

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARIA

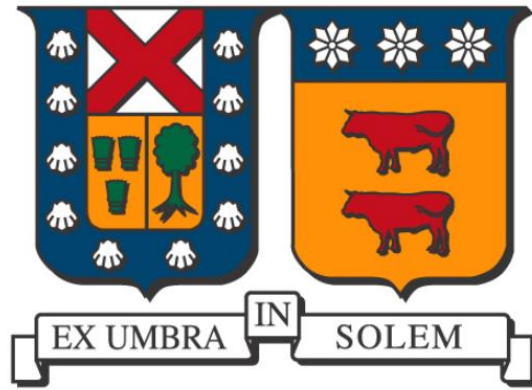
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PUENTE ÁGUILA
NORTE MEDIANTE ANÁLISIS DE VIBRACIONES AMBIENTALES
Y ANÁLISIS NO LINEALES.

MARCELO ANDRÉS MENESES ARAVENA

Ingeniero Civil

Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil



UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARIA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PUENTE ÁGUILA
NORTE MEDIANTE ANÁLISIS DE VIBRACIONES AMBIENTALES
Y ANÁLISIS NO LINEALES.

Tesis de grado presentada por

MARCELO ANDRÉS MENESES ARAVENA

Como requisito para optar al título de:

MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA CIVIL

Profesor Tutor:

Dr. RAMIRO BAZÁEZ GALLARDO

TITULO DE LA TESIS

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PUENTE ÁGUILA NORTE MEDIANTE ANÁLISIS DE VIBRACIONES AMBIENTALES Y ANÁLISIS NO LINEALES.

AUTOR:

MARCELO ANDRÉS MENESES ARAVENA

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

Dr. Ramiro Bazáez Gallardo:

Álvaro López

René Tobar

*Dedicado a mi esposa Patricia, y a mi
hija e hijos Sofía, Joaquín y Javier.*

En Chile y en el mundo, el diseño de puentes está formulado por los distintos códigos de diseño para que resistan tanto las solicitaciones generadas por el peso propio, el tránsito, y las cargas vivas, como también las producidas por manifestaciones de la naturaleza, especialmente los terremotos, con el propósito que los puentes perduren en el tiempo, dado que son elementos del sistema de transporte de gran costo y de gran importancia para la conectividad y desarrollo de los países. Sin embargo, como se observó durante el terremoto de Maule del 2010, cerca del 3% de los puentes del país sufrieron daño y más de una decena de ellos colapsaron [1], por lo cual surge la interrogante acerca del comportamiento no lineal de los puentes, aspecto no considerado en el Manual de Carreteras [2] que regula el diseño de puentes en Chile.

En el siguiente trabajo de investigación se presenta una evaluación del desempeño sísmico del Puente Águila Norte, puente de 5 vanos simplemente apoyados, considerado un típico puente chileno. Para ello, en primera instancia, se obtuvieron las propiedades dinámicas del puente a través de mediciones de aceleraciones generadas por vibraciones ambientales y el uso de técnicas de identificación de sistemas. Adicionalmente, se realizó un modelo tridimensional del puente con el software OpenSees [3] que incluye la caracterización no lineal de los principales componentes estructurales del puente, es decir, barras sísmicas, topes sísmicos, sistemas de apoyos elastoméricos, columnas, estribos, efecto pasivo del suelo tras el estribo, e interacción suelo-estructura en los pilotes. Por otro lado, con el objetivo de comparar cuantitativa y cualitativamente los resultados de los análisis no lineales, se realizó la modelación del puente con el software de elementos finitos, SAP2000 ©, tradicionalmente utilizado en el diseño de puentes.

El comportamiento sísmico del puente se evalúa realizando análisis modal, análisis no lineal estático (pushover), análisis dinámico no lineal (*NTHA*), análisis dinámico incremental (*IDA*), para lo cual se utilizaron registros con variedad sismogénica y también registros obtenidos en la zona en que se ubica el puente Águila Norte. Posteriormente, se obtuvieron las curvas de fragilidad a partir del análisis *IDA* con el objeto de estudiar la vulnerabilidad de la estructura, incorporando algunas variaciones en la modelación.

En el modelo simplificado de uso ingenieril, generado en SAP 2000 [4], se realiza un análisis modal espectral, utilizando el espectro de diseño formulado por el Manual de Carreteras y se comparó con la respuesta del modelo no lineal realizado en OpenSees. Finalmente, se presentan conclusiones y recomendaciones para el análisis no lineal de puentes.

Este trabajo forma parte del Proyecto FONDEF ID18I-10103 titulado “Bases y Recomendaciones para complementar el Análisis Sísmico de Puentes Viales del Manual De Carreteras”, en un trabajo conjunto entre la Universidad Técnica Federico Santa María, Universidad de Chile y Universidad de Los Andes.

In Chile and the world, design road bridges are formulated by design codes to resist stresses generated by their own weight, traffic, and live loads, as well as those forces produced by nature, specially earthquakes, in order to bridges remains over time, since they are very expensive and they have a great importance for the connectivity and development of the countries. However, as observed during the 2010 Maule earthquake, about 3% of the country's bridges were damaged, and more than a dozen collapsed [2], generating a question about the non-linear behavior of bridges, not included in Manual de Carreteras, bridges design code in Chile.

A seismic performance assessment of Águila Norte Bridge, a bridge with 5 spans simply supported, considered a Chilean typical bridge, is presented in this work. For it, in the first instance, dynamic properties of the bridge were obtained through measurements of accelerations generated by environmental vibrations and the use of system identification techniques. Further, a tridimensional model of bridge was made with OpenSees software [3], including non-linear characterization of the main structural components of the bridge, that is, behavior of seismic bars, lateral shear keys, elastomeric support systems, columns, abutments, passive effect of the ground behind the abutment, and soil-structure interaction in piles. On the other hand, to compare quantitatively and qualitatively the non-linear analyzes results, a bridge model was made in finite element program SAP2000 ©[4], traditionally used in bridge design.

Study of bridge seismic performance was carried out, performing modal analysis, static nonlinear analysis (pushover), nonlinear dynamic analysis (*NTHA*), incremental dynamic analysis (*IDA*), using a seismogenic variety records and local records from the Águila Norte bridge zone. Later, fragility curves were obtained from *IDA*, to study structure vulnerability, incorporating some variations in modeling.

In the simplified model of engineering use, generated in SAP 2000, a spectral modal analysis is carried out, using the design spectrum formulated by Manual de Carreteras and it was compared with nonlinear response of the model carried out in OpenSees. Finally, conclusions and recommendations for the nonlinear analysis of bridges are presented.

This work is part of the FONDEF ID18I-10103 Project entitled "Bases and Recommendations to complement the Seismic Analysis of Road Bridges of Manual de Carreteras", a joint work between Federico Santa María University, University of Chile and University of Los Andes.

Quisiera expresar mis agradecimientos a todos y cada una de las personas que desde distintos ámbitos, algunos más, otros con su apoyo, han contribuido a llevar este trabajo a su término.

Primeramente, debo agradecer a la Dirección de Posgrados y Programas por acogerme en el presente programa de Magíster, a su Director y también su personal. Seguidamente, agradezco al Departamento de Obras Civiles de la Universidad Técnica Federico Santa María, a sus académicos, a su personal administrativo, siempre atento y disponible. A todos los profesores que tuve en el programa y cuyos aportes académicos fueron fundamentales, además de tener siempre una gran cordial recepción con los alumnos. Al Director del programa de Magíster en el Departamento de OO.CC., al anterior y al actual.

A los profesores del proyecto FONDEF en que participé, por sus importantes aportes en la formación y entrega de conocimientos, y su siempre atenta y amable colaboración.

A mis compañeros del programa de Magíster, que fueron muy importantes en poder sacar este trabajo adelante, sin su ayuda y cooperación quizás no habría podido llegar hasta aquí. Muchas gracias a Marcelo Contreras, Cristian Ibáñez, Sofía Aldea, de la USM y Nicolás Contreras del equipo FONDEF, Universidad de Chile.

Punto aparte para agradecer al profesor tutor de esta tesis, Dr. Ramiro Bazález por toda su disposición, generosidad en la entrega de sus conocimientos, apoyo, y también por palabras de ánimo cuando se veía difícil. Muchas gracias, estimado Ramiro. Espero sigamos en contacto para otros trabajos a futuro en que te pueda colaborar en tus importantes proyectos.

No puedo terminar sin agradecer a la Dirección de Vialidad, patrocinador del proyecto FONDEF, y especialmente a la Dirección Regional de Vialidad, a la que pertenezco, a mis Jefaturas, que sin su apoyo, no habría sido posible esta aventura.

Gracias a todas y todos, sinceramente.

COV-SSI:	Covariance-Driven Stochastic Subspace Identification
CPTu:	Cone Penetration Test Undrained
DD-SSI:	Data-Driven Stochastic Subspace Identification
EMA:	Experimental Modal Analysis
FEM:	Finite Element Method
FFT:	Fast Fourier Transform
FRF:	Frecuency Response Function
FSB:	Flat Slider Bearing Element
Gap:	Espacio libre entre elementos.
GMPE:	Ground Motion Prediction Equations
IDA:	Incremental Dynamic Analysis
IFFT:	Inverse Fast Fourier Transform
LTHA:	Linear Time History Analysis
MDOF:	Multi degree of freedom system
NLTHA:	Nonlinear Time History Analysis
OMA:	Operational Modal Analysis
OpenSees:	Open System for Earthquake Engineering Analysis
PGA:	Peak Ground Acceleration
PSD:	Power Spectral Density function
PSDM:	Probabilistic Seismic Demand Model
SPT:	Standard Penetration Test
SSI:	Soil-Structure Interaction
SSI:	Stochastic Subspace Identification
SVD:	Single Value Decomposition

RESUMEN.....	7
ABSTRACT	8
AGRADECIMIENTOS	9
GLOSARIO	10
CONTENIDO.....	11
LISTADO DE TABLAS	14
LISTADO DE FIGURAS	15
INTRODUCCIÓN	20
Motivación	20
Objetivos.....	21
Metodología	21
Relevancia de la investigación.....	24
Estructura de la tesis.....	24
CAP. 1. REVISIÓN DEL ESTADO DEL ARTE.....	26
1.1.- Estado del arte de obtención de propiedades dinámicas a partir de vibraciones ambientales.	26
1.1.1.- Métodos de Identificaciones de Sistemas SSI.....	28
1.1.2.-Métodos en el Dominio de las Frecuencias.....	29
1.1.3.-Métodos en el dominio del tiempo	33
1.1.4.-Métodos Bayesianos para OMA.....	34
1.1.5.-Utilización de métodos de identificación de sistemas en aplicación de ingeniería civil.	35
1.2.- Estado del Arte para modelación de puentes con Interacción Suelo Estructura (SSI).....	35
1.2.1.- Revisión de guías y normativa para la modelación de la interacción suelo estructura. 37	
1.2.2.-Resistencia lateral, resortes P-y.	41
1.2.3.-Resistencia axial del suelo, resortes T-z.	43
1.2.4.-Resistencia de punta del pilote, Resortes Q-z	44
CAP. 2. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE ÁGUILA NORTE.....	45
2.1.- Ubicación.....	45
2.2.- Descripción general.....	46
2.3.- Superestructura.....	46
2.4.- Subestructura.....	47
2.5.- Fundaciones	48
CAP. 3. OBTENCIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS A PARTIR DE MEDICIONES AMBIENTALES	49
3.1.- Mediciones de Vibraciones Ambientales	49

3.2.- Determinación de Propiedades Dinámicas del Puente	51
3.3.- Obtención de Propiedades Dinámicas con Método Peak Picking.	53
3.4.- Comentarios y Conclusiones a este Capítulo.....	57
CAP. 4. MODELACIÓN PUENTE ÁGUILA NORTE.....	58
4.1.- Descripción Modelo OpenSees	58
4.2.-Masas nodales	59
4.3.- Modelación de los Materiales	60
4.3.1.- Modelación de columnas.....	61
4.3.2.- Vigas cabezal y viga encepado	62
4.3.3.- Modelación de apoyos elastoméricos de vigas.....	62
4.3.4.-Modelación de barras sísmicas	64
4.3.5.- Modelación de topes externos de hormigón.....	66
4.3.6.- Modelación Empuje Pasivo Del Suelo.....	67
4.3.7.- Modelación de las cepas en OpenSees.....	68
4.3.8.- Modelación de los estribos en OpenSees.	69
4.4.- Modelación de Pilotes e Interacción Suelo Estructura	69
4.4.1.- Caracterización del suelo de fundación del puente Águila Norte.....	70
CAP. 5. AMENAZA SÍSMICA.....	73
5.1.- Registros utilizados	74
5.2.- Otros Registros Utilizados.....	76
CAP. 6. EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL CASO DE ESTUDIO	78
6.1.- Análisis Modal	78
6.2.- Análisis Estático No Lineal (pushover).....	81
6.3.- Análisis Dinámico no lineal (<i>NTHA</i>)	84
6.3.1.- Resultados.	84
6.3.2.- Comparación de la respuesta de elastómeros modelados Con Flat Slider Bearing y con Steel01	90
6.3.3.- Comparación de la respuesta del modelo con SSI con y sin topes externos.	94
6.3.4.- Comparación de la respuesta del modelo con SSI aplicando factor de grupo a los pilotes.	96
CAP. 7. MODELACIÓN PUENTE ÁGUILA NORTE CON MODELO SIMPLIFICADO	99
7.1.- Análisis modal.....	100
7.2.- Análisis modal espectral	100
7.3.- Modelación Interacción Suelo Estructura según M.C. para modelo simplificado.....	102
7.4.- Resultados	104
CAP. 8. EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA.....	107
8.1.- Análisis dinámico incremental (<i>IDA</i>).....	107
8.1.1.- Estados Límite	107

8.1.2.- Resultados Análisis IDA.	109
8.1.3.- Efecto de los topes sísmicos en la respuesta del puente.....	116
8.2.- Curvas de Fragilidad.....	123
8.2.1.- Introducción.....	123
8.2.2.- Curvas de fragilidad para la condición base empotrada y con SSI.....	125
8.2.3.- Curvas de Fragilidad para los casos con tope sísmico y sin tope sísmico.	128
8.2.4.- Curvas de fragilidad para variaciones de la curva constitutiva de los topes externos.	131
CAP. 9. CONCLUSIONES	135
REFERENCIAS	139
ANEXOS.....	145
ANEXO A: REGISTROS UTILIZADOS	146
ANEXO B: RESULTADOS ANALISIS NO LINEAL ESTATICO.....	150
ANEXO C: RESULTADOS ANALISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA	152

LISTADO DE TABLAS

TABLA 1 VALORES REPRESENTATIVOS DE E_{50} PARA ARCILLAS. MATLOCK 1970 [34].	42
TABLA 2 ALTURA DE LAS CEPAS PUENTE ÁGUILA NORTE	48
TABLA 3 FRECUENCIAS PROPIAS DEL PUENTE ÁGUILA NORTE ENTRE LAS OBTENIDAS POR SOFTWARE ARTEMIS MODAL PRO Y LAS OBTENIDAS EN EL TRABAJO DE CONTRERAS Y HERNÁNDEZ DE U. DE CHILE [42].	52
TABLA 4 VARIACIÓN PORCENTUAL DE LAS FRECUENCIAS PROPIAS DEL PUENTE ÁGUILA NORTE ENTRE LAS OBTENIDAS POR SOFTWARE ARTEMIS MODAL PRO Y LAS OBTENIDAS EN EL TRABAJO DE CONTRERAS Y HERNÁNDEZ DE U. DE CHILE [42].	53
TABLA 5 FRECUENCIAS NATURALES OBTENIDAS CON MÉTODO PP, IZQUIERDA CON SENSORES 3 Y 8 DIRECCIÓN TRANSVERSAL; DERECHA CON SENSORES 2 Y 5, DIRECCIÓN LONGITUDINAL.	54
TABLA 6 COMPARACIÓN RESULTADOS MÉTODO PP SENSOR 3 TRANSVERSAL, CON RESULTADOS U. DE CHILE Y ARTEMIS.	55
TABLA 7 COMPARACIÓN RESULTADOS MÉTODO PP SENSOR 2 LONGITUDINAL, CON RESULTADOS U. DE CHILE Y ARTEMIS.	55
TABLA 8 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO	58
TABLA 9 MASAS UTILIZADAS EN MODELO OPENSEES DE ÁGUILA NORTE	60
TABLA 10 PARÁMETROS DEL HORMIGÓN G25	60
TABLA 11 PARÁMETROS PARA ACERO A630-420H	61
TABLA 12 MÓDULO Y RIGIDEZ DE CORTE Y TORSIÓN PARA SECTION AGGREGATOR.	62
TABLA 13 PROPIEDADES VIGA ENCEPADO Y VIGA CABEZAL	62
TABLA 14 PROPIEDADES ELASTÓMEROS.	63
TABLA 15 PROPIEDADES ELASTÓMEROS RESPUESTA VERTICAL	64
TABLA 16 PROPIEDADES ELASTÓMEROS ROTACIONAL	64
TABLA 17 PARÁMETROS MODELO DE BARRAS SÍSMICAS	65
TABLA 18 PROPIEDADES TOPES SÍSMICOS EN CEPAS Y ESTRIBOS.	68
TABLA 19 PROPIEDADES EMPUJE PASIVO DEL SUELO	68
TABLA 20 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO EN ESTRIBOS. INFORME HITO 2 PROYECTO FONDEF [71].	71
TABLA 21 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO PARA CEPAS. INFORME HITO 2 PROYECTO FONDEF [71].	71
TABLA 22 VALORES PARA CURVAS P-Y, T-Z Y Q-Z EN PILOTES DE ESTRIBOS. INFORME HITO 2 PROYECTO FONDEF.	71
TABLA 23 VALORES PARA CURVAS P-Y, T-Z Y Q-Z EN PILOTES DE CEPAS. INFORME HITO 2 PROYECTO FONDEF.	72
TABLA 24 REGISTROS SEMILLA UTILIZADOS.	74
TABLA 25 MODELOS DE DEGRADACIÓN DE SUELO PROPUESTO POR ANBAZHAGAN [68].	75
TABLA 26 AMORTIGUAMIENTOS USADOS EN LOS REGISTROS UTILIZADOS.	75
TABLA 27 PERIODOS OBTENIDOS EN OPENSEES DE MODELO PUENTE ÁGUILA NORTE, CON BASE EMPOTRADA Y CON SSI.	78
TABLA 28 VALORES DE PERIODOS OBTENIDOS CON LAS FRECUENCIAS ESTIMADAS CON VIBRACIONES AMBIENTALES	81
TABLA 29 FACTORES DE GRUPO PARA P-Y, EN CEPAS PEER[30]	96
TABLA 30 FACTORES DE GRUPO PARA T-Z EN ESTRIBOS. PEER [30].	96
TABLA 31 FACTORES DE GRUPO PARA P-Y EN ESTRIBOS (PEER [30])	96
TABLA 32 ACERACIÓN EFECTIVA MÁXIMA. FUENTE M.C. CAP. 3.1000.	101
TABLA 33 CONSTANTES SÍSMICAS S , T_1 Y K_2 . M.C. CAP. 3.1000	101
TABLA 34 FACTOR DE RIGIDEZ SÍSMICA. M.C. VOL. III.[2].	103
TABLA 35 VALORES DE K DEL RESORTE OBTENIDOS PARA EL MODELO CON SAP2000	104
TABLA 36 FUERZAS Y DEFORMACIÓN EN ELASTÓMERO SUR DE CEPAS 2, LADO SUR.	105
TABLA 37 DESPLAZAMIENTOS EN CENTRO DE TABLERO, VANO CENTRAL.	105
TABLA 38 NIVELES DE DAÑO PARA DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO EN COLUMNAS. BILLAH Y ALAM [70].	107
TABLA 39 VALORES DE INTERÉS PARA REGISTRO PISAGUA CD, PARA MODELOS UTILIZADOS.	152

LISTADO DE FIGURAS

FIGURA 1 ESQUEMA DE LA METODOLOGÍA EMPLEADA EN ESTE ESTUDIO.....	23
FIGURA 2: ESQUEMA TÍPICO DE UN SISTEMA CON EXCITACIÓN DE ENTRADA Y REGISTRO DE SALIDA. FUENTE: HENAO [9].....	26
FIGURA 3 PSD EN SENSORES ORTOGONALES, A Y B, Y FUNCIONES DE COHERENCIA EN SENSORES PARALELOS C Y D, EN QUE SE IDENTIFICA UN MODO DE TORSIÓN.[12].....	30
FIGURA 4 GRÁFICO DE LOS VALORES SINGULARES. LAS PUNTAS REPRESENTAN MODOS DE VIBRACIÓN CON SUS RESPECTIVAS FRECUENCIAS FUNDAMENTALES. FUENTE: RAINIERI Y FABBROCINO.[12].....	32
FIGURA 5 ESQUEMA PARA MODELACIÓN DE SUELOS CON RESORTES P-Y, T-Z Y Q-Z.	37
FIGURA 6 REPRESENTACIÓN DE MODELACIÓN SSI CON MODELO CBSF 3D/2D/1D.WANG ET AL. [22]	37
FIGURA 7 MODELACIÓN DE PILOTES CON MARCO EQUIVALENTE. M.C. MOP 2020.....	38
FIGURA 8 MODELACIÓN DE PILOTES CON MÉTODO GENERAL	38
FIGURA 9 MODELO DE RESORTE P-Y PARA LA INTERACCIÓN PILOTE -SUELO	39
FIGURA 10 MODELACIÓN DE PILOTES SEGÚN GUÍA DE ILLINOIS[31].	40
FIGURA 11 MODELACIÓN DE PILOTES EN TRABAJO DE NOORI [32].	40
FIGURA 12 MODELACIÓN SSI EN TRABAJO DE XIA ET AL. [33].	40
FIGURA 13 FORMA CARACTERÍSTICA DE CURVAS PARA ARCILLAS FORMULADA POR MATLOCK [34].	41
FIGURA 14 CURVAS CONSTITUTIVAS TÍPICAS PARA ARCILLAS ESTABLECIDAS MATLOCK. FUENTE: BOULANGER ET AL. [35].....	42
FIGURA 15 A) CONSTANTES C1, C2 Y C3 B) MÓDULO DE REACCIÓN K OBTENIDO A PARTIR DE DR. API [35]	43
FIGURA 16 REPRESENTACIÓN TÍPICA DE UNA CURVA P-Y PARA ARENAS, BASADA EN LAS RECOMENDACIONES DE API [35].....	43
FIGURA 17 VISTA GENERAL DE PUENTE ÁGUILA NORTE. FOTO PROYECTO FONDEF.....	45
FIGURA 18 PLANO DE UBICACIÓN PUENTE ÁGUILA NORTE.....	45
FIGURA 19 ELEVACIÓN DE PUENTE ÁGUILA NORTE. FUENTE: PLANOS PUENTE MOP [41].	46
FIGURA 20 SECCIÓN TRANSVERSAL DE PUENTE ÁGUILA NORTE. PLANOS PUENTE MOP [41].	46
FIGURA 21 PLANOS DE VIGAS Y ELASTÓMEROS DE PUENTE ÁGUILA NORTE. PLANOS PUENTE MOP [53].	47
FIGURA 22 DETALLE DE TRAVESAÑO Y BARRAS SÍSMICAS DE TABLERO. PLANOS PUENTE MOP [53].....	47
FIGURA 23 PLANO DE CEPA DE PUENTE ÁGUILA NORTE. PLANOS PUENTE MOP [41].	47
FIGURA 24 ELEVACIÓN Y CORTE LONGITUDINAL DE ESTRIBOS DE PUENTE ÁGUILA NORTE. PLANOS PUENTE MOP [41].	48
FIGURA 25 COLOCACIÓN DE LOS EQUIPOS EN LA PRIMERA CAMPAÑA DE TERRENO	49
FIGURA 26 DISPOSICIÓN DE LOS EQUIPOS EN PUENTE ÁGUILA NORTE. ELABORACIÓN PROPIA.	49
FIGURA 27 REGISTROS DE ACELERACIONES CON VIBRACIONES AMBIENTALES, SENSOR 3 TRANSVERSAL, SENSOR 8 VERTICAL Y 2 LONGITUDINAL.	50
FIGURA 28 DENSIDADES ESPECTRALES PARA DIRECCIÓN TRANSVERSAL PUENTE ÁGUILA NORTE. (A) MÉTODO EFDD. (B) MÉTODO SSI-COV CON DIAGRAMA DE ESTABILIZACIÓN.	51
FIGURA 29 DENSIDADES ESPECTRALES PARA DIRECCIÓN VERTICAL PUENTE ÁGUILA NORTE. (A) MÉTODO EFDD. (B) MÉTODO SSI-COV CON DIAGRAMA DE ESTABILIZACIÓN.....	51
FIGURA 30 DENSIDADES ESPECTRALES PARA DIRECCIÓN LONGITUDINAL PUENTE ÁGUILA NORTE. (A) MÉTODO EFDD. (B) MÉTODO SSI-COV CON DIAGRAMA DE ESTABILIZACIÓN.	52
FIGURA 31 FRECUENCIAS IDENTIFICADAS CON MÉTODO PP, SENSORES 3 Y 8 (A), SENSORES 2 Y 5, (B).	54
FIGURA 32 COHERENCIA OBTENIDA, MÉTODO WELCH SENSORES 3 Y 8 (A), SENSORES 2 Y 5, (B).	54
FIGURA 33 ESQUEMA QUE REPRESENTA EL MODELO REALIZADO (SPINE MODEL). FUENTE: CONTRERAS [44].	58
FIGURA 34 VISUALIZACIÓN DE MODELO EN OPENSEES CON BASE EMPOTRADA (A) Y CON PILOTES (B) DE PUENTE ÁGUILA NORTE	58
FIGURA 35 DISTRIBUCIÓN DE MASAS NODALES EN EL MODELO.....	59
FIGURA 36 MODELOS CONSTITUTIVOS CONCRETE02 Y STEEL02 DE LA LIBRERÍA OPENSEES, UTILIZADOS PARA EL HORMIGÓN Y PARA EL ACERO RESPECTIVAMENTE. FUENTE: MANUAL OPENSEES (MAZZONI [3]).	60
FIGURA 37 COMPORTAMIENTO DEL HORMIGÓN G25 A) CONFINADO B) NO CONFINADO.....	61
FIGURA 38 COMPORTAMIENTO CÍCLICO MATERIAL STEEL02.....	61
FIGURA 39 ESQUEMA DE SECCIÓN UTILIZADA PARA EL COMANDO SECTION DE OPENSEES.....	62
FIGURA 40 RELACIÓN ESFUERZO DEFORMACIÓN DE LOS ELASTÓMEROS	63
FIGURA 41 RELACIÓN FUERZA DEFORMACIÓN TÍPICA PARA BARRAS SÍSMICAS, SEGÚN MARTÍNEZ [53].	65
FIGURA 42 COMPORTAMIENTO CÍCLICO FUERZA DEFORMACIÓN DE LAS BARRAS SÍSMICAS	66
FIGURA 43 COMPORTAMIENTO CÍCLICO DE LOS TOPES SÍSMICOS	67

FIGURA 44 COMPORTAMIENTO EMPUJE PASIVO DEL SUELO SEGÚN SHAMSABADI [56].	67
FIGURA 45 MODELACIÓN EN OPENSEES DE LAS CEPAS. (ESQUEMA M. CONTRERAS [44])	69
FIGURA 46 MODELACIÓN DE LOS ESTRIBOS EN OPENSEES. (ESQUEMA M. CONTRERAS [44]).	69
FIGURA 47 UBICACIÓN SONDAJES SPT Y CPTU PUENTE ÁGUILA NORTE.FUENTE: J GRAND [58]	70
FIGURA 48 UBICACIÓN DE LOS SONDAJES CPTU REALIZADOS POR LABORATORIO LMMG [69].	70
FIGURA 49 TIPOS DE SISMOS QUE SE PRODUCEN EN CHILE. LEYTON, 2014	74
FIGURA 50 DIAGRAMA DE FLUJO PARA LA GENERACIÓN DE REGISTROS UTILIZADOS. FUENTE: INFORME DE AMENAZA SÍSMICA, PROYECTO FONDEF.	76
FIGURA 51 REGISTRO SINTÉTICO UTILIZADO DE PISAGUA CON DESVIACIÓN ESTÁNDAR Y SIN DESVIACIÓN ESTÁNDAR	76
FIGURA 52 ESPECTROS DE PSEUDO ACELERACIÓN PARA LOS REGISTROS USADOS	77
FIGURA 53 FORMAS DE VIBRAR PARA MODELO BASE EMPOTRADA PARA PRIMEROS 8 MODOS	79
FIGURA 54 FORMAS DE VIBRAR PARA MODELO CON SSI PARA PRIMEROS 8 MODOS	80
FIGURA 55 VALORES DE T PARA VARIOS VALORES DE G DEL ELASTÓMERO.	81
FIGURA 56 RESULTADOS DEL ANÁLISIS PUSH OVER. (A) CURVA DE CAPACIDAD (FUERZA-DESPLAZAMIENTO) CON NODO DE CONTROL EN EL CENTRO DEL TABLERO. (B) CURVA DE CAPACIDAD CON NODO DE CONTROL EN CEPA 2 PARA BASE EMPOTRADA Y CON SSI, DIRECCIÓN LONGITUDINAL	82
FIGURA 57 RESULTADOS DEL ANÁLISIS PUSH OVER. (A) CURVA DE CAPACIDAD (FUERZA-DESPLAZAMIENTO) CON NODO DE CONTROL EN EL CENTRO DEL TABLERO. (B) CURVA DE CAPACIDAD CON NODO DE CONTROL EN CEPA 2 PARA BASE EMPOTRADA Y CON SSI., DIRECCIÓN TRANSVERSAL.	83
FIGURA 58 DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL (A) Y TRANSVERSAL (B) DEL CENTRO DEL TABLERO. PISAGUA CD.	85
FIGURA 59 CORTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO. EN COLUMNAS DE CEPA 2, LONGITUDINAL (A) Y TRANSVERSAL (B) REGISTRO PISAGUA CD.	85
FIGURA 60 DESPLAZAMIENTO RELATIVO VS TIEMPO (A) Y FUERZA VS DESPLAZAMIENTO RELATIVO (B) EN ELASTÓMERO EXTERIOR SUR DE CEPA 2, DIRECCIÓN LONGITUDINAL, PARA MODELO CON BASE EMPOTRADA Y MODELO CON SSI, UTILIZANDO REGISTRO PISAGUA CD.	85
FIGURA 61 DESPLAZAMIENTO RELATIVO VS TIEMPO (A) Y FUERZA VS DESPLAZAMIENTO RELATIVO (B) EN ELASTÓMEROS EXTERIOR SUR DE CEPA 2, DIRECCIÓN TRANSVERSAL, PARA MODELO CON BASE EMPOTRADA Y MODELO CON SSI, UTILIZANDO REGISTRO PISAGUA CD.	86
FIGURA 62 GRÁFICOS DESPLAZAMIENTO RELATIVO VS TIEMPO Y FUERZA VS DESPLAZAMIENTO RELATIVO EN ELASTÓMEROS EXTERIOR LADO SUR DE CEPA 2, PARA MODELO CON BASE EMPOTRADA Y CON SSI, DIRECCIÓN VERTICAL, UTILIZANDO REGISTRO PISAGUA CD.	86
FIGURA 63 DESPLAZAMIENTO RELATIVO VS TIEMPO EN ELASTÓMEROS EXTERIOR LADO SUR Y NORTE DE CEPA 2, PARA MODELO CON BASE EMPOTRADA (A) Y CON SSI (B), DIRECCIÓN VERTICAL, UTILIZANDO REGISTRO PISAGUA CD.	87
FIGURA 64 GIRO DE LA CEPA VS TIEMPO DE CEPA 2, PARA MODELO CON BASE EMPOTRADA (A) Y CON SSI (B),, UTILIZANDO REGISTRO PISAGUA CD.	88
FIGURA 65. RESULTADOS DE NTHA DE OTROS ELEMENTOS DEL MODELO: BARRAS SÍSMICAS EN CEPA 2 LADO SUR, PARA MODELO CON BASE EMPOTRADA Y MODELO CON SSI, UTILIZANDO EL REGISTRO PISAGUA CD.	89
FIGURA 66. RESULTADOS DE NTHA DE TOPES SÍSMICOS, EN CEPA 2 LADO SUR, PARA MODELO CON BASE EMPOTRADA Y MODELO CON SSI, UTILIZANDO EL REGISTRO PISAGUA CD.	89
FIGURA 67. RESULTADOS DE NTHA DE RELLENO DEL SUELO EN ESTRIBO ORIENTE, PARA MODELO CON BASE EMPOTRADA Y MODELO CON SSI, UTILIZANDO EL REGISTRO PISAGUA CD.	90
FIGURA 68 GRÁFICOS DESPLAZAMIENTO RELATIVO VS TIEMPO (A) Y FUERZA VS DESPLAZAMIENTO RELATIVO (B) EN ELASTÓMEROS EXTERIOR DE CEPA 2 LADO SUR, PARA MODELO CON SSI, DIRECCIÓN LONGITUDINAL, CON FSB Y STEEL01 REGISTRO PISAGUA CD.	91
FIGURA 69 GRÁFICOS DESPLAZAMIENTO RELATIVO VS TIEMPO Y FUERZA VS DESPLAZAMIENTO RELATIVO EN ELASTÓMEROS EXTERIOR DE CEPA 2, PARA MODELO CON SSI, DIRECCIÓN TRANSVERSAL, CON FSB Y STEEL01 REGISTRO PISAGUA CD.	91
FIGURA 70 DESPLAZAMIENTO RELATIVO VS TIEMPO (A) Y FUERZA VS DESPLAZAMIENTO RELATIVO (B) EN ELASTÓMERO EXTERIOR DE CEPA 2, LADO SUR, PARA MODELO CON SSI, DIRECCIÓN VERTICAL, CON FSB Y STEEL01 REGISTRