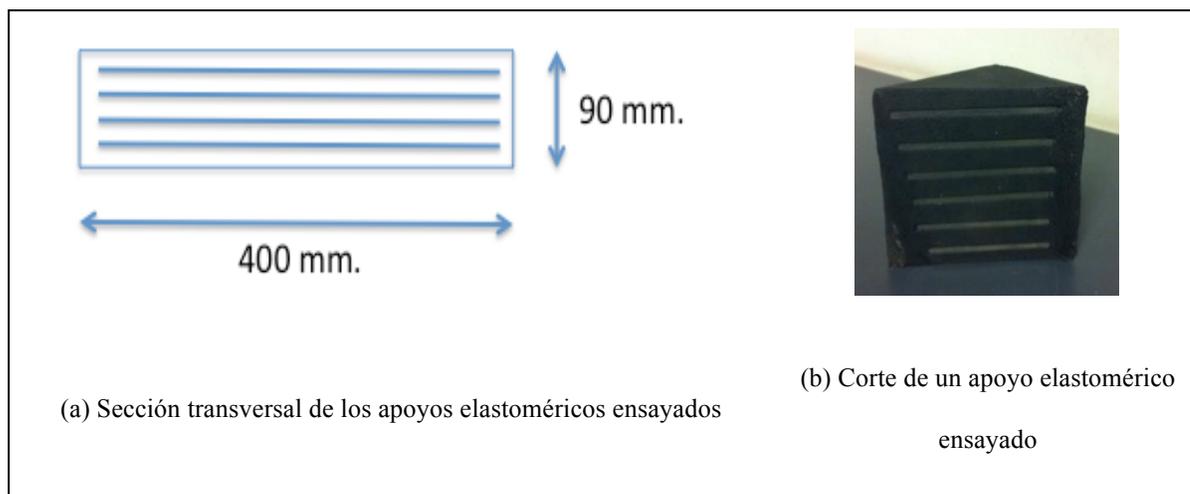


Figura 4-9: Sección transversal de los apoyos elastoméricos ensayados

Los apoyos elastoméricos están situados en obra sobre una viga cabezal o estribo de hormigón armado de superficie rugosa y bajo una viga de hormigón pretensado de superficie lisa (ver ejemplo del paso superior Independencia en Figura 4-10). Para simular el contacto del apoyo elastomérico con estos dos tipos de superficie se construyeron dos bloques hormigón armado de 120x120x10 cm. Uno de los bloques se construyó con una cara lisa mientras que el otro con una cara rugosa. La cara lisa sobre uno de los bloques de hormigón se obtuvo al descimbrar el bloque en su contacto con el moldaje que lo contenía, mientras que la cara rugosa se obtuvo de la superficie libre del otro bloque de hormigón. La superficie lisa imita el hormigón de una viga de hormigón pretensado mientras que la superficie rugosa imita el hormigón de una viga cabezal en cepas o estribos. Los bloques de hormigón armado se apernaron al marco de carga por sobre y bajo el espécimen con dos pernos de 50 mm de diámetro. Los especímenes se

dispusieron con el lado corto perpendicular a la dirección de aplicación de la carga del marco de carga tal como se dispone regularmente en obra. La configuración del ensayo se muestra en la Figura 4-11.



Figura 4-10: Disposición de apoyo elastomérico en paso superior Independencia

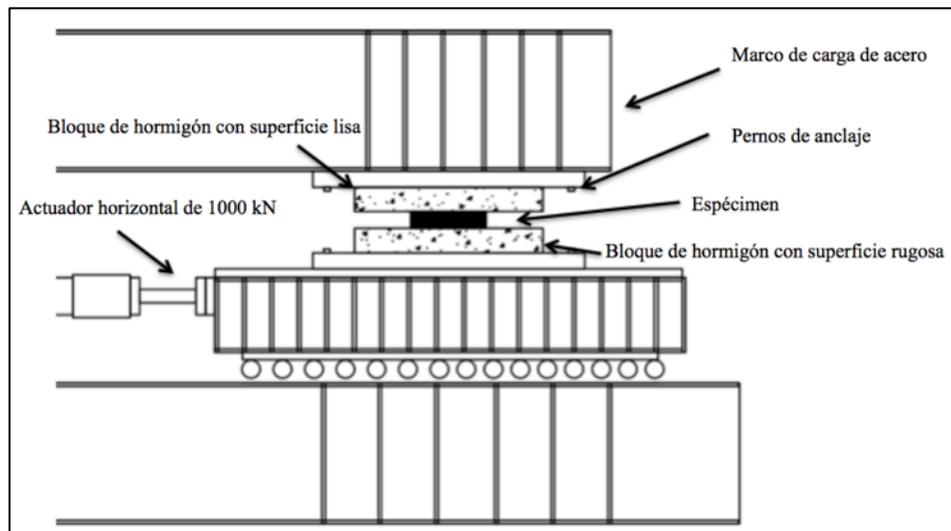


Figura 4-11: Configuración del ensayo experimental

Los ensayos se realizaron en el laboratorio de ensayos dinámicos de DICTUC en la PUC. El marco de carga utilizado para realizar los ensayos se muestra en la Figura 4-12.

El desplazamiento horizontal se aplicó con un actuador dinámico de 1000 kN y la carga vertical se aplicó con 5 gatos hidráulicos de 1000 kN cada uno.



Figura 4-12: Marco de carga del laboratorio de ensayos dinámicos de DICTUC

Cada uno de los seis apoyos fue sometido a un total de 6 ensayos, 4 monotónicos y 2 cíclicos (36 ensayos en total). La matriz de ensayos para cada uno de estos apoyos se muestra en la Tabla 4-1. La tensión de compresión de los ensayos se determinó a partir de los valores de la tensiones promedios en los puentes Chilenos revisados en el capítulo 3 de la presente Tesis (ver Tabla 3-5).

Tabla 4-1: Matriz de ensayo para un apoyo elastomérico cualquiera X

Ensayo	Apoyo	Protocolo	Tensión de compresión (S)	Fuerza Vertical
-	-	-	(MPa)	(kN)
X-1	X	Monotónico	1	200
X-2	X	Monotónico	2	400
X-3	X	Cíclico	2	400
X-4	X	Monotónico	3	600
X-5	X	Cíclico	3	600
X-6	X	Monotónico	4	800

El número total de ensayos monotónicos por apoyo es de 4 y cada uno de ellos se realizó con una velocidad constante de 2 mm/s. Se fijó una velocidad baja para observar con mayor detalle el fenómeno de deslizamiento posterior al *peak* de resistencia máxima. Por otro lado, se realizaron sólo 2 ensayos cíclicos por apoyo los cuales fueron sometidos a distintas velocidades de aplicación de carga lateral, las que se muestran en la Tabla 4-2. Los valores de la velocidad de aplicación de carga lateral para los distintos ensayos se obtuvo de los valores utilizados por Li & Xu (2013) y Steelman et al. (2013).

Tabla 4-2: Velocidad de carga en ensayos cíclicos nº 3 y 5 (X-3 y X-5)

Apoyo(X)	Ensayo	Tensión de compresión (S)	Velocidad de carga
-	-	(MPa)	(mm/s)
1	1-3	2	25
1	1-5	3	25
2	2-3	2	25
2	2-5	3	25
3	3-3	2	10
3	3-5	3	10
4	4-3	2	50
4	4-6	3	50
5	5-3	2	75
5	5-5	3	75
6	6-3	2	100
6	6-5	3	100

Los ensayos cíclicos fueron sometidos a un historial de desplazamiento creciente, el cual consiste en grupos de 3 ciclos de igual amplitud. Las amplitudes de estos ciclos son 9, 22.5, 45, 90, 135, y 144 mm, que corresponden a una deformación de corte de 10, 25, 50, 100, 150 y 160 % respectivamente (ver Figura 4-13). El desplazamiento máximo se limitó a 144 mm (160%) debido a restricciones de la configuración del ensayo. Esto ocurre ya que los pernos usados para conectar los bloques de hormigón con el marco de carga limitaron el desplazamiento en ambas direcciones.

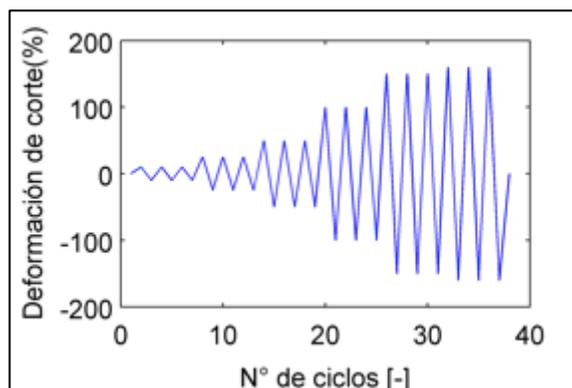


Figura 4-13: Historial de desplazamientos para los ensayos cíclicos

4.4 Resultados de la campaña experimental de apoyos elastoméricos

Cada uno de los ensayos, monotónicos y cíclicos, fue sometido a una tensión de compresión y velocidad de aplicación de carga lateral según las especificaciones descritas en las tablas 4-1 y 4-2. Los apoyos se dispusieron bajo el marco de carga con el lado largo de 500 mm en dirección perpendicular al movimiento del actuador horizontal. Una vez que el apoyo se sometiera a carga vertical, el actuador horizontal ejecutaba el historial de deformaciones del ensayo y el apoyo comenzaba a deformarse lateralmente. Posteriormente, era posible observar un levantamiento en los extremos del apoyo (ver círculos rojos en Figura 4-14 a. y b.), lo que indicaba el inicio del deslizamiento del espécimen con respecto al bloque de hormigón de superficie lisa. El deslizamiento se hacía notar además por las manchas oscuras dejadas por la goma sobre el bloque de hormigón superior (ver círculos rojos en Figura 4-14 a. y b.). Dentro de la configuración de los ensayos, se dispusieron los bloques de hormigón tal que imitaran la configuración real del espécimen por lo que el que el deslizamiento sobre la cara lisa no es coincidencia. Al finalizar cada uno de los ensayos, los apoyos elastoméricos no

presentaron grandes daños salvo que en ellos se producía un aumento considerable de su temperatura, llegando a registrarse una temperatura máxima de 107°C para el ensayo 5-5 (Ensayo n° 5 del apoyo 5, ver Tabla 4-1). Además, debido al roce producido por el apoyo y el bloque de hormigón de superficie rugosa, es que al terminar los ensayos se observaron restos de goma en la superficie del bloque de hormigón inferior y un daño leve en los apoyos elastoméricos (ver círculos rojos en Figura 4-14 c. y d.).

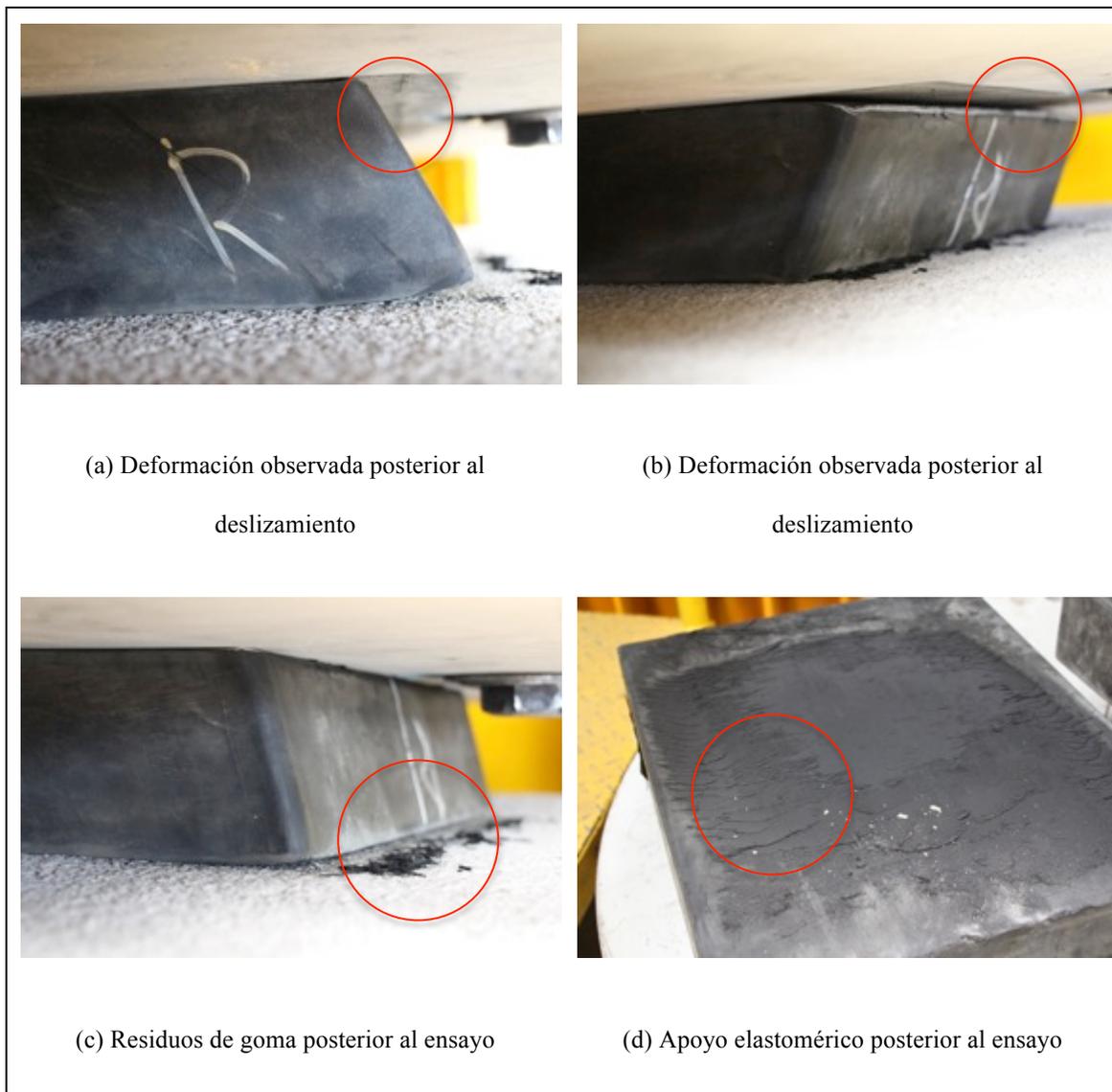


Figura 4-14: Observaciones posteriores a los ensayos realizados

Los resultados de los ensayos bajo carga monotónica se muestran en la Figura 4-15 y Tabla 4-3. En la Figura 4-15 se muestra la relación fuerza (kN) v/s deformación (mm) para cada uno de los apoyos. La Tabla 4-3 presenta el valor de resistencia máxima de los apoyos $F_{\text{máx}}$ (kN), el valor de la rigidez elástica K (kN/mm), el coeficiente de roce

estático μ y el módulo de corte G . La rigidez elástica se estima como una rigidez secante del cociente entre $F_{\text{máx}}$ y su deformación máxima respectiva. El coeficiente de roce estático μ se calcula como el cociente entre $F_{\text{máx}}$ y la carga axial aplicada. El módulo de corte G se obtiene al multiplicar la rigidez elástica K por el área del espécimen A y dividiendo por la altura de la goma h_r .

De los resultados obtenidos para los ensayos monotónicos (ver Figura 4-15), se observó un comportamiento similar al presentado por Steelman et al. (2013) en la Figura 4-7 a. Al igual que en los resultados obtenidos por el autor, la relación fuerza deformación parte con una rigidez elástica, para luego llegar a un *peak* fijado por el coeficiente de fricción estático, descender y mantenerse a una resistencia constante dado por el coeficiente de roce dinámico. Los ensayos n° 2, 4 y 6 (X-2, X-4 y X-6 según Tabla 4-1) realizados a cada uno de los apoyos presentan de mejor forma el comportamiento antes descrito. Además, entre algunos ensayos se obtuvieron valores casi idénticos de resistencia máxima y rigidez elástica (Ensayo 2-4 y 2-6 y Ensayo 3-4 y 3-6, respectivamente). Los ensayos con una tensión vertical de 1 MPa son los que presentan mayor variabilidad (ver curva roja o S=1(MPa) en cada uno de los gráficos) en sus resultados. La variabilidad se produjo por la variabilidad en el valor de la tensión de compresión aplicada sobre los apoyos. Los gatos hidráulicos no trabajan de forma muy precisa en ese rango de tensión de compresión, lo que se tradujo en diferencias y discontinuidades previo y post al *peak* para todas las curvas. Además, cabe destacar que en los gráficos de la Figura 4-15 existe una diferencia en la pendiente posterior al *peak* entre los resultados de los apoyos 1, 2 y 3 de los apoyos 4, 5 y 6. Esta diferencia es

debido a que los apoyos 1, 2 y 3 se ensayaron en dirección +X, o sea en sentido positivo según el marco de carga (ver Figura 4-12), mientras que el resto fueron ensayados en la dirección contraria. Esta diferencia en la pendiente posterior al *peak* se produce porque las vigas de acero del marco de carga no estaban completamente paralelas con respecto al marco de carga. Además, al aplicar velocidades de carga muy altas sobre los apoyos, los bloques de hormigón deslizaban con respecto al marco de carga lo que provocaba discontinuidades en los valores obtenidos del ensayo. Para solucionar este problema, se soldaron suples de acero bajo las bases de hormigón armado, junto con topes de acero en los costados de las mismas para disminuir el deslizamiento entre las bases de hormigón armado y el marco de carga de acero. Con la configuración final, el recorrido de la probeta bajo la acción de las cargas es paralelo y por lo tanto el nivel de tensión luego de alcanzada la fluencia se mantiene constante. Esta corrección se verificó en los resultados de los ensayos cíclicos, donde se observaron curvas planas después de la fluencia en las dos direcciones de carga..

De la Tabla 4-3, se observa mucha variabilidad en los resultados obtenidos de un ensayo y otro. Esta variabilidad es más notoria en el grupo de ensayos n° 1 (X-1) con una tensión de compresión de 1 MPa (S=1 MPa) obteniéndose para el ensayo 2-1 un valor de μ de 1.03, valor que carece de sentido físico. Además, se observa que al aumentar la tensión de compresión el valor de μ desciende. Por ejemplo, para el grupo de ensayos n° 2 (X-2) con una tensión de compresión de 2 MPa (S=2 MPa) se obtuvo un coeficiente de roce promedio de 0.48, mientras que para los ensayos n° 4 y 6 (X-4 y X-6, respectivamente), con una tensión de compresión de 3 MPa (S=3 MPa) y 4 MPa (S=4

MPa), se obtuvo un coeficiente de roce promedio de 0.32 y 0.24, respectivamente. Para la rigidez elástica K se obtuvo un valor promedio de 3290, 3600, 3025 y 2840 N/mm para los ensayos X-1, X-2, X-3 y X-6, respectivamente, presentando un valor promedio general para los ensayos monotónicos de 3190 N/mm. Por último, el módulo de corte promedio presentó valores de 1.2, 1.3, 1.1 y 1.0 MPa para los ensayos X-1, X-2, X-3 y X-6.

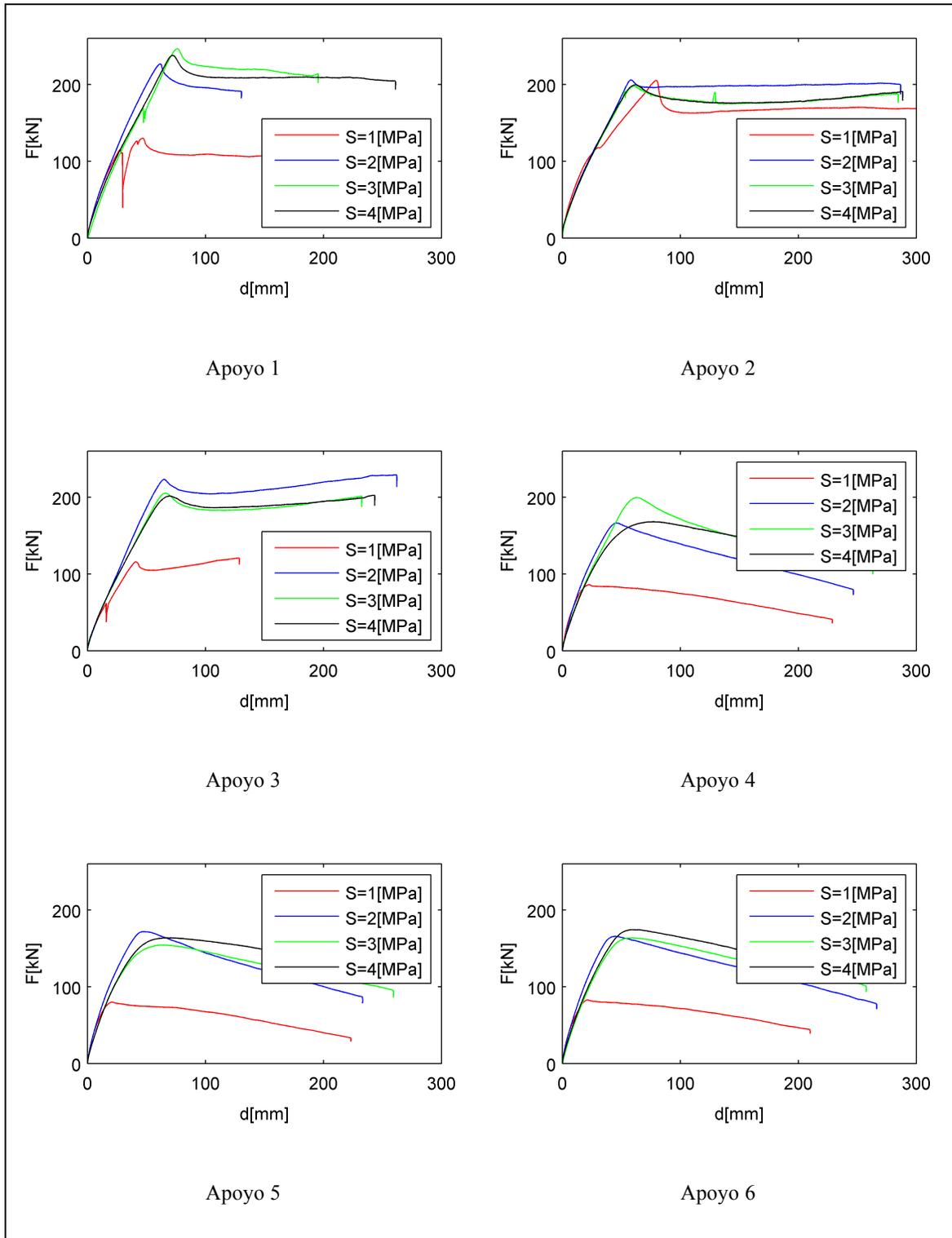


Figura 4-15: Resultados de los ensayos monotónicos n°1, 2, 4 y 6 para cada uno de los apoyos

Tabla 4-3: Resultados de los ensayos monotónicos n°1, 2, 4 y 6 (X-1, X-2, X-4 y X-6) para cada uno de los apoyos

Grupo de ensayos monotónicos n° 1 (X - 1 $\sigma = 1$ MPa)						
Apoyo	1	2	3	4	5	6
F _{máx} (kN)	129.7	205.2	115.6	86.1	80.0	82.8
K (N/mm)	2773	2582	2830	3784	3811	3945
$\mu(-)$	0.65	1.03	0.58	0.43	0.40	0.41
G(MPa)	1.02	0.95	1.04	1.39	1.40	1.45

Grupo de ensayos monotónicos n° 2 (X - 2 $\sigma = 2$ MPa)						
Apoyo	1	2	3	4	5	6
F _{máx} (kN)	226.7	205.9	223.1	166.3	171.8	165.7
K (N/mm)	3690	3555	3423	3667	3591	3678
$\mu(-)$	0.57	0.52	0.56	0.42	0.43	0.41
G(MPa)	1.35	1.30	1.26	1.35	1.32	1.35

Grupo de ensayos monotónicos n° 4 (X - 4 $\sigma = 3$ MPa)						
Apoyo	1	2	3	4	5	6
F _{máx} (kN)	246.5	198.4	205.0	199.6	154.4	163.7
K (N/mm)	3242	3297	3154	3180	2516	2778
$\mu(-)$	0.41	0.33	0.34	0.33	0.26	0.27
G(MPa)	1.19	1.21	1.16	1.17	0.92	1.01

Grupo de ensayos monotónicos n° 6 (X - 6 $\sigma = 4$ MPa)						
Apoyo	1	2	3	4	5	6
F _{máx} (kN)	237.7	199.5	201.3	168.0	163.6	174.3
K (N/mm)	3292	3210	2867	2171	2467	2995
$\mu(-)$	0.30	0.25	0.25	0.21	0.21	0.22
G(MPa)	1.21	1.18	1.05	0.80	0.91	1.10

En las figuras, Figura 4-16 y Figura 4-17, y tablas, Tabla 4-4 y Tabla 4-5, se muestran los resultados de los dos ensayos cíclicos realizados a cada uno de los 6 apoyos. Los gráficos y tablas se dividen según grupo de ensayo n° 3 y 5 (X-3 y X-5), donde la tensión de compresión aplicada al momento del ensayo fue de 2 y 3 (MPa), respectivamente.

Las curvas fuerza v/s deformación muestran el comportamiento de los especímenes bajo los distintos ciclos de carga. Para los primeros ciclos, se observa que los apoyos elastoméricos trabaja en el rango lineal elástico. En la mayoría de los casos, la resistencia máxima se alcanza para el ciclo de deformación correspondiente a 90 mm (100% de deformación angular de corte). Este valor supera en un 20% aproximadamente al valor de resistencia obtenido para el ciclo máximo de deformación de 140 mm (160% de deformación angular de corte). Luego de alcanzado el *peak*, los apoyos comenzaron a deslizar. Después del deslizamiento, se observa que la fuerza en el apoyo elastomérico es constante hasta que este comienza a descargar debido al ciclo de deformación siguiente.

En las figuras 4-16 y 4-17 se observa que la curva de carga y descarga tiene una rigidez similar a la rigidez elástica. Luego de alcanzado el *peak*, se produce un descenso en la curva debido a la diferencia entre el coeficiente de roce estático (previo al *peak*) y dinámico (posterior a este). Obviando este descenso en la curva, se puede asumir que los apoyos elastoméricos presentan un comportamiento elasto plástico perfecto lo que simplifica su modelación computacional.

En las tablas, Tabla 4-4 y Tabla 4-5, se muestran los valores de resistencia máxima $F_{m\acute{a}x}$, de rigidez elástica K , módulo de corte G y coeficiente de roce estático μ para cada uno de los especímenes. $F_{m\acute{a}x}$, G y μ se calcularon de la misma manera que para los ensayos monotónicos mientras que la rigidez elástica se estimó de las curvas de descarga las que se observan luego de la incursión en el rango inelástico. Se obtuvo un valor promedio de $F_{m\acute{a}x}$, K , G y μ de 191.8 kN, 2695 N/mm, 0.99 MPa y 0.48 para los ensayos n° 3 (X-3) con una tensión de compresión de 2 MPa ($S=2(\text{MPa})$) y de 189.3 kN, 2820 N/mm, 1.04 MPa y 0.32 para los ensayos n° 5 (X-5) con una tensión de compresión de 3 MPa ($S=3(\text{MPa})$), respectivamente.

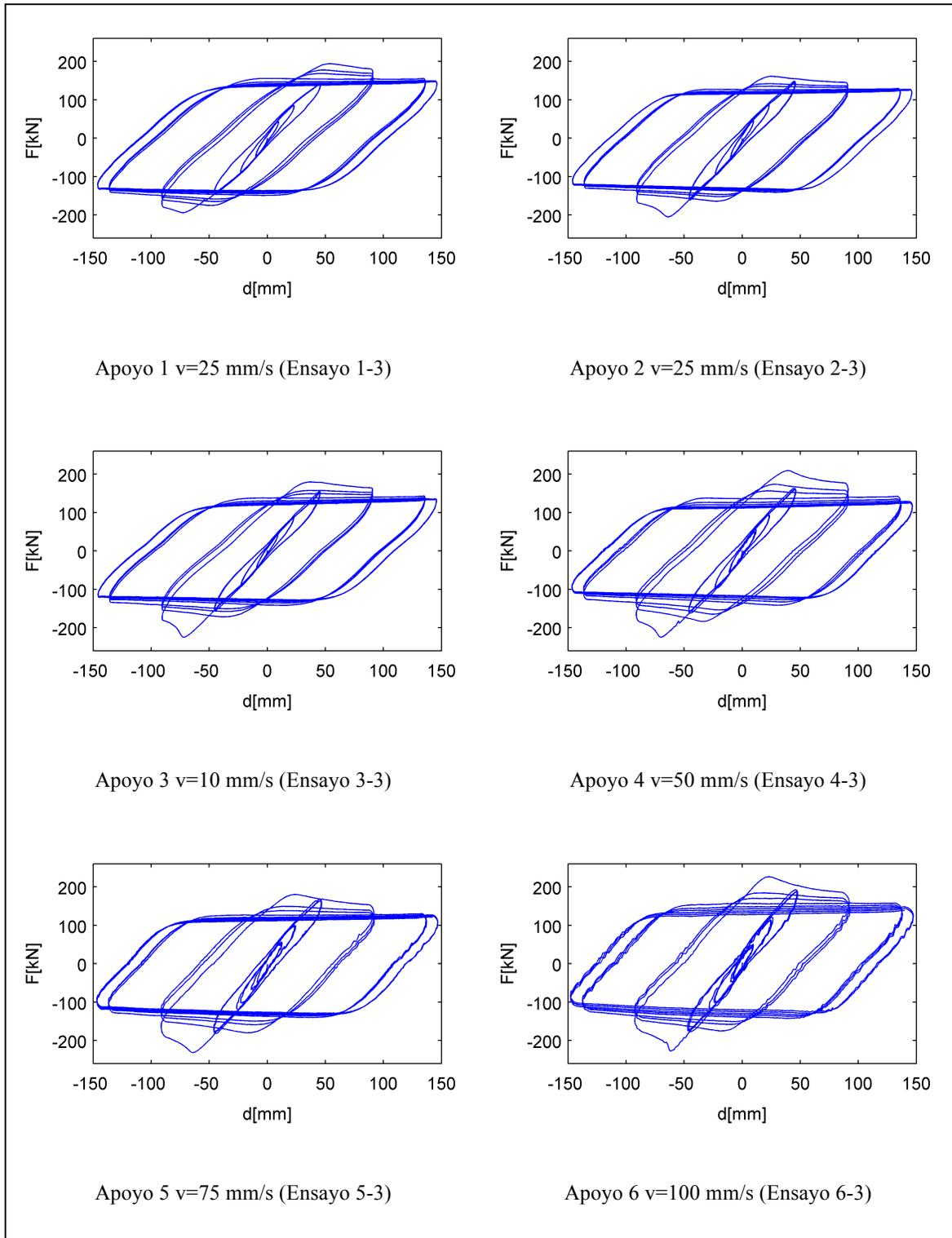


Figura 4-16: Resultados de ensayos cíclicos para los ensayos n° 3 (X-3) con una tensión de compresión de 2 MPa

Tabla 4-4: Resultados de ensayos cíclicos para los ensayos n° 3 (X-3) con una tensión de compresión de 2 MPa

Grupo de ensayos cíclicos n° 3 (X - 3 $\sigma = 2$ MPa)						
Apoyo	1	2	3	4	5	6
F _{máx} (kN)	193.9	161.2	179.6	209.3	180.3	226.2
K (N/mm)	2313	2615	2677	2696	3000	2868
μ (-)	0.49	0.40	0.45	0.52	0.45	0.57
G (MPa)	0.85	0.96	0.98	0.99	1.10	1.05
v (mm/s)	25	25	10	50	75	100

Tabla 4-5: Resultados de ensayos cíclicos para los ensayos n° 5 con una tensión de compresión de 3 MPa

Grupo de ensayos cíclicos n° 5 (X - 5 $\sigma = 3$ MPa)						
Apoyo	1	2	3	4	5	6
F _{máx} (kN)	223.9	172.4	165.0	185.0	193.3	196.4
K (N/mm)	2817	2480	1917	3296	2805	3618
μ (-)	0.37	0.29	0.27	0.31	0.32	0.33
G (MPa)	1.03	0.91	0.70	1.21	1.03	1.33
v (mm/s)	25	25	10	50	75	100

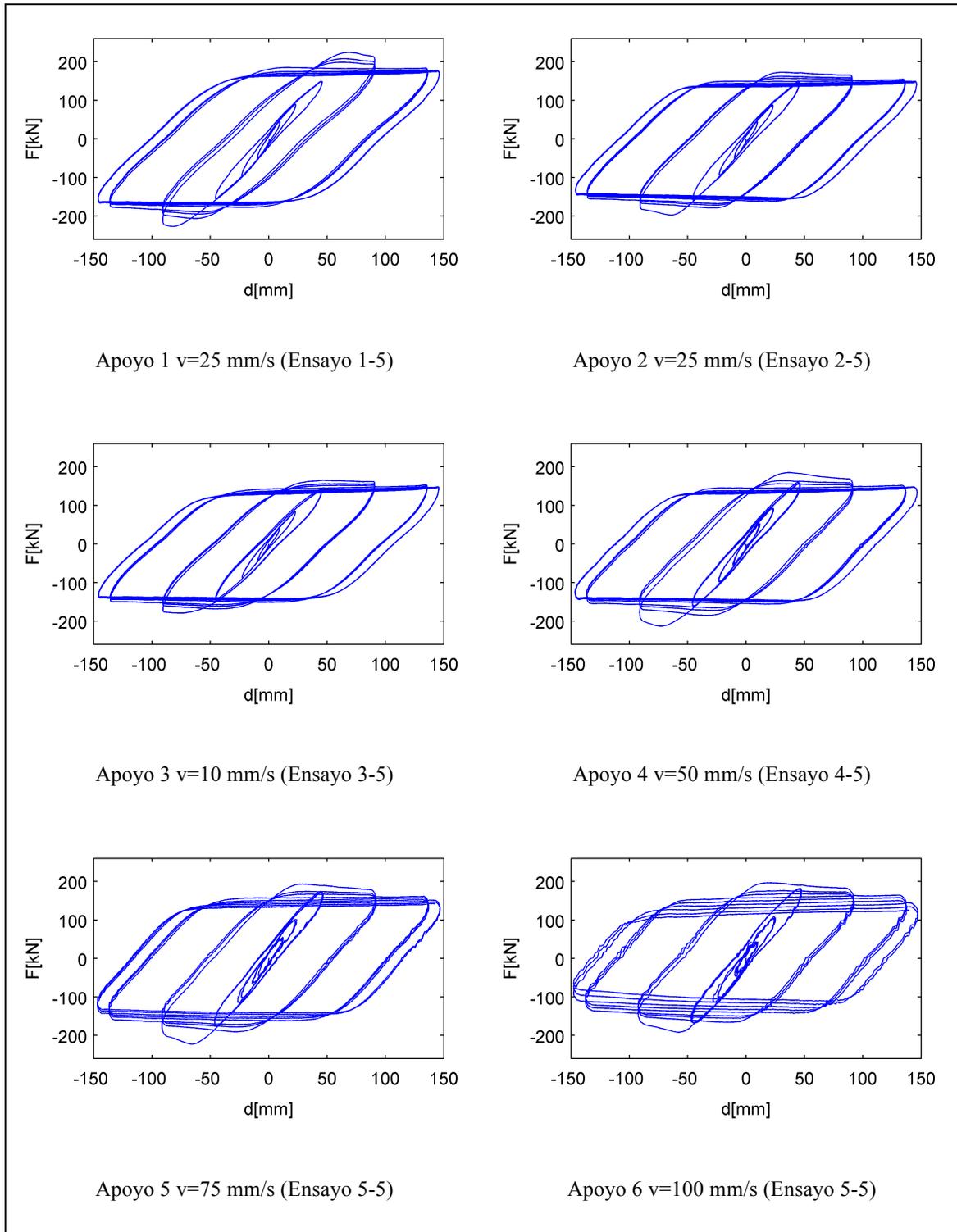


Figura 4-17: Resultados de ensayos cíclicos para los ensayos n° 5 con una tensión de compresión de 3 MPa

El valor promedio de módulo de corte G para los ensayos cíclicos fue de 1.02 MPa y resultó ser un 12.5% menor que para los ensayos monotónicos. El valor obtenido podría deberse a la diferencia en el historial de deformaciones aplicado a los especímenes en los distintos ensayos y coincide con el valor propuesto por el Manual de Carreteras (ver sección 4.1). Por otro lado, es posible relacionar la tensión de compresión aplicada sobre los apoyos con el coeficiente de roce obtenido. En la Figura 4-18 se muestran los valores de coeficiente de roce estático μ en función de la tensión de compresión para cada uno de los ensayos de los 6 apoyos (36 en total). En esta misma figura, se muestra la relación algebraica obtenida por Steelman et al. (2013) y el valor 0.2 recomendado por el manual de diseño AASHTO (2008) para el coeficiente de roce entre el concreto y el elastómero. En la figura se observa la gran variabilidad de valor de coeficiente de roce estático μ para un mismo nivel de tensión de compresión. Este fenómeno ya había sido expuesto por Steelman et al. (2013) en la Figura 4-8. Por otro lado, los ensayos realizados en esta Tesis confirman que a medida que aumenta la tensión de compresión, el valor del coeficiente de roce estático μ decrece. Además, la curva de Steelman et al. (2013) representa razonablemente los valores promedios para la totalidad de los ensayos realizados en esta Tesis y todos los valores obtenidos en la presente Tesis están por sobre el valor de 0.2 recomendado por la norma AASHTO, lo que demuestra que la simplificación propuesta por el código americano subestima el coeficiente de roce real de los apoyos elastoméricos.

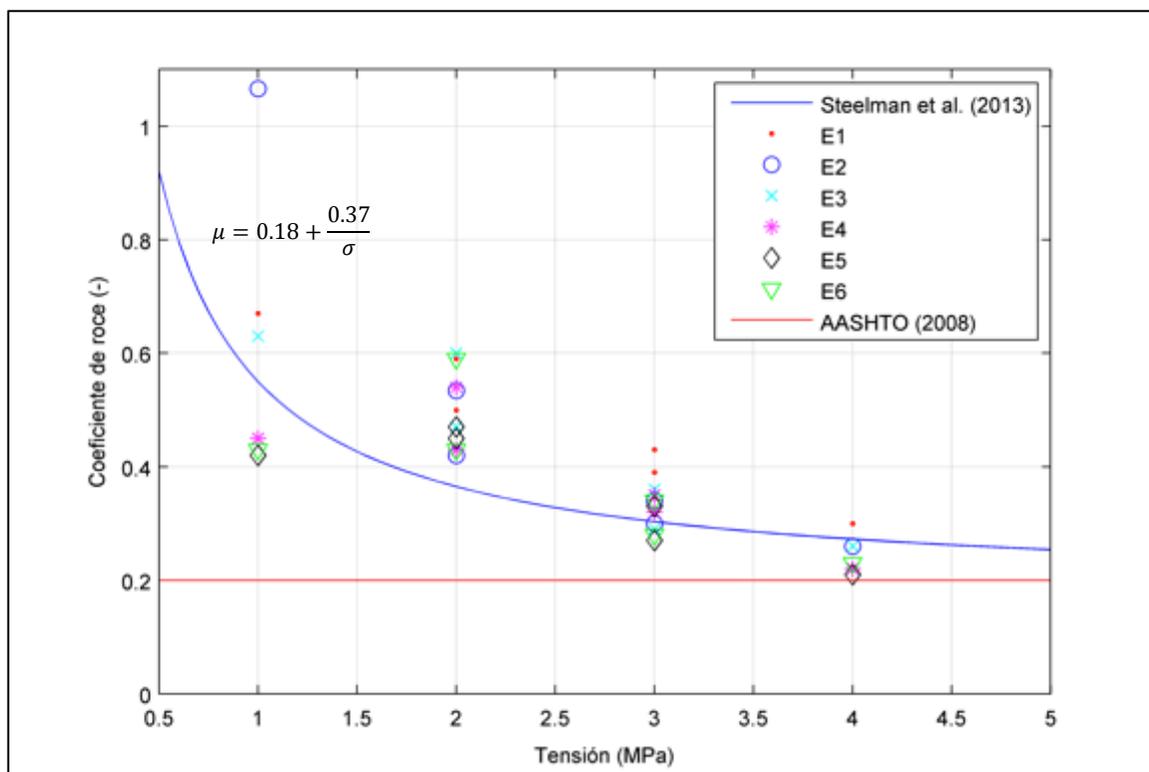


Figura 4-18 : Relación Coeficiente de roce estático v/s tensión de compresión (MPa) para todos los ensayos realizados

4.5 Implementación computacional de apoyos elastoméricos

La rigidez lateral de un apoyo elastomérico puede calcularse al multiplicar el módulo de corte G por su área A y dividir este producto por la altura efectiva de goma h_r . De la sección anterior, se obtuvo que el módulo de corte promedio de los apoyos elastoméricos ensayados bajo cargas cíclicas fue de 1.02 MPa y su coeficiente de roce promedio de 0.4. Suponiendo que los apoyos elastoméricos usados en Chile presentan características similares, es razonable pensar que un apoyo elastomérico cualquiera tiene un módulo de corte y coeficiente de roce similar a los obtenidos de los ensayos experimentales. Adicionalmente, el comportamiento histerético de apoyos elastoméricos

se puede modelar mediante una relación constitutiva simplificada al considerar una relación elasto plástica perfecta. Para obtener este modelo constitutivo, se requiere conocer sólo dos parámetros: las propiedades geométricas del espécimen y la tensión de compresión a la que está sometido.

En el modelo computacional de esta tesis, la relación constitutiva del apoyo elastomérico se modela con el material uniaxial *Steel01* (ver Figura 4-19) de *OpenSees*.

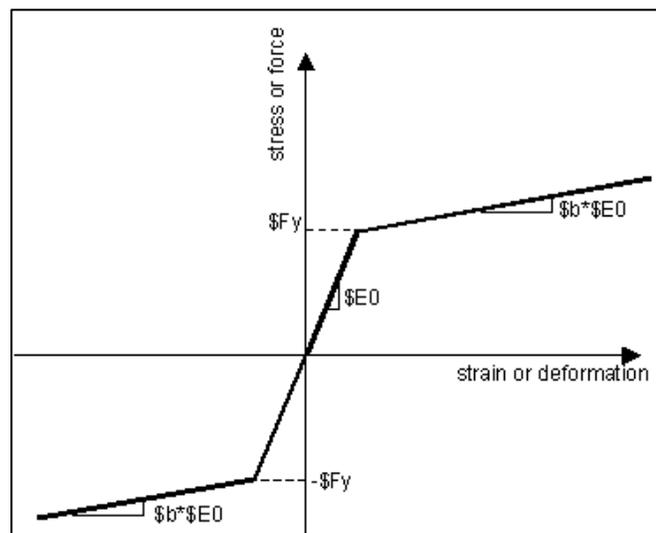


Figura 4-19: Relación constitutiva del elemento *Steel01* de *OpenSees*

5. MODELO NO LINEAL Y ANÁLISIS DINÁMICO

En este capítulo se presenta el puente escogido para el análisis, se describe su estructuración y características principales, se caracterizan los daños que presentó debido al terremoto del Maule, se describe la implementación computacional del modelo no lineal y por último se muestran y discuten los resultados de un tiempo historia no lineal aplicado al modelo.

Para la elección del puente en este trabajo, este debía presentar una estructuración en base a topes laterales de acero y apoyos elastoméricos. Además, por simplicidad del análisis computacional y dado que no se contaba con un modelo constitutivo de barras sísmicas de acero, el puente seleccionado no presenta ángulo de esviaje ni barras sísmicas. De la información de la Tabla 3-1, se puede extraer que el único puente que cumple con los requisitos anteriores es el PS Independencia.

5.1 Características generales del PS Independencia

El PS Independencia es un puente de 6 vanos que pertenece a la autopista concesionada Vespucio Norte. Este se encuentra ubicado en la calzada sur hacia la dirección oriente de la autopista a la altura del kilómetro +28.900 en la comuna de Independencia, Región Metropolitana (ver Figura 5-1).



Figura 5-1: Ubicación de PS Independencia

El puente presenta 6 vanos distintos de 21.7, 25.5, 22.5, 24.9, 27.9 y 17.7 m de poniente a oriente (ver elevación y planta en figuras, Figura 5-2 y Figura 5-3, respectivamente). Tiene 2 estribos (E1 y E2) en sus extremos y 5 cepas intermedias (C1, C2, C3, C4 y C5). Los estribos están estructurados mediante muros espaldares de hormigón armado mientras que las cepas están estructuradas a partir de columnas de sección circular y una viga cabezal, ambos de hormigón armado. La superestructura del puente consiste en una losa de 20 cm de espesor la cual presenta losas de continuidad y juntas de expansión térmica al término de cada vano. La losa está conectada a 5 vigas de hormigón pretensado que están simplemente apoyadas en cada vano. Las vigas tienen una altura de 151 cm y presentan la misma sección transversal a lo largo del puente. Por último, el puente presenta topes laterales de acero en el apoyo de cada viga tanto en las cepas como en los estribos.

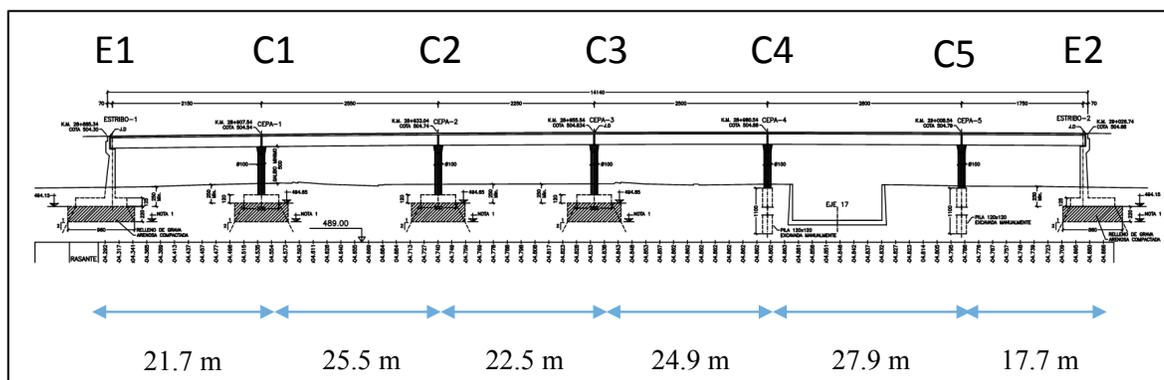


Figura 5-2: Elevación PS Independencia



Figura 5-3: Planta de PS Independencia

5.2 Descripción de los daños debido al terremoto del Maule del 2010

Luego del terremoto del Maule del 2010, un grupo de profesores del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la PUC, realizó una inspección visual del daño ocurrido en distintos puentes de la Región Metropolitana. De los puentes visitados, el PS Independencia fue uno de ellos. De la información recogida se concluyó que el PS no tuvo un colapso total de su estructura ni presentó caída de algún vano. Sin embargo mostró daños en topes laterales de acero y apoyos elastoméricos (ver Figura 5-4) y la superestructura resultó con un desplazamiento remanente (ver Figura 5-5).



Figura 5-4: Daño observado en el PS Independencia luego del terremoto del Maule del 2010



Figura 5-5: Desplazamiento remanente del PS Independencia luego del terremoto del Maule del 2010

La Figura 5-5 muestra la cepa 2 (C2 en la elevación de la Figura 5-2), en donde se observa un desplazamiento remanente de la superestructura de aproximadamente 50 cm (Buckle et al. (2012)). Las vigas de la superestructura no se cayeron debido a que la vigas cabezales de las cepas fueron diseñadas con una mesa de apoyo suficientemente larga (Hube & Rubilar, 2012). En la Figura 5-5 se observa que la superestructura se desplazó en dirección sur, moviéndose en forma independiente de la subestructura y que este desplazamiento produjo el daño en los topes laterales de acero del lado sur de las vigas. Los topes laterales de acero del lado norte de las vigas sufrieron daño pero no colapsaron. Por último, es posible observar que no ocurrió daño en cepas, vigas ni losas y que luego de ocurrido el sismo, el PS no tuvo riesgo de colapso, dado que los usuarios que transitaban en su parte inferior circulaban de manera usual.

En la siguiente sección se propone el modelo no lineal del PS Independencia. Específicamente, se desarrolla un modelo no lineal de la cepa 2 (ver Figura 5-5) y se analiza su respuesta en la dirección transversal con dos registros sísmicos del terremoto del Maule del 2010. El modelo incluye la información de los planos de construcción del PS dispuestos por el MOP junto con las relaciones constitutivas de topes laterales de acero y apoyos elastoméricos, obtenidas en los capítulos 3 y 4, respectivamente.

5.3 Modelo no lineal del PS Independencia

Se desarrolla un modelo no lineal en OpenSees (McKenna, 2006) el cual se observa en la Figura 5-6. En el modelo no lineal, todos los elementos se modelan con elementos resorte tipo *two node link*, definidos por 2 nodos. Cada uno de los nodos tiene 1 grado de

libertad, el que fue compatibilizado para trabajar sólo en la dirección X (dirección 2 según OpenSees).

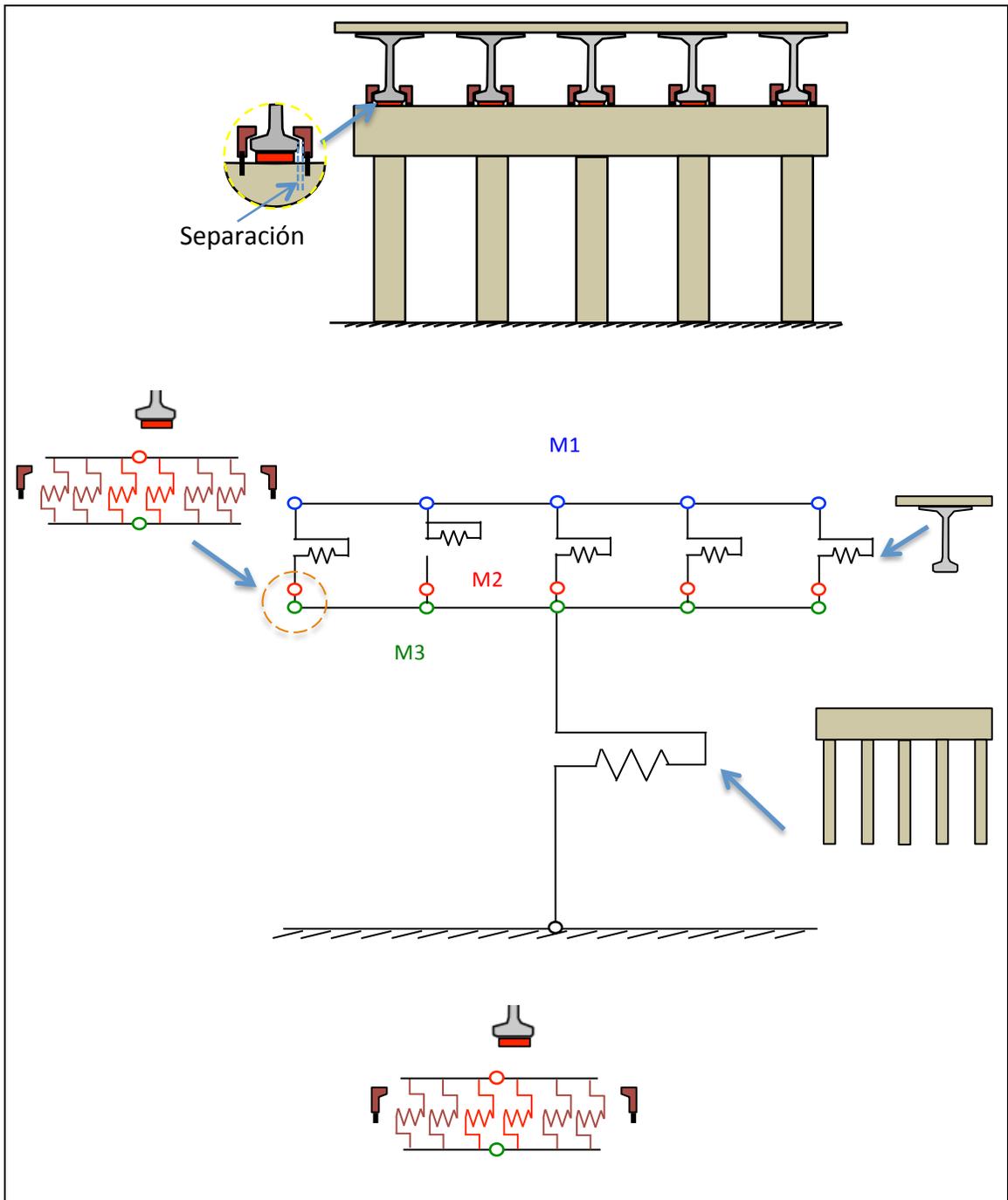


Figura 5-6: Modelo no lineal del PS Independencia

Los apoyos elastoméricos y los topes laterales de acero se modelan con relaciones constitutivas no lineales. La conexión entre las dos vigas de hormigón pretensado que llegan a la cepa 2 (una desde C1 y otra desde C3) y la cepa, se modela con un total de seis elementos: dos apoyos elastoméricos de dimensiones distintas, dos topes laterales de acero idénticos que trabajan en dirección +X y dos topes laterales de acero idénticos que trabajan en dirección -X, tal como se observa en la Figura 5-7. La cepa, las vigas de hormigón pretensado y la losa, se modelan en rango elástico debido a que no se observó daño alguno luego de ocurrido el terremoto del Maule. La cepa, compuesta por 5 columnas y una viga cabezal de HA, se modela como un resorte el cual se muestra en la Figura 5-6. Por último, la rigidez lateral de cada una de las vigas de hormigón pretensado en colaboración con la losa de HA se modelan como un único elemento resorte el cual se dispone a lo ancho de la superestructura (ver Figura 5-6).

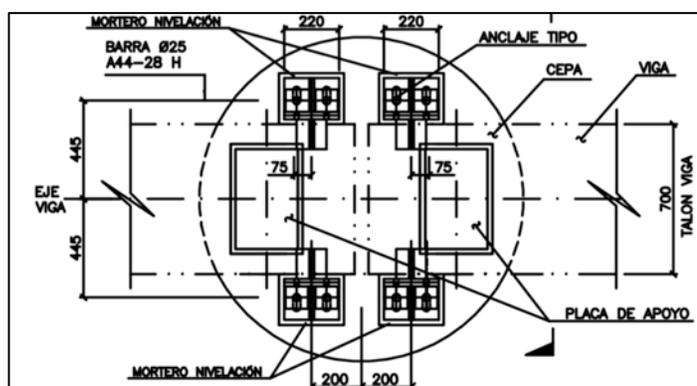


Figura 5-7: Planta de apoyo de vigas sobre cepas en el PS Independencia

5.3.1 Parámetros generales del modelo no lineal

La cepa 2 divide los vanos de 25.5 y 22.5 metros de longitud (ver Figura 5-8). Para el cálculo de las masas sísmicas que actúan en la cepa 2, se considera la mitad de cada vano.

Es importante notar que la superestructura sobre la cepa 2 es continua ya que existe una losa de continuidad en ese punto (ver Figura 5-8).

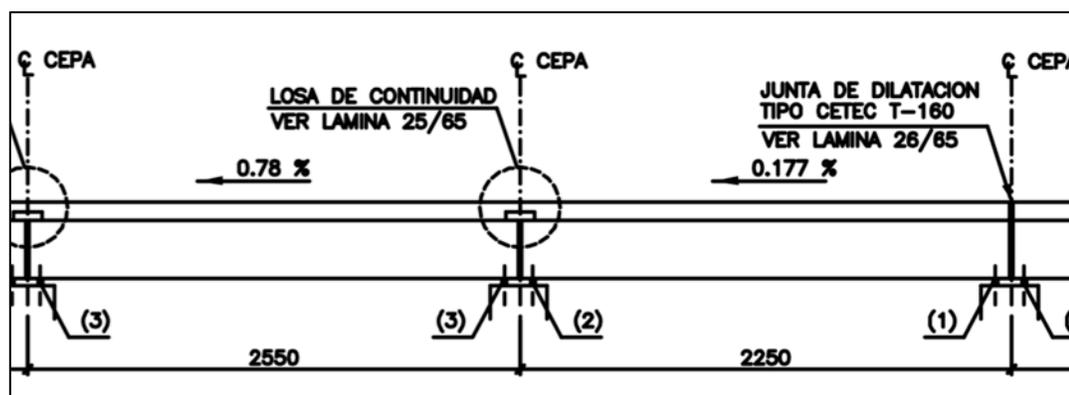


Figura 5-8: Detalle de elevación del PS Independencia

El modelo se encuentra empotrado a nivel de sello de fundación. Sobre este nodo se ubica un elemento *two node link* que representa la cepa con las 5 columnas de HA cuyos diámetros son de 100 cm y una viga cabezal de sección 60 x 100 cm, el cual se conecta en la parte superior a la superestructura. Sobre la cepa, la superestructura es definida por 5 líneas verticales de 3 nodos cada una (nodos verde, rojo y azul en Figura 5-6). Los nodos definen 3 tipos de masa asociadas: M1, M2 y M3. M1 considera la losa, la carpeta de rodado, las barandas y la mitad de la masa de las vigas. M2 considera la mitad de la losa de las vigas, mientras que M3 considera la masa de la viga cabezal y la masa de mitad de las columnas de HA. El valor de las masas utilizadas en el modelo no lineal para M1, M2 y M3, es de 284.7, 76.2 y 57.3 Ton, respectivamente, y se calculan con los datos de la Tabla 3-5. Por último, se asume que todos los nodos están compatibilizados

en la dirección X, o sea que el desplazamiento lateral de la línea de nodos verde, rojo y azul es idéntico para cada uno de ellos (ver Figura 5-6).

5.3.2 Estimación de la rigidez de la cepa, vigas y losa

Para determinar la rigidez lateral de la cepa 2 se realizó un modelo estructural en SAP2000 (Computers and Structures (1997)). La cepa 2 es de hormigón armado (ver plano en Figura 5-9) y está constituida por 5 columnas de diámetro 100 cm, unidas transversalmente en su parte superior por una viga cabezal de 60x100 cm². Sus dimensiones son 10.2 metros de alto desde el sello de fundación hasta la parte superior de la viga cabezal y 12 metros de ancho. El modelo de la cepa realizado en SAP2000 se muestra en la Figura 5-9. De este modelo se obtiene una rigidez lateral de la cepa K_c igual a 54855 kN/m. Se verificó el valor obtenido calculando la rigidez lateral teórica de un marco idéntico pero con dos variantes: rigidez de la viga superior nula e infinita. Al suponer rigidez de la viga superior nula se obtiene un valor de 16221 kN/m mientras que para el caso de rigidez infinita se obtiene un valor de 64888 kN/m. El valor obtenido del modelo de SAP2000 es más cercano a este último, ya que la viga cabezal impone rigidez a la deformación lateral de la cepa.

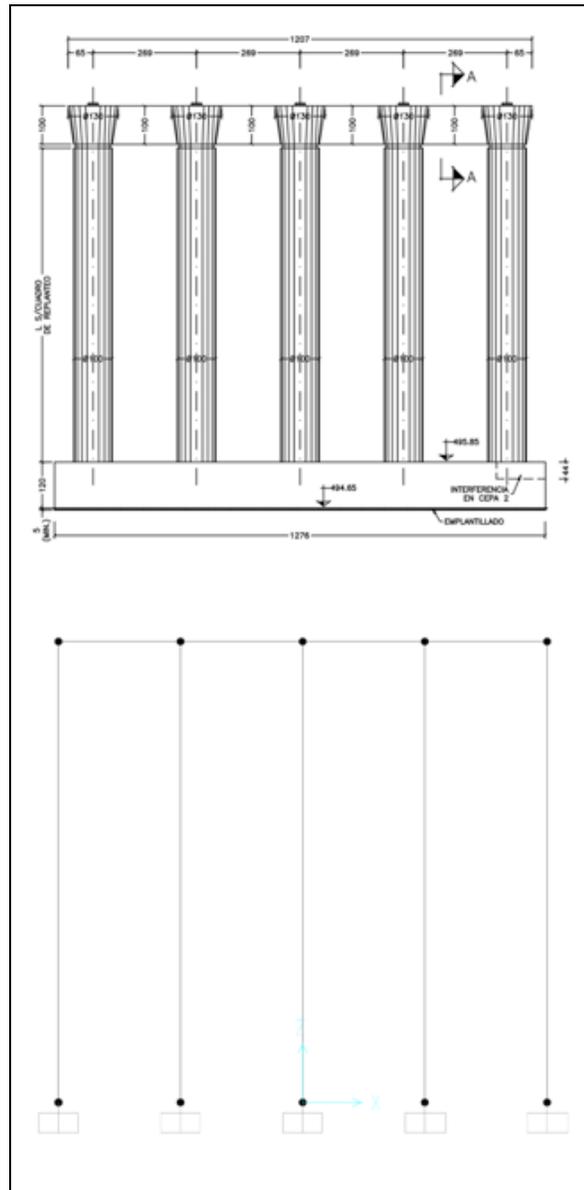


Figura 5-9: Plano y modelo en SAP2000 de Cepa 2 del PS Independencia

La superestructura (ver plano en Figura 5-10) consiste en 5 vigas de hormigón pretensado de 151 cm de altura, unidas en su parte superior por una losa de hormigón armado de 20 cm de espesor. Para determinar la rigidez lateral de la viga de hormigón pretensado se realizó un modelo de elementos finitos en el programa SAP2000. La viga

se modeló usando elementos *shell* de 4 nodos definidos con el espesor según sea la sección, (ver modelo en Figura 5-10) y material de hormigón armado. Para simular el comportamiento de la viga, esta se empotró en la parte superior simulando la restricción de desplazamiento y giro de la viga en torno a la losa. La rigidez lateral de la viga se obtiene de aplicar una fuerza horizontal en el extremo inferior de la viga y medir el desplazamiento horizontal respectivo. Usando el modelo de elementos finitos, se obtiene una rigidez de viga K_v igual a 16910 kN/m.

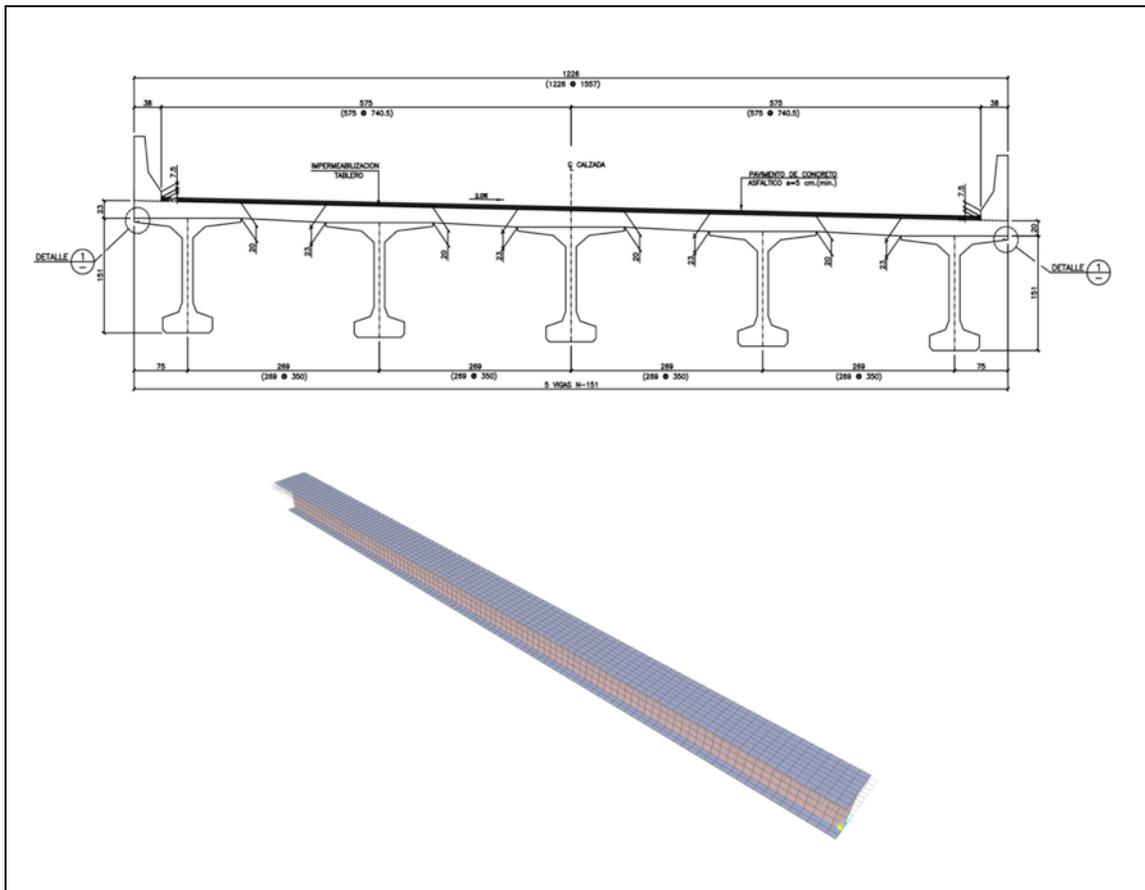


Figura 5-10: Plano y modelo en SAP2000 de sección de viga más losa de cepa 2 PS Independencia

5.3.3 Relación constitutiva de topes laterales de acero y apoyos elastoméricos

Las vigas de hormigón pretensado se encuentran restringidas lateralmente por topes laterales de acero, tal como muestra la Figura 5-7. En esta Figura se observa que cada viga está restringida por dos topes laterales de acero (uno a cada lado). La relación constitutiva considerada para los topes de acero es la que se muestra en la Figura 3-11. La curva histerética incluye una primera parte en donde el tope lateral de acero no actúa y su fuerza es nula. Según los planos (ver Figura 5-11), esta separación entre la viga de hormigón y el tope es de 35 mm. Cabe destacar que los topes laterales de acero del PS Independencia son idénticos a los del PS Américo Vespucio, que fueron los utilizados en la campaña experimental del capítulo 3.

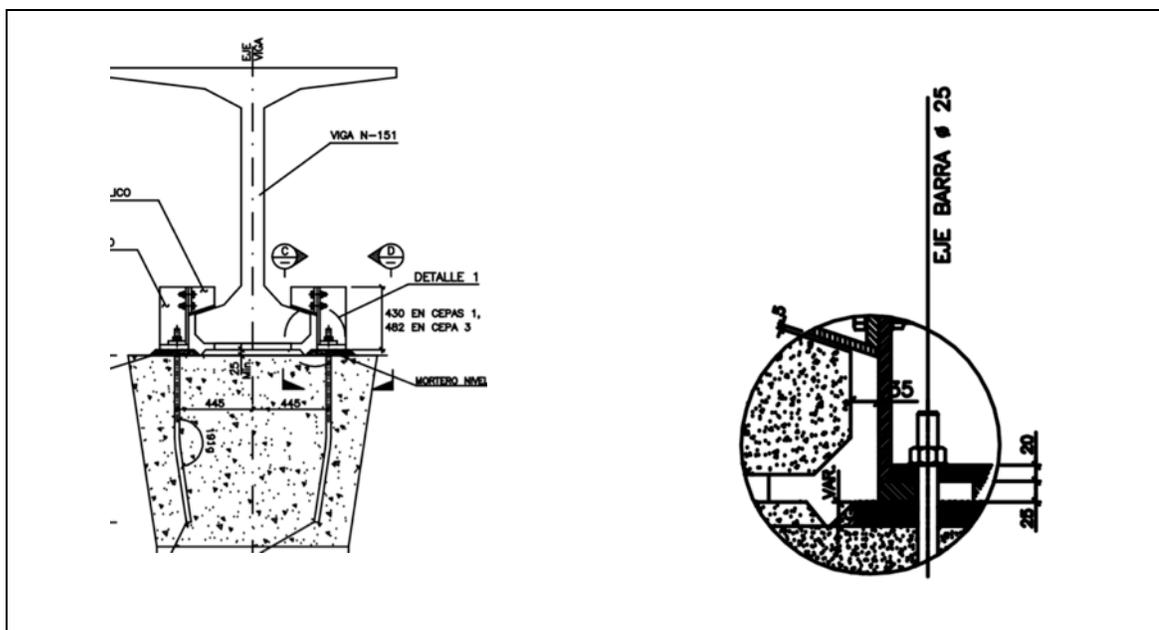


Figura 5-11: Planos de topes laterales de acero del PS Independencia

Para modelar los apoyos elastoméricos, se utiliza un modelo elasto plástico perfecto, tal como se mencionó en el Capítulo 4. Se consideran dos relaciones constitutivas distintas

ya que sobre la cepa 2 se disponen longitudinalmente apoyos elastoméricos distintos en su superficie, el apoyo tipo 2 y 3 (ver Figura 5-7 y Figura 5-8). Los apoyos elastoméricos tipo 2 y 3, tienen un área de $250 \times 400 \text{ mm}^2$ y $300 \times 400 \text{ mm}^2$, respectivamente, y ambos tienen una altura total de 34 mm, tal como se observa en la Figura 5-12. El tipo de apoyo para cada uno de los dos vanos de la cepa 2 se muestra en la Figura 5-8. Los apoyos elastoméricos tipo 3 y 2, sirven de apoyo para las vigas de hormigón pretensado provenientes de las cepas 1 y 3, respectivamente. Ambos apoyos tienen 3 láminas de acero de 3 mm de espesor y una altura libre de goma de 25 mm. Para calcular la rigidez y la fuerza de fluencia (o deslizamiento) de la curva histerética, se requiere adicionalmente conocer el valor del módulo de corte G y el coeficiente de roce de los apoyos elastoméricos. Para la rigidez de ambos apoyos, se usó la ecuación usada en el capítulo 4, en donde el módulo de corte corresponde al valor promedio de los ensayos cíclicos realizados en esta Tesis (1.02 MPa). La fuerza de fluencia se obtiene al multiplicar la carga axial promedio sobre el apoyo por el coeficiente de roce. La carga axial se obtiene de la Tabla 3-5 y el coeficiente de roce corresponde al valor promedio de los ensayos cíclicos, el cual fue de 0.4. Los valores usados para cada tipo de apoyo elastomérico en el modelo no lineal, se resumen en la Tabla 5-1.

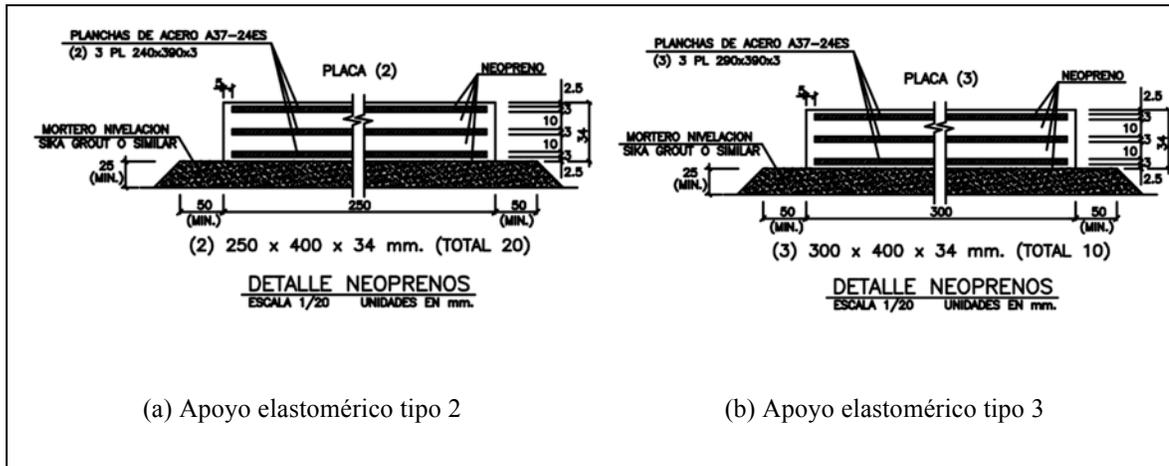


Figura 5-12 Apoyos elastoméricos incluidos en el modelo no lineal

Tabla 5-1: Propiedades usadas para los apoyos elastoméricos en el modelo no lineal

Apoyo	2	3
N=Carga axial (kN)	349	349
b (mm)	250	300
L (mm)	400	400
μ	0.4	0.4
$F_y = \mu N$ (kN)	139.6	139.6
G (MPa)	1.02	1.02
h_r (mm)	25	25
K (kN/m)	4080	4900

5.3.4 Análisis modal, amortiguamiento e integración numérica

Se realiza un análisis modal del modelo de elementos finitos para obtener las propiedades dinámicas del modelo. Los períodos para los tres primeros modos se resumen en la Tabla 5-2. Los modos 1, 2 y 3, presentan una masa modal efectiva (MME) en la dirección de análisis (X) de 95.5 %, 4.4 % y 0.1 %, respectivamente.

Tabla 5-2 Modos principales del modelo

Modo	T(seg)	MME (%)
1	0.6708	95.5
2	0.1426	4.4
3	0.1389	0.1

Para el amortiguamiento, se utilizó un amortiguamiento tipo Rayleigh. Se escogió un amortiguamiento de 2% para los modos 1 y 3, según recomendaciones de Sarrazin et al. (2013).

Por último, para la integración numérica se utilizó el método de Newmark con $\gamma = 0.5$ y $\beta = 0.25$ (aceleración lineal) e iteraciones del tipo Newton-Raphson.

5.4 Pushover

Para entender el comportamiento del puente ante sollicitaciones laterales, se realiza un análisis estático no lineal o pushover utilizando el modelo no lineal. El análisis considera un desplazamiento horizontal sobre la superestructura (ver nodos azules en Figura 5-6), el cual va incrementando su valor hasta provocar la rotura de los topes laterales de acero. En la Figura 5-13 se muestra el corte basal (V_{basal}) versus desplazamiento de la losa junto con cuatro puntos característicos sobre esta curva. El punto 1 muestra cuando la superestructura comienza a desplazarse lateralmente debido a la deformación lateral de los apoyos elastoméricos en su parte inferior. En el punto 2, el ala inferior de las vigas de hormigón pretensado impactan los topes laterales de acero, los que comienzan a trabajar y se produce un aumento de la rigidez lateral. Desde el punto 2 y hasta el punto 3, los topes laterales de acero están en contacto con la viga, luego fluyen y estos alcanzan su resistencia máxima en el punto 3. Después de este punto, se produce una

degradación en la resistencia de los topes laterales de acero hasta que se produce su rotura (ver punto 4). La descripción anterior se resume en Figura 5-14.

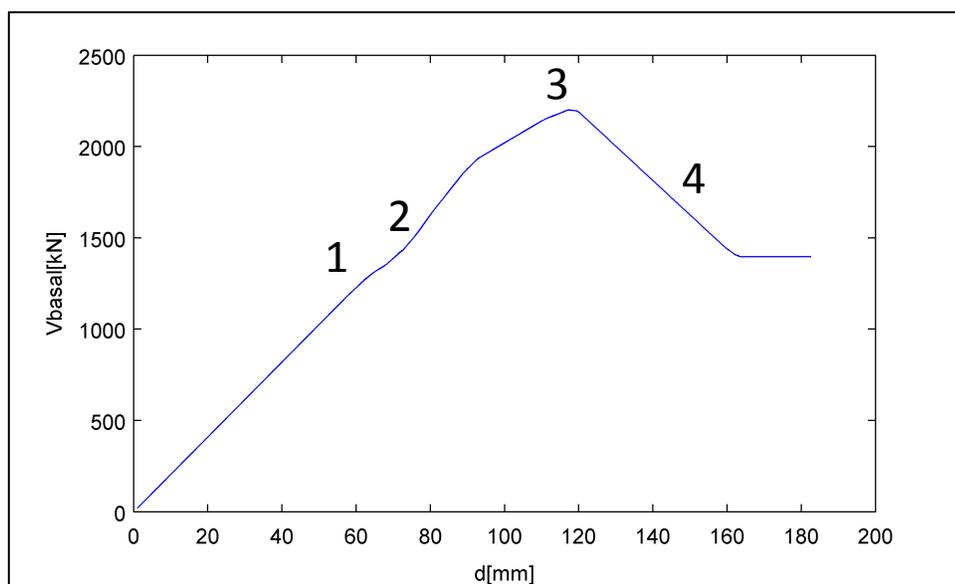


Figura 5-13: Pushover realizado al modelo no lineal

El corte basal máximo obtenido en el análisis fue de 2200 kN y corresponde aproximadamente a la suma de la resistencia máxima de los 10 apoyos elastoméricos (139.6 kN c/u) y los 10 topes laterales de acero actuando en la dirección del análisis (83.6 kN c/u). En este punto, la deformación relativa entre los nodos rojos y verdes del modelo (figura 5.6) es de 58.6 mm y corresponde a la deformación de resistencia máxima de los topes laterales de acero.

La rotura de los topes laterales de acero se predice para un desplazamiento de losa de 164.3 mm. Luego de este desplazamiento, la superestructura (vigas y losa) sigue desplazándose lateralmente sobre la viga cabezal, tal como se muestra en Figura 5-5.

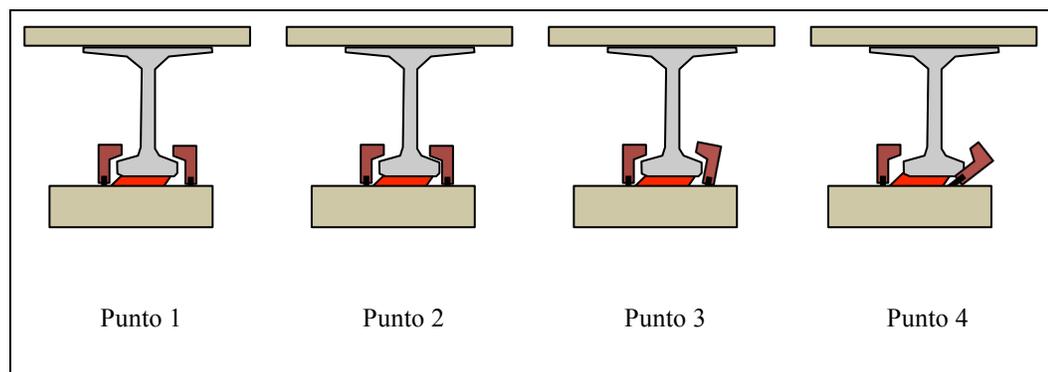


Figura 5-14: Desplazamiento de superestructura en Pushover

5.5 Registros sísmicos usados para el análisis dinámico

El PS Independencia se encuentra ubicado en un sector de la ciudad de Santiago donde la velocidad de ondas de corte (V_{s30}) es cercana a los 300 m/s (Sáez, 2014²). Por esta razón, se requieren registros sísmicos del terremoto del Maule con un valor de V_{s30} similar para ser usados en el tiempo historia no lineal. En el reporte publicado por Kayen et al. (2014) se muestra que los registros sísmicos del terremoto del Maule medidos en las estaciones de Peñalolén y Viña del Mar Centro, ambos pertenecientes a la red de cobertura nacional de acelerógrafos (RENADIC), presentan un valor de V_{s30} de 312 y 289 m/s, respectivamente. Por lo tanto, las dos componentes horizontales de estos registros sísmicos se utilizan en el análisis tiempo historia no lineal de esta Tesis. Los registros de aceleraciones se muestran en las figuras 5-15 y 5-16. Los espectros elásticos de pseudo-aceleración, considerando un amortiguamiento de 5%, se muestran en la

²Esteban Sáez / profesor del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotecnia / esaez@ing.puc.cl

Figura 5-17. La curva para el registro sísmico de Viña del Mar Centro (EW) presentó el *peak* máximo de las 4 curvas, con un valor de 1.42 g para un período de 0.71 segundos.

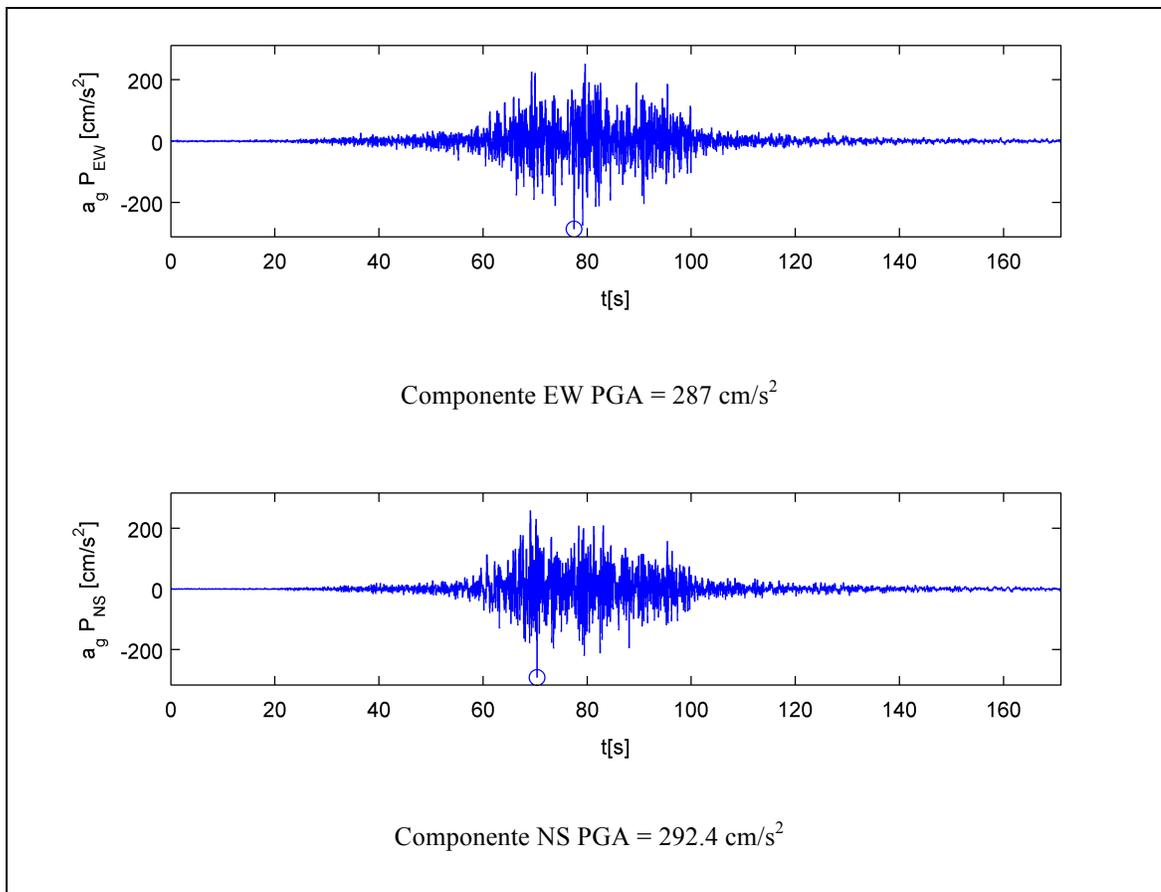


Figura 5-15: Registros sísmicos de Peñalolén según RENADIC

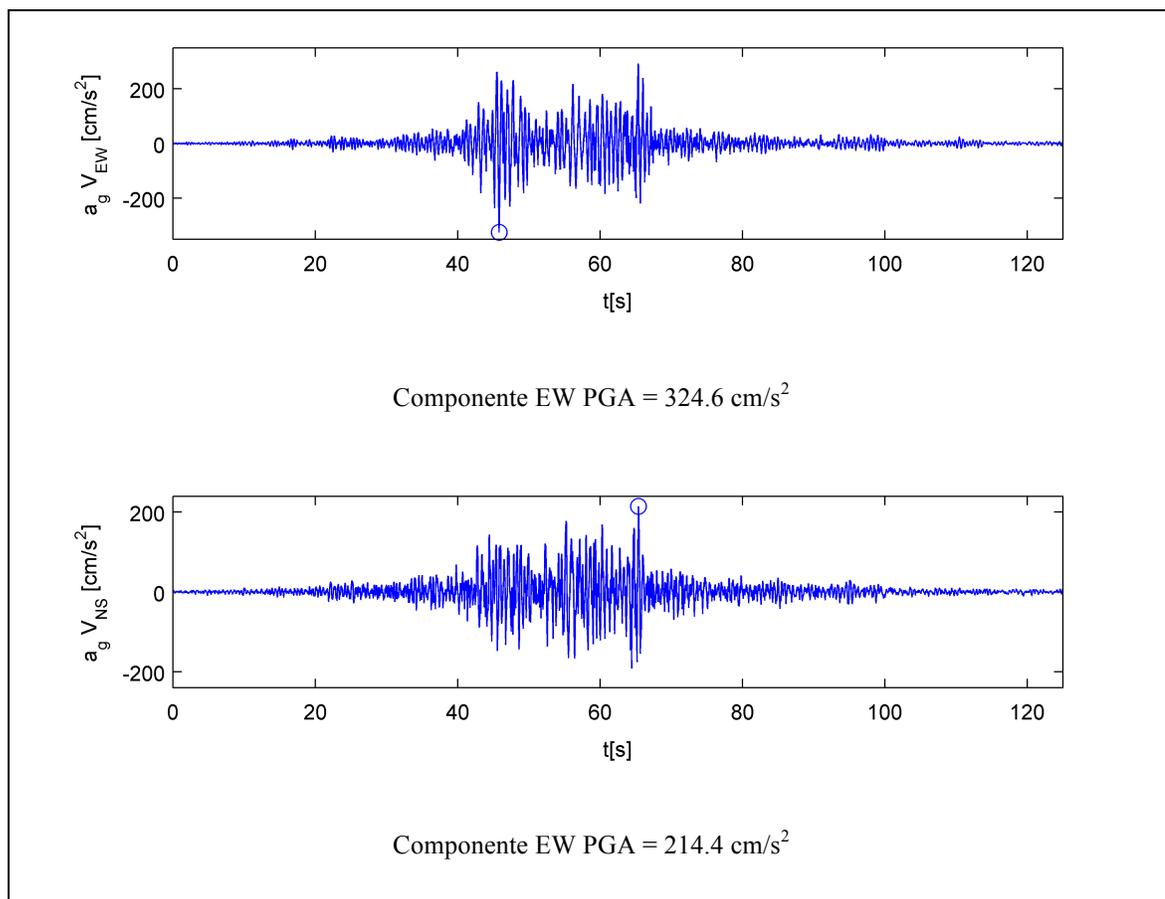


Figura 5-16: Registros sísmicos de Viña del Mar Centro según RENADIC

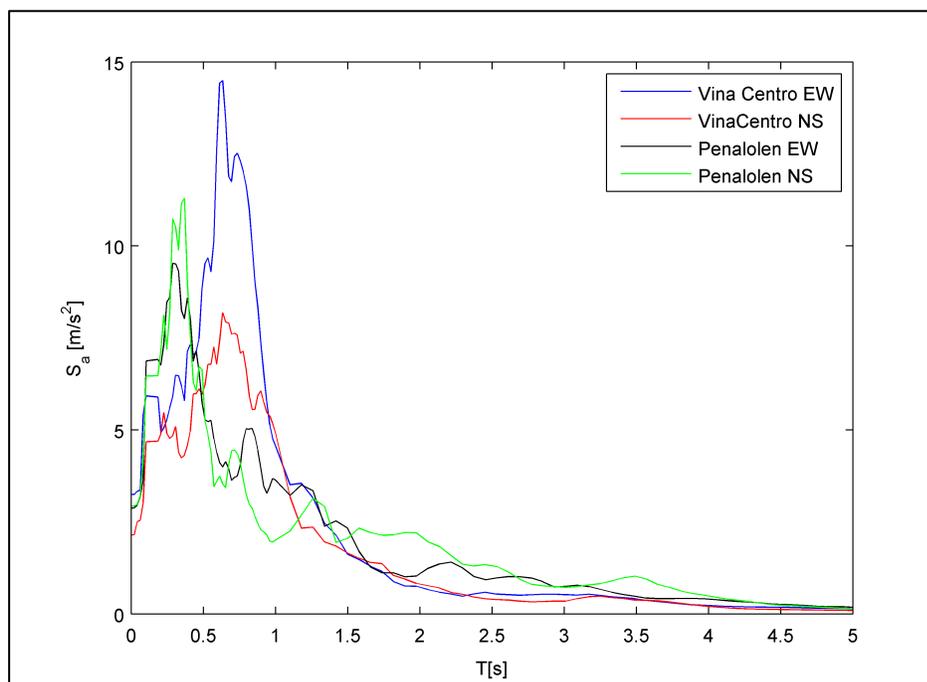


Figura 5-17: Espectros elásticos de pseudo-aceleración, componentes horizontales de los registros del Maule de Viña Centro y Peñalolén

5.6 Resultados del tiempo historia no lineal

Para verificar el modelo no lineal propuesto en esta Tesis se realiza un análisis tiempo historia no lineal de la cepa 2 del PS Independencia. El análisis no lineal se realiza para los cuatro registros sísmicos mostrados en la sección anterior. Del análisis, se obtienen los valores de desplazamientos relativos mínimo y máximo de los apoyos elastoméricos y el desplazamiento remanente de la superestructura al término del análisis y la fuerza máxima en cada tope lateral de acero actuando en dirección +X y -X. Todos estos datos se resumen en la Tabla 5-3.

Tabla 5-3: Resultados del análisis tiempo historia no lineal

Registro	Peñalolén	Peñalolén	Viña del Mar Centro	Viña del Mar Centro
Componente	EW	NS	EW	NS
D _{relativo} mínimo (mm)	-42.2	-37.5	-75.7	-48.8
D _{relativo} máximo (mm)	41.1	36.3	52.1	45.2
D _{remanente} (mm)	4.9	0.65	-38.5	0.23
F _{máx} tope dirección +X(kN)	52.9	29.1	72.2	60.3
F _{máx} tope dirección -X (KN)	-54.9	-14.7	-83.2	-66.6

De la Tabla 5-3 se obtienen las siguientes observaciones. Todos los casos de análisis presentaron un desplazamiento relativo mayor en la misma dirección. Con respecto al desplazamiento remanente, sólo el análisis tiempo historia del registro de Viña del Mar Centro componente EW presentó un valor relativamente grande, 38.5 mm en la dirección -X. El desplazamiento remanente de los otros tres análisis son de menor magnitud. Por último, se observa que tres de los cuatros casos (todos excepto el registro de Peñalolén componente NS) presentaron una fuerza máxima mayor en el tope lateral de acero en dirección -X (izquierdo) en comparación al en dirección +X (derecho).

Del análisis anterior se concluye que el desplazamiento remanente estimado por el modelo no lineal es mucho menor al real. El desplazamiento remanente de la superestructura después del terremoto del Maule fue del orden de 500 mm (Figura 5-5) y se puede concluir que el análisis para el registro sísmico de Viña del Mar Centro componente EW es el que más se relaciona con la realidad. En la Figura 5-5, la superestructura resultó con un desplazamiento remanente hacia la izquierda y se observa que todos los topes laterales de acero en la dirección -X llegaron a su capacidad máxima.

Para entender los resultados del análisis no lineal, a continuación se muestran la respuesta en el tiempo y relaciones fuerza deformación para el caso descrito anteriormente. La Figura 5-18 muestra el desplazamiento relativo de apoyos elastoméricos (nodos verdes y rojos en la definición del modelo) para el registro sísmico de Viña del Mar Centro componente EW. En ella se observa el desplazamiento remanente de 38.5 mm. Además, en la Figura 5-19, se obtienen las relaciones fuerza deformación de apoyos elastoméricos y topes laterales de acero. Se observa que el apoyo elastomérico tipo 3 alcanza en un mayor número de veces la fluencia, esto se debe ya que su deformación de fluencia (28.5 mm) es menor que la del apoyo elastomérico tipo 2 (34.2 mm). Por último, la relación fuerza deformación del tope lateral de acero muestra que este ya alcanzó su resistencia máxima e inició su proceso de degradación de rigidez.

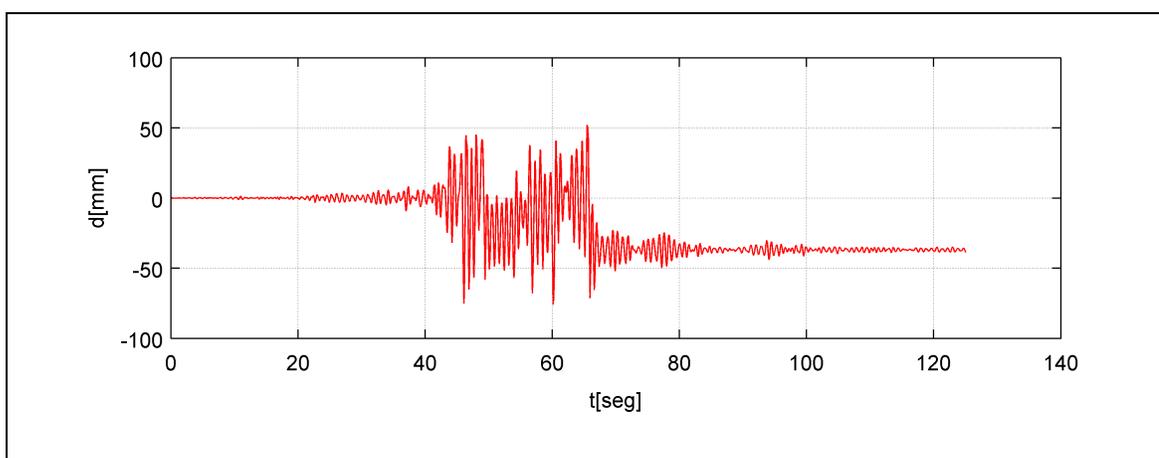


Figura 5-18: Desplazamiento relativo de apoyos elastoméricos en el tiempo (Viña del Mar Centro EW)

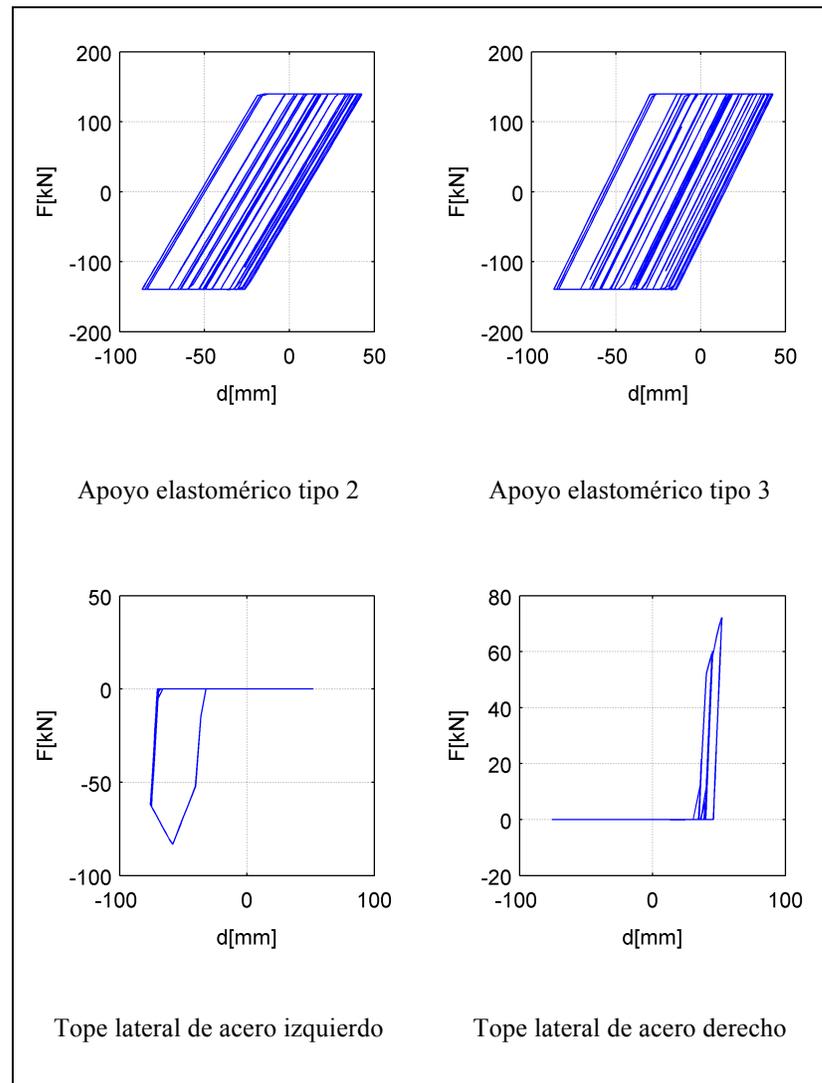


Figura 5-19: Relaciones fuerza deformación para apoyos elastoméricos y topes laterales de acero según el análisis tiempo historia Viña del Mar Centro EW

El desplazamiento remanente máximo del modelo fue de 38.5 mm hacia la izquierda, el cual es un 92.3% menor que las observaciones planteadas por Buckle et al. (2012) (500 mm). Debido a esto es que vuelven a realizar los análisis tiempo historia para cada uno de los registros en estudio, pero en este caso, se amplifican por un factor de 2. Los resultados se resumen en la Tabla 5-4 y se muestran las gráficas del análisis tiempo

historia no lineal del registro sísmico de Peñalolén (EW), el cual es el que mejor representa el comportamiento presentado por el PS Independencia posterior al terremoto del Maule para este caso.

Tabla 5-4: Resultados del tiempo historia no lineal con registros amplificados por 2

Registro	Peñalolén	Peñalolén	Viña del Mar Centro	Viña del Mar Centro
Componente	EW	NS	EW	NS
$D_{\text{relativo}} \text{ mínimo (mm)}$	-259.7	-48.6	-90.4	-113.6
$D_{\text{relativo}} \text{ máximo (mm)}$	73.5	61.2	210.7	96.9
$D_{\text{remanente}} \text{ (mm)}$	-217.0	11.6	91.2	7.7
$F_{\text{máx}} \text{ tope 1 (kN)}$	81.8	82.9	83.1	69.1
$F_{\text{máx}} \text{ tope 2 (KN)}$	-83.3	-66.2	-83.4	-81.2

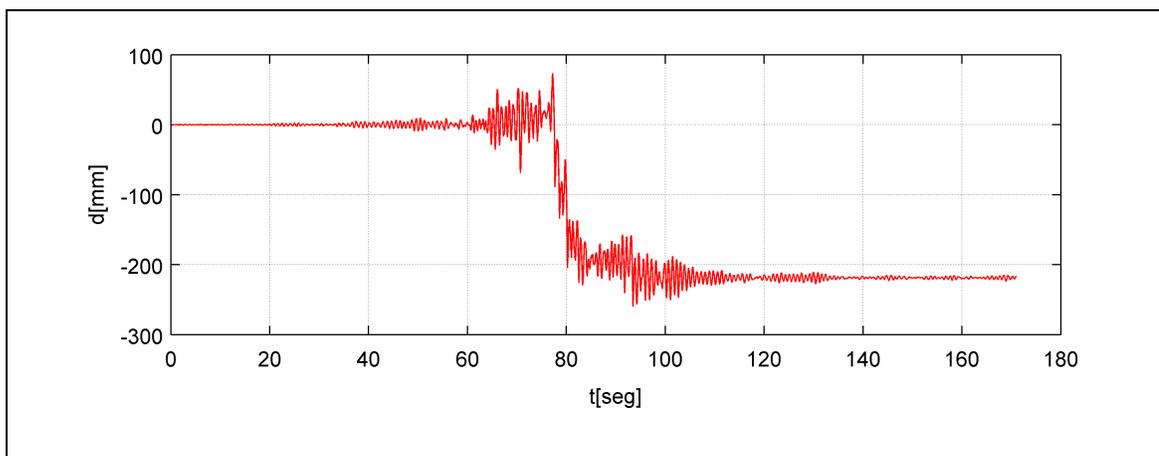


Figura 5-20: Desplazamiento relativo de apoyos elastoméricos en el tiempo (Peñalolén EW amplificado por 2)

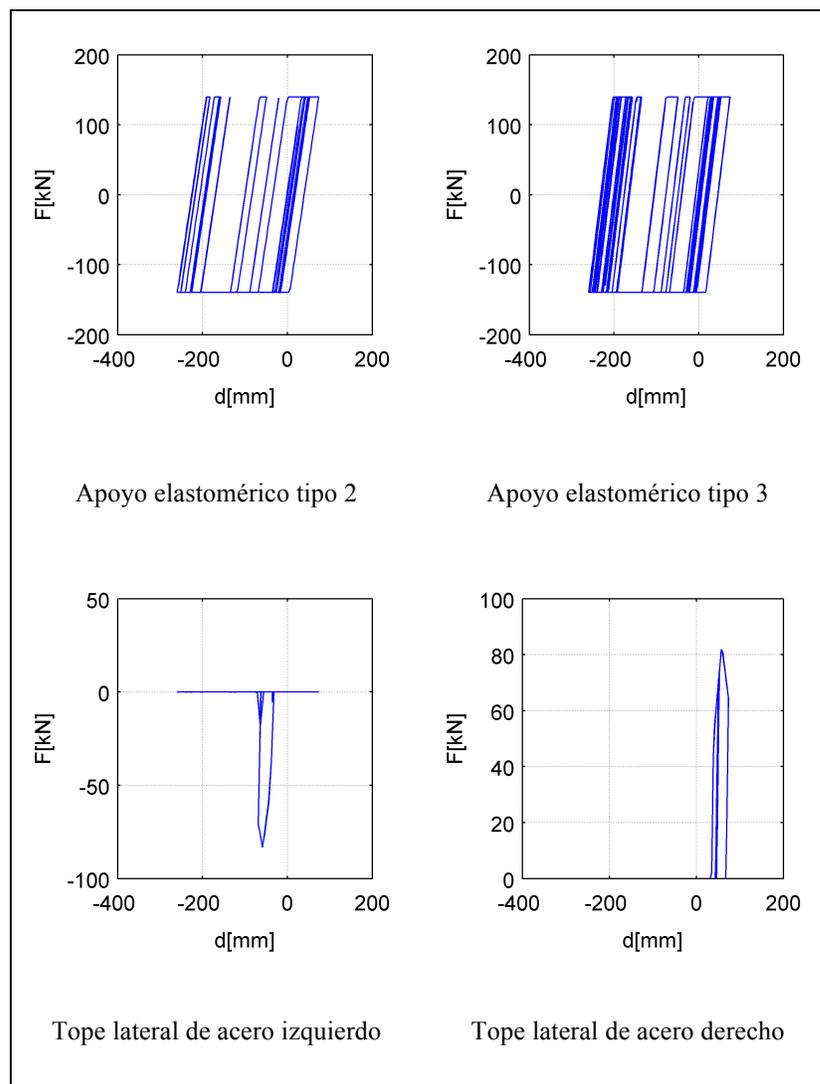


Figura 5-21: Relaciones fuerza deformación para apoyos elastoméricos y topes laterales de acero según el análisis tiempo historia Peñalolén EW (F=2.0)

De la Tabla 5-4 se obtienen las siguientes observaciones. Sólo los casos de Peñalolén (EW) y Viña del Mar Centro (NS) presentaron un desplazamiento remanente considerable. Estos fueron de 217 y 91.2 mm, respectivamente. El resto de los análisis presentaron valores de menor magnitud. Por último, se observa que tres de los cuatros casos (todos excepto el registro de Peñalolén componente NS) presentaron una fuerza

máxima mayor en el tope lateral de acero en dirección $-X$ (izquierdo) en comparación al en dirección $+X$ (derecho). Esta última observación se repite de igual forma que para los análisis realizados con un factor de amplificación del registro de 1.

Al comparar los resultados de las tablas 5-3 y 5-4 se puede concluir que existe mucha variabilidad en la respuesta según sea el registro sísmico usado. Esto puede deberse al comportamiento no lineal del modelo. En efecto, se comprobó que al variar el factor de amplificación del registro usado en el análisis, el desplazamiento remanente obtenido variaba en gran magnitud.

En conclusión, el modelo no lineal propuesto logra reproducir el deslizamiento de los apoyos elastoméricos y la falla del PS Independencia. El modelo predice daño en los topes laterales de acero, en donde fallan sólo los ubicados a un lado de la viga (según la Figura 5-5), para 3 de los 4 casos analizados con un factor de amplificación de 1. Por otro lado, el modelo predice desplazamiento residual para 2 casos analizados. Estos son los registros de Viña del Mar Centro (EW) y Peñalolén (EW), con un factor de amplificación de 1 y 2, respectivamente. Para el caso de Viña del Mar Centro (EW) se obtuvo un desplazamiento remanente de 38.5 mm, mientras que para el registro de Peñalolén (EW) se obtuvo un valor de 217 mm, ambos en dirección $-X$. A continuación se describen algunas razones por las cuales el modelo no lineal puede presentar fallas.

El modelo no lineal no es capaz de representar adecuadamente la respuesta sísmica del puente por varias razones. La primera razón podría ser la utilización de registros sísmicos inadecuados, los cuales no representan la aceleración real en la ubicación del

paso superior en estudio. En segundo lugar, puede haber un error al suponer que todos los topes laterales de acero son impactados por el ala inferior de las vigas de hormigón pretensado al mismo tiempo, lo cual no necesariamente ocurre en la realidad. En tercer lugar, se consideró una resistencia máxima de los topes laterales de acero obtenida de ensayos experimentales según Hube & Rubilar (2012), la cual varía en la práctica ya que depende de la ubicación de los pernos de anclaje en obra. En cuarto lugar, el coeficiente de roce usado en el análisis quizás no coincide con el coeficiente de roce que existía entre los apoyos elastoméricos y la viga cabezal del PS Independencia. Por último, las diferencias se podrían explicar por el efecto de escala de los apoyos elastoméricos. Existe una gran diferencia en la altura total y altura efectiva de goma entre los apoyos elastoméricos ensayados experimentalmente y los apoyos del puente. Este valor es de 90 y 72 mm, y de 34 y 25 mm para los apoyos elastoméricos ensayados y los existentes en el PS, respectivamente. Esta diferencia se traduce en una variación en el valor de la rigidez lateral de 2695 kN/m para los apoyos elastoméricos ensayados y de 4080 y 4900 kN/m para los apoyos utilizados en el modelo no lineal.

6. CONCLUSIONES

6.1 Conclusiones generales

Se realizó un catastro de doce pasos inferiores y superiores de puentes dañados durante el terremoto del Maule de 2010. El catastro muestra que los puentes con topes laterales de acero no tienen barras sísmicas. La mayoría de los puentes tiene 2 vanos, estos vanos tienen en promedio 4 vigas de hormigón pretensado, y que las dimensiones promedio del tablero de cada vano son de 26.2 metros de largo y 12.7 metros de ancho. La losa del tablero es de 20 cm de espesor para todos los puentes del catastro. Se concluye que la altura promedio de los apoyos elastoméricos de las cepas (38 mm) es menor que la altura promedio de los apoyos de los estribos (61 mm). En consecuencia, los apoyos de las cepas tienen un menor número de placas de acero que los apoyos de los estribos. Esta diferencia de altura se usa para distribuir el corte basal entre la cepa y los estribos según disposiciones de diseño. La carga gravitacional promedio sobre los apoyos elastoméricos es de 430 kN y la tensión promedio resultó ser de 3.2 MPa.

Se propuso un modelo constitutivo para topes laterales de acero utilizando los resultados de la campaña experimental según Hube & Rubilar (2012). La resistencia promedio de los topes laterales de acero es de 84.3 kN con una deformación promedio de 34.6 mm. La relación constitutiva propuesta considera 3 tramos lineales e incluye una separación (*gap*) de 35 mm existente entre el tope y el ala inferior de la viga de hormigón pretensado. Esta relación se implementó computacionalmente en *OpenSees* (McKenna,

2006) utilizando dos materiales uniaxiales conectados en serie, *hysteretic* y *ElasticPPGap*.

Se realizó una campaña experimental de 6 apoyos elastoméricos bajo cargas monotónicas y cíclicas. Estos son de 400x500x90 mm y están contruidos en base de goma con 6 placas de acero de 3 mm de espesor. Mediante los ensayos a realizar, se busca determinar el valor del módulo de corte G de la goma de los apoyos. Cada uno de los seis apoyos fue sometido a un total de 6 ensayos, 4 monotónicos y 2 cíclicos. Los ensayos monotónicos se realizaron con una velocidad constante de 2 mm/s. Los ensayos cíclicos fueron sometidos a distintas velocidades de aplicación de carga lateral y a un historial de desplazamiento creciente, el cual consiste en grupos de 3 ciclos de igual amplitud. De los resultados obtenidos para los ensayos monotónicos se observó un comportamiento similar al presentado por Steelman et al. (2013). Al igual que en los resultados obtenidos por el autor, la relación fuerza deformación parte con una rigidez elástica, para luego llegar a un *peak* fijado por el coeficiente de fricción estático, descender y mantenerse a una resistencia constante dado por el coeficiente de roce dinámico. El valor promedio de módulo de corte G para los ensayos cíclicos fue de 1.02 MPa y resultó ser un 12.5% menor que para los ensayos monotónicos. Por último, los ensayos realizados en esta Tesis confirman que a medida que aumenta la tensión de compresión, el valor del coeficiente de roce estático μ decrece, lo que confirma lo obtenido por Steelman et al. (2013).

Adicionalmente, se propone una relación constitutiva simplificada de apoyos elastoméricos al considerar una relación elasto plástica perfecta usando los resultados de la campaña experimental. Para obtener este modelo constitutivo, se requiere conocer sólo dos parámetros: las propiedades geométricas del apoyo y la tensión de compresión a la que está sometido. La implementación computacional se realiza en *OpenSees* usando el material uniaxial *Steel01*.

Se desarrolló un modelo no lineal del PS Independencia en *OpenSees* que incluyera las relaciones constitutivas de topes laterales de acero y de apoyos elastoméricos. Luego del terremoto del Maule del 2010 se concluyó que el PS no tuvo un colapso total de su estructura ni presentó caída de algún vano. Sin embargo mostró daños en topes laterales de acero y apoyos elastoméricos y la superestructura resultó con un desplazamiento remanente. El desplazamiento remanente de la superestructura fue de aproximadamente 50 cm (Buckle et al., 2012) y las vigas de la superestructura no se cayeron debido a que las vigas cabezales de las cepas fueron diseñadas con una mesa de apoyo suficientemente larga (Hube & Rubilar, 2012). En el modelo no lineal, todos los elementos se modelan con elementos resorte tipo *two node link*. Los apoyos elastoméricos y los topes laterales de acero se modelan con relaciones constitutivas no lineales. La relación constitutiva considerada para los topes de acero es la obtenida en el capítulo 3. Para modelar los apoyos elastoméricos, se utiliza un modelo elasto plástico perfecto, tal como se mencionó en el Capítulo 4. Se consideran dos relaciones constitutivas distintas ya que sobre la cepa 2 se disponen longitudinalmente apoyos elastoméricos distintos en su superficie, el apoyo tipo 2 y 3. La cepa, las vigas de hormigón pretensado y la losa, se

modelan en rango elástico debido a que no se observó daño alguno luego de ocurrido el terremoto del Maule. Para el amortiguamiento, se utilizó un amortiguamiento tipo Rayleigh. Se escogió un amortiguamiento de 2% para los modos 1 y 3, según recomendaciones de Sarrazin et al. (2013). Para verificar el modelo no lineal propuesto en esta Tesis se realiza un análisis tiempo historia no lineal de la cepa 2 del PS Independencia. El análisis no lineal se realiza para cuatro registros sísmicos. En conclusión, el modelo no lineal propuesto logra reproducir el deslizamiento de los apoyos elastoméricos y la falla del PS Independencia. El modelo predice daño en los topes laterales de acero, en donde fallan sólo los ubicados a un lado de la viga (según la Figura 5-5), para 3 de los 4 casos analizados con un factor de amplificación de 1. Por otro lado, el modelo predice desplazamiento residual para 2 casos analizados. Estos son los registros de Viña del Mar Centro (EW) y Peñalolén (EW), con un factor de amplificación de 1 y 2, respectivamente. Para el caso de Viña del Mar Centro (EW) se obtuvo un desplazamiento remanente de 38.5 mm, mientras que para el registro de Peñalolén (EW) se obtuvo un valor de 217 mm, ambos en dirección -X.

6.2 Recomendaciones a la normativa chilena

Las recomendaciones de esta Tesis al Manual de Carreteras (MOP, 2010) son las siguientes:

En primer lugar se propone el seguir usando topes laterales de acero en pasos superiores del país. Se demostró que trabajaron de manera adecuada durante el terremoto del Maule pero que para su correcto desempeño se requieren dos factores importantes. Por un lado se debe fiscalizar la instalación de los pernos de anclaje de estos topes en obra de manera de estandarizar valores de fluencia y resistencia máxima según diseño, ya que se demostró que el recorrido dentro de las perforaciones ovaladas de la placa base produce grandes diferencias en la resistencia máxima obtenida. Por otro lado, para que los topes laterales de acero trabajen como elemento de sacrificio se debe disponer de una longitud de mesa de apoyo adecuada para el desplazamiento lateral, sobre todo en puentes con esviaje.

En segundo lugar se recomienda analizar el coeficiente de roce de diseño usado en apoyos elastoméricos según la tensión de compresión aplicada. Para ello, se recomienda la expresión algebraica obtenida por Steelman et al. (2013).

Por último, para entender el comportamiento del puente ante sollicitaciones laterales se recomienda analizar el puente mediante un *pushover*. Con esto, se pueden calcular variables de diseño tales como separación de vigas y topes laterales de acero, deslizamiento de apoyos elastoméricos y cálculo de longitud de mesa de apoyo.

6.3 Futuras investigaciones

Se propone estudiar la estructuración actual del PS Independencia luego de las modificaciones posteriores al terremoto del Maule (ver Figura 6-1). Para ello, se deben eliminar los topes laterales de acero del modelo e incluir cuatros topes laterales de hormigón cuya resistencia máxima es muy superior al valor utilizado en esta Tesis. Para ello, se recomienda primero realizar un *pushover* donde se analice la capacidad de corte basal en las columnas de la cepa, ya que a diferencia de la estructuración existente en el terremoto del Maule, el corte basal no está fijado en el diseño.



Figura 6-1 Estructuración actual del PS Independencia

Se propone mejorar las limitantes del modelo no lineal, tales como la utilización de registros sísmicos escalados, mejorar el supuesto que todos los topes laterales de acero son impactados por el ala inferior de las vigas de hormigón pretensado al mismo tiempo, mejorar la variabilidad de la resistencia máxima de los topes laterales de acero, obtener

el valor real del coeficiente de roce en el lugar y mejorar los efectos de escala en los apoyos elastoméricos.

Por último, se propone considerar un análisis 3D de algún PS y considerar la existencia de ángulo de esviaje, como así también, modelar algún puente estructurado con barras sísmicas de acero.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (2008). *LRFD Bridge Design Specifications*. Washington, DC.
- ACI. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary ACI 318-08*. Farmington Hills.
- Buckle, I., Hube, M., Chen, G., Yen, W.-h., & Arias, J. (2010). Structural Performance of Bridges in the Offshore Maule Earthquake of February 27, 2010. *Earthquake Spectra*.
- Buckle, I., Hube, M., Chen, G., Yen, W.-h., & Arias, J. (2012). Structural Performance of Bridges in the Offshore Maule Earthquake of February 27, 2010. *Earthquake Spectra*.
- CALTRANS, C. D. (2006). *Seismic Design Criteria: Version 1.4*. Sacramento, California, USA.
- Elnashai, A., Gencturk, B., Kwon, O., Hashah, Y., Kim, S., Jeong, S., et al. (2012). The Maule (Chile) Earthquake of February 27, 2010: Development of hazard, Site Specific Ground Motions and Back-analysis of Structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* , 229-245.
- Filipov, E., Fahnestock, L., Steelman, J., Hajjar, J., LaFave, J., & Foutch, D. (2013). Evaluation of Quasi- Isolated Seismic Bridge Behavior using Nonlinear Bearing Models. *Engineering Structures* , 168-181.
- Goel, R., & Chopra, A. (2008). Role of Shear Keys in Seismic Behavior of Bridges Crossing Fault-rupture Zones. *Journal of Bridge Engineering* , 398-408.

Hube, M., & Mosalam, K. (2012). Parametric Study and Design Recommendations for in-span hinges in Reinforced Concrete box-girder Bridges. *Journal of Bridge Engineering* , 334-342.

Hube, M., & Rubilar, F. (2012). Capacity Evaluation of Steel Stoppers of Reinforced Concrete Chilean Bridges. *The International Symposium for CISMID 25th Anniversary*.

IDOT, I. D. (2007). *Standard Specifications for Road and Bridge Construction*. Springfield, IL: IDOT.

Kaviani, P., Zareian, F., & Taciroglu, E. (2012). Seismic Behavior of Reinforced Concrete Bridges with Skew-angled Seat-type Abutments. *Engineering Structures* , 137-150.

Kawashima, K., Unjoh, S., Hoshikuma, J.-I., & Kosa, K. (2011). Damage of Bridges due to the 2010 Maule, Chile, Earthquake. *Journal of Earthquake Engineering* .

Kayen, R., Carkin, B., Corbet, S., & Pinilla, C. (2014). *Seismic Velocity Site Characterization of Thirty-One Chilean Seismometer stations by Spectral Analysis of Surface Wave Dispersion*. PEER.

Li, J., & Xu, Y. (2013). A New Isolation System for Small and Mid-span Bridges. *Seventh National Seismic Conference on Bridges & Highways*. Oakland.

Maleki, S. (2004). Effect of Side Retainers on Seismic Response of Bridges with Elastomeric Bearings. *Journal of Bridge Engineering* , 95-100.

McKenna, F. &. (2006). Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Megally S., S. P. (2002). *Seismic Response of Sacrificial Shear Keys in Bridge Abutments*. San Diego, California, USA: Report No SSRP - 2001/23.

MOP, M. d. (2010). *Manual de Carreteras, Instrucciones y Criterios de Diseño*. Chile: Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas.

MOP, M. d. (2010). *Manual de Carreteras, Instrucciones y Criterios de Diseño*. Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas.

Nielson, B. G., & DesRoches, R. (2007). Analytical Seismic Fragility Curves for Typical Bridges in the Central and Southeastern United States. *Earthquake Spectra* , 615-633.

Phillip, W.-H., Chen, G., Buckle, I., Allen, T., Alzamora, D., Ger, J., y otros. (2011). *Postearthquake Reconnaissance Report on Transportation Infrastructure Impact of the February 27, 2010, Offshore Maule Earthquake in Chile*. US Department of Transportation Federal Highway Administration.

Sarrazin, M., Moroni, O., Neira, C., & Venegas, B. (2013). Performance of Bridges with Seismic Isolation Bearings during the Maule Earthquake, Chile. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* , 117-131.

Schanack, F., Valdebenito, G., & Alvial, J. (2012). Seismic Damage to Bridges during the 27 February 2010 Magnitude 8.8 Chile Earthquake. *Earthquake Spectra* , 301-315.

Steelman, J., Fahnestock, L., Filipov, E., & LaFave, J. (2013). shear and Friction response of Nonseismic Laminated Elastomeric Bridge Bearings Subject to Seismic Demands. *Journal of Bridge Engineering* , 612-623.

Structures, C. a. (1997). SAP2000: Integrated Software for Structural Analysis and Design. Berkeley, CA.

Toro, F., Rubilar, F., Hube, M., & María, H. S. (2013). Critical Variables that Affected the Seismic Behavior of Chilean Underpasses during 2010 Maule Earthquake . *Seventh National Seismic Conference on Bridges & Highways*.

Turkington, D., Carr, A., & Moss, P. (1989). Seismic Design of Bridges on Lead-Rubber Bearings. *Journal of Structural Engineering* , 115 (12), 3000-3016.

USGS. (2010). *Magnitude 8.8 Offshore Maule, Chile February 27, 2010*. Obtenido de United States Geological Survey (USGS) Earthquake Hazards Program: <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/2010/us2010tfan/>

Wang, Z. (2008). A Preliminary Report on the great Wenchuan Earthquake. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* , 225-234.

ANEXOS

ANEXO A

Ensayos de barras de acero usadas en los ensayos de topes laterales de acero

Se ensayaron tres barras de acero A440-280 $\phi 25$ de 50 cm de longitud. Dos de las probetas fueron cortadas de una misma barra y la restante de una barra distinta. El ensayo se realizó en el laboratorio de Ingeniería Mecánica de DICTUC. Se usó una prensa universal Tinius Olsen de capacidad de 60 toneladas (ver Figura A-1). El ensayo se realizó a desplazamiento constante con una velocidad de carga de 10 mm/minuto y para registrar los desplazamientos se utilizó un extensómetro de 50 mm de separación (ver Figura A-2).

La relación tensión deformación de las 3 barras de acero se muestra en la Figura A-3. Los resultados de los tres ensayos se resumen en la Tabla A-1. Los datos de la carga de fluencia y carga máxima se obtuvieron de la hoja de resultados que entregó el técnico de DICTUC. La tensión mostrada en la Tabla A-1 se calculó dividiendo la fuerza por el área de la barra (4.90 cm^2).



Figura A-1 Prensa universal Tinius Olsen



Figura A-2 Extensómetro de 50 mm de apertura

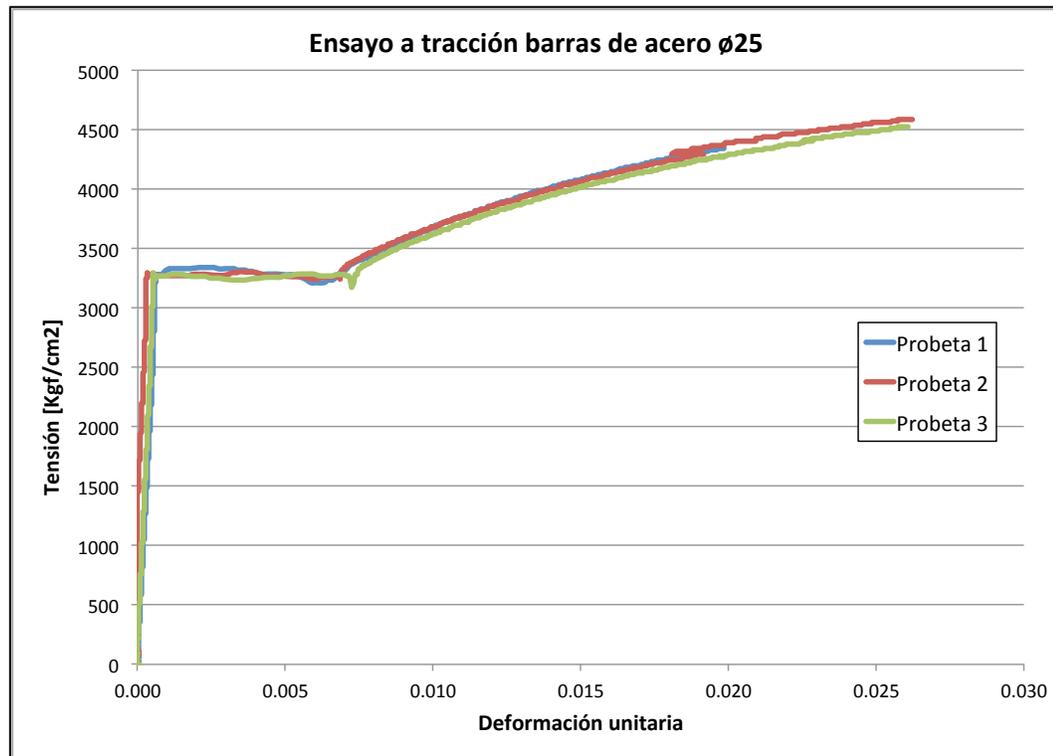


Figura A-3 Relación tensión deformación unitaria de las 3 probetas

Tabla A-1: Resultados de las 3 barras de acero ensayadas

Probeta	Carga Fluencia [Kgf]	Carga máxima [Kgf]	Tensión de fluencia [Kgf/cm ²]	Tensión de carga máxima [Kgf/cm ²]
1	16365	24419	3340	4983
2	16086	24252	3283	4949
3	15930	24107	3251	4920

La carga máxima y de fluencia promedio de las tres probetas es 24259 Kgf y 16127 Kgf, respectivamente. La tensión de fluencia promedio de las tres probetas es de 3291

Kgf/cm², mientras que la tensión de carga máxima promedio de las tres probetas es de 4951 Kgf/cm².

ANEXO B

Registros entregados por RENADIC

		RED NACIONAL DE ACELEROGRAFOS						
		UNIVERSIDAD DE CHILE FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS DEPARTAMENTO INGENIERIA CIVIL		RENADIC - UCH				
Tabla 2. Aceleraciones máximas registradas sin corregir 27 de Febrero de 2010 Rev. 1								
Localidad	Estación	Azimut	Aceleraciones máximas (g)					
Copiapó (III Región)	QDR	0	NS.	0.030	V	0.008	EW	0.016
Vallenar (III Región)	QDR	0	NS	0.020	V	0.010	EW	0.019
Papudo (V Región)	SMA-1	60	Long.	0.295	V	0.155	Trans	0.421
Viña del Mar, Marga-marga (V Región)	Etna	0	NS	0.351	V	0.261	EW	0.338
Viña del Mar, Centro (3) (V Región)	QDR	0	NS	0.219	V	0.186	EW	0.334
Valparaíso, UTFSM (3) (V Región)	SMA-1	180	Long.	0.137	V	0.079	Trans.	0.304
Valparaíso, Almendral (3) (V Región)	SMA-1	310	Long.	0.224	V	0.146	Trans.	0.265
Llolleo (3) (V Región)	SMA-1	340	Long.	0.319	V	0.702	Trans.	0.564
Santiago, FCFM (1) RM	ETNA	0	NS	0.165	V	0.138	EW	0.163
Santiago, centro RM	SSA-2	270	Long.	0.218	V	0.182	Trans.	0.309
Santiago, Maipú RM	QDR	0	NS	0.561	V	0.240	EW	0.478
Santiago, Peñalolen RM	QDR	0	NS	0.295	V	0.280	EW	0.293

ANEXO C

Código de OpenSees Tiempo Historia No Lineal Peñalolén EW

```

# Modelo TESIS - Paso Superior Independencia - Vespucio Norte Tramo sur
# FRM - 2014 - Registro Sismico PenalolenEW
# Unidades: kN, m, seg.
# Indicaciones
# =====
# Input:
# Geometría, RC elementos, .txt sismo
# Output:
# Desplazamiento de nodos, fuerzas en elementos y analisis modal
# Settings iniciales Modelo
# =====
wipe all;                                     # Limpia todos los
archivos/variables abiertos
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3;           # Numero de dimensiones y de
gdl por nodo
set dataDir Results_PSI_Pen_EW;           # Crea directorio para
almacenar recorders
file mkdir $dataDir;

# Geometria (Input de posicion de nodos en el puente)
# =====
#set Lc 10.2;                                # altura
cepas (desde bearing hasta sello de fundacion) (m)
#set be [expr 0.025+0.034];                 # altura
bearings/base stoppers + emplantillado (m)
#set Lv 1.51;                                # altura vigas (m)
#set gap 35.0;                               #
separacion/gap (mm)
#set s1 3.0;
# separacion 1 vigas (m)
#set s2 6.0;
# separacion 2 vigas (m)
set Lc 1.0;                                # altura
cepas (desde bearing hasta sello de fundacion) (m)

```

```

set be 1.0; # altura bearings/base
stoppers + emplantillado (m)

set Lv 1.0; # altura vigas (m)
set gap 35.0; #
separacion/gap (mm)

set s1 3.0;
# separacion 1 vigas (m)
set s2 6.0;

# Coordinadas
# =====
node 1 0.0 0.0;
# Viga 1
node 2 [expr -1.0*$s2] $Lc;
node 3 [expr -1.0*$s2] [expr $Lc + $be];
node 4 [expr -1.0*$s2] [expr $Lc + $be + $Lv];
# Viga 2
node 5 [expr -1.0*$s1] $Lc;
node 6 [expr -1.0*$s1] [expr $Lc + $be];
node 7 [expr -1.0*$s1] [expr $Lc + $be + $Lv];
# Viga 3
node 8 0.0 $Lc;
node 9 0.0 [expr $Lc + $be];
node 10 0.0 [expr $Lc + $be + $Lv];
# Viga 4
node 11 $s1 $Lc;
node 12 $s1 [expr $Lc + $be];
node 13 $s1 [expr $Lc + $be + $Lv];
# Viga 5
node 14 $s2 $Lc;
node 15 $s2 [expr $Lc + $be];
node 16 $s2 [expr $Lc + $be + $Lv];

puts "=====";
puts "Geometria y nodos OK";
puts "=====";

```

```

# Condiciones de borde
# =====
fix 1 1 1 1;
fix 2 0 1 1;
fix 3 0 1 1;
fix 4 0 1 1;
fix 5 0 1 1;
fix 6 0 1 1;
fix 7 0 1 1;
fix 8 0 1 1;
fix 9 0 1 1;
fix 10 0 1 1;
fix 11 0 1 1;
fix 12 0 1 1;
fix 13 0 1 1;
fix 14 0 1 1;
fix 15 0 1 1;
fix 16 0 1 1;

# Masas (valores sacados de planilla Excel cap.3)
# =====
set Mlosa 152.9; # Ton
(1500/9.81)
set Mvigas 152.3; # Ton
(1495/9.81)
set Mcarpeta 36.6; # Ton
(360/9.81)
set Mbarandas 19.0; # Ton
(187/9.81)
set Mdintel 18.0; # Ton
set Mcol 78.5; # Ton
set M1 [expr $Mlosa + $Mcarpeta + $Mbarandas + $Mvigas/2]; # Masa
superestructura(Ton)
set M2 [expr $Mvigas/2]; # Masa
vigas/2 (Ton)

```

```

set M3 [expr $Mdintel + $Mcol/2];
dintel + Columnas (Ton)
set M1pa [expr $M1/5];
    # Masa por linea de apoyo (viga y neopreno)
set M2pa [expr $M2/5];
set M3pa [expr $M3/5];
# Viga 1
mass 2 $M3pa 10e-9 10e-9;
mass 3 $M2pa 10e-9 10e-9;
mass 4 $M1pa 10e-9 10e-9;
# Viga 2
mass 5 $M3pa 10e-9 10e-9;
mass 6 $M2pa 10e-9 10e-9;
mass 7 $M1pa 10e-9 10e-9;
# Viga 3
mass 8 $M3pa 10e-9 10e-9;
mass 9 $M2pa 10e-9 10e-9;
mass 10 $M1pa 10e-9 10e-9;
# Viga 4
mass 11 $M3pa 10e-9 10e-9;
mass 12 $M2pa 10e-9 10e-9;
mass 13 $M1pa 10e-9 10e-9;
# Viga 5
mass 14 $M3pa 10e-9 10e-9;
mass 15 $M2pa 10e-9 10e-9;
mass 16 $M1pa 10e-9 10e-9;

puts "===== ";
puts "Masas OK";
puts "===== ";

# Settings (Transformacion de coordenadas)
# =====
set TransfTag 1;
geomTransf Linear $TransfTag;

```

```

# Elementos
# =====
# Vigas + Losa (Rigidez de SAP2000)
set Kv [expr 2.*16910.];# (kN/m)
# Cepa (Rigidez de SAP2000)
set Kc [expr 1.*54855.]; # (kN/m)
# Bearing Tipo1 (2) (mu*N= 139.6 K=GA/hr)
set epsyP1 [expr 139.6/4080.]; # (m)
set Eb1 4080.; # (kN/m)
# Bearing Tipo 2 (3)
set epsyP2 [expr 139.6/4900.]; # (m)
set Eb2 4900.; # (kN/m)
# Stopper 1 (+) # (kN)
set s1p1 50.1; # (kN)
set s2p1 83.6; # (kN)
set s3p1 0.0001; # (kN)
set e1p1 [expr 2.2/1000.]; # (m)
set e2p1 [expr 11.8/1000.]; # (m)
set e3p1 [expr 82.1/1000.]; # (m)
set s1n1 -50.1;
set s2n1 -83.6;
set s3n1 -0.0001;
set e1n1 [expr -2.2/1000.];
set e2n1 [expr -11.8/1000.];
set e3n1 [expr -82.1/1000.];
set pinchX1 1.0;
set pinchY1 0.0;
set damage11 0.0;
set damage21 0.0;

uniaxialMaterial Hysteretic 1 $s1p1 $e1p1 $s2p1 $e2p1 $s3p1 $e3p1 $s1n1
$e1n1 $s2n1 $e2n1 $s3n1 $e3n1 $pinchX1 $pinchY1 $damage11 $damage21;

set E11 [expr 50.1/(2.2/1000.)]; # (kN/m)
set Fy11 50.1; # (kN)
set gap11 [expr $gap/1000.]; # (m)

```

```

set etall [expr 0.1537/1.];
uniaxialMaterial ElasticPPGap 2 $E11 $Fy11 $gap11 $etall damage;

puts "===== ";
puts "Stopper1 OK";
puts "===== ";

# Stopper 2 (-)                                # (kN)
set slp2 50.1;                                  # (kN)
set s2p2 83.6;                                  # (kN)
set s3p2 0.0001;                                # (kN)
set elp2 [expr 2.2/1000.];                       # (m)
set e2p2 [expr 11.8/1000.];                      # (m)
set e3p2 [expr 82.1/1000.];                      # (m)
set sln2 -50.1;
set s2n2 -83.6;
set s3n2 -0.0001;
set eln2 [expr -2.2/1000.];
set e2n2 [expr -11.8/1000.];
set e3n2 [expr -82.1/1000.];
set pinchX1 1.0;
set pinchY1 0.0;
set damage11 0.0;
set damage21 0.0;
uniaxialMaterial Hysteretic 4 $slp2 $elp2 $s2p2 $e2p2 $s3p2 $e3p2 $sln2
$eln2 $s2n2 $e2n2 $s3n2 $e3n2 $pinchX1 $pinchY1 $damage11 $damage21;

set E11 [expr 50.1/(2.2/1000.)];                 # (kN/m)
set Fy11 -50.1;                                  # (kN)
set gap11 [expr -$gap/1000.];                    # (m)
set etall [expr 0.1537/1.];
uniaxialMaterial ElasticPPGap 5 $E11 $Fy11 $gap11 $etall damage;

puts "===== ";
puts "Stopper2 OK";

```

```

puts "=====";

# Tags
set matTagStopper1 3;
set matTagStopper2 6;
set matTagCol 7;
set matTagBearing1 8;
set matTagBearing2 9;
set matTagBeam 10;

# RC - Cepa
uniaxialMaterial Elastic $matTagCol $Kc;

# RC - Apoyos elastomericos (Elastoplastico perfecto)
# uniaxialMaterial Steel01 $matTag $Fy $E0 $b
uniaxialMaterial Steel01 $matTagBearing1 [expr $Eb1*$epsyP1] $Eb1
0.00000000001;
uniaxialMaterial Steel01 $matTagBearing2 [expr $Eb2*$epsyP2] $Eb2
0.00000000001;

# RC - Stopper
uniaxialMaterial Series $matTagStopper1 2 1;
uniaxialMaterial Series $matTagStopper2 5 4;

# RC - Vigas
uniaxialMaterial Elastic $matTagBeam $Kv;

puts "=====";
puts "Materiales OK";
puts "=====";

# Elementos
# =====
# Cepa
element twoNodeLink 1 1 8 -mat $matTagCol -dir 2 -pDelta 0 0 0 0 -
shearDist 0 0 -doRayleigh

```

```
# Elementos Viga 1
element twoNodeLink 2 2 3 -mat $matTagBearing1 -dir 2 -pDelta 0 0 0 0
-shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 3 2 3 -mat $matTagBearing2 -dir 2 -pDelta 0 0 0 0
-shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 4 2 3 -mat $matTagStopper1 -dir 2 -pDelta 0 0 0 0
-shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 5 2 3 -mat $matTagStopper2 -dir 2 -pDelta 0 0 0 0
-shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 6 2 3 -mat $matTagStopper1 -dir 2 -pDelta 0 0 0 0
-shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 7 2 3 -mat $matTagStopper2 -dir 2 -pDelta 0 0 0 0
-shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 8 3 4 -mat $matTagBeam -dir 2 -pDelta 0 0 0 0 -
shearDist 0 0 -doRayleigh

# Elementos Viga 2
element twoNodeLink 9 5 6 -mat $matTagBearing1 -dir 2 -pDelta 0 0 0 0
-shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 10 5 6 -mat $matTagBearing2 -dir 2 -pDelta 0 0 0 0
-shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 11 5 6 -mat $matTagStopper1 -dir 2 -pDelta 0 0 0 0
-shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 12 5 6 -mat $matTagStopper2 -dir 2 -pDelta 0 0 0 0
-shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 13 5 6 -mat $matTagStopper1 -dir 2 -pDelta 0 0 0 0
-shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 14 5 6 -mat $matTagStopper2 -dir 2 -pDelta 0 0 0 0
-shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 15 6 7 -mat $matTagBeam -dir 2 -pDelta 0 0 0 0 -
shearDist 0 0 -doRayleigh

# Elementos Viga 3
element twoNodeLink 16 8 9 -mat $matTagBearing1 -dir 2 -pDelta 0 0 0 0
-shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 17 8 9 -mat $matTagBearing2 -dir 2 -pDelta 0 0 0 0
-shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 18 8 9 -mat $matTagStopper1 -dir 2 -pDelta 0 0 0 0
-shearDist 0 0 -doRayleigh
```

```

element twoNodeLink 19 8 9 -mat $matTagStopper2 -dir 2 -pDelta 0 0 0 0
-shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 20 8 9 -mat $matTagStopper1 -dir 2 -pDelta 0 0 0 0
-shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 21 8 9 -mat $matTagStopper2 -dir 2 -pDelta 0 0 0 0
-shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 22 9 10 -mat $matTagBeam -dir 2 -pDelta 0 0 0 0 -
shearDist 0 0 -doRayleigh

# Elementos Viga 4
element twoNodeLink 23 11 12 -mat $matTagBearing1 -dir 2 -pDelta 0 0 0
0 -shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 24 11 12 -mat $matTagBearing2 -dir 2 -pDelta 0 0 0
0 -shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 25 11 12 -mat $matTagStopper1 -dir 2 -pDelta 0 0 0
0 -shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 26 11 12 -mat $matTagStopper2 -dir 2 -pDelta 0 0 0
0 -shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 27 11 12 -mat $matTagStopper1 -dir 2 -pDelta 0 0 0
0 -shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 28 11 12 -mat $matTagStopper2 -dir 2 -pDelta 0 0 0
0 -shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 29 12 13 -mat $matTagBeam -dir 2 -pDelta 0 0 0 0 -
shearDist 0 0 -doRayleigh

# Elementos Viga 5
element twoNodeLink 30 14 15 -mat $matTagBearing1 -dir 2 -pDelta 0 0 0
0 -shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 31 14 15 -mat $matTagBearing2 -dir 2 -pDelta 0 0 0
0 -shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 32 14 15 -mat $matTagStopper1 -dir 2 -pDelta 0 0 0
0 -shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 33 14 15 -mat $matTagStopper2 -dir 2 -pDelta 0 0 0
0 -shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 34 14 15 -mat $matTagStopper1 -dir 2 -pDelta 0 0 0
0 -shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 35 14 15 -mat $matTagStopper2 -dir 2 -pDelta 0 0 0
0 -shearDist 0 0 -doRayleigh
element twoNodeLink 36 15 16 -mat $matTagBeam -dir 2 -pDelta 0 0 0 0 -
shearDist 0 0 -doRayleigh

```

```
# Conectores
##viga cabezal
#set A1 0.6;
#set E1 23421570;
#set Iz1 0.05;
#
##losa
#set A2 0.6; #0.2*3m
#set E2 23421570;
#set Iz2 0.002;

set A1 1;
set E1 1000000;
set Iz1 1000000000;

#losa
set A2 1; #0.2*3m
set E2 1000000;
set Iz2 1000000000;

element elasticBeamColumn 37 2 5 $A1 $E1 $Iz1 $TransfTag
element elasticBeamColumn 38 4 7 $A2 $E2 $Iz2 $TransfTag
element elasticBeamColumn 39 5 8 $A1 $E1 $Iz1 $TransfTag
element elasticBeamColumn 40 7 10 $A2 $E2 $Iz2 $TransfTag
element elasticBeamColumn 41 10 13 $A2 $E2 $Iz2 $TransfTag
element elasticBeamColumn 42 8 11 $A1 $E1 $Iz1 $TransfTag
element elasticBeamColumn 43 11 14 $A1 $E1 $Iz1 $TransfTag
element elasticBeamColumn 44 13 16 $A2 $E2 $Iz2 $TransfTag

puts "===== ";
puts "Elementos OK";
puts "===== ";
```

```

# RECORDERS
# =====
# Analisis en la viga 3
# Desplazamientos en X
recorder Node -file $dataDir/DXDOF8.out -time -node 8 -dof 1 2 3 disp;
recorder Node -file $dataDir/DXDOF9.out -time -node 9 -dof 1 2 3 disp;
recorder Node -file $dataDir/DXDOF10.out -time -node 10 -dof 1 2 3
disp;

# Reaccion en la base
recorder Node -file $dataDir/RBase.out -time -node 1 -dof 1 2 3
reaction;

# Fuerzas en los distintos elementos
recorder Element -file $dataDir/FE16.out -time -ele 16 force
recorder Element -file $dataDir/FE17.out -time -ele 17 force
recorder Element -file $dataDir/FE18.out -time -ele 18 force
recorder Element -file $dataDir/FE19.out -time -ele 19 force
recorder Element -file $dataDir/FE20.out -time -ele 20 force
recorder Element -file $dataDir/FE21.out -time -ele 21 force

puts "======"
puts "Recorders OK"
puts "======"

#
=====
=====

# Tiempo historia NL
# =====
# G pasa de cm a m
set Amp 2.0; # Factor de amplificacion de terremoto
set G [expr $Amp*0.01];
set DT 0.01;

timeSeries Path 1 -dt $DT -filePath PenalolenEW.txt -factor $G

```

```

pattern UniformExcitation 1 1 -accel 1

# frecuencias angulares (incorporar los valores de T1 y T3 del analisis
modal)
set w1 [expr 2*3.14/0.67];
set w2 [expr 2*3.14/0.137];
# Amortiguamiento
set dampRatio 0.02;
rayleigh [expr 2*$dampRatio*$w1*$w2/($w1+$w2)] 0. [expr
2*$dampRatio/($w1+$w2)] 0.
# rayleigh $alphaM $betaK $betaKinit $betaKcomm

constraints Plain
#numberer Plain
numberer RCM
#system BandGeneral
system UmfPack;
#algorithm Linear
test NormDispIncr 1.0e-8 50
#algorithm Newton
#algorithm Newton -initialThenCurrent
#algorithm ModifiedNewton
algorithm NewtonLineSearch; # use NewtonLineSearch solution
algorithm: updates tangent stiffness at every iteration and introduces
line search to the Newton-Raphson algorithm to solve the nonlinear
residual equation. Line search increases the effectiveness of the
Newton method
integrator Newmark 0.5 0.25
analysis Transient

# nPts=17101 2dt=2*0.005
set nPTS 17101;
analyze $nPTS $DT
# =====
puts "THA OK"
# =====
puts "Fin de proceso - OK"

```

```
puts "NewtonLineSearch F=1.0"
```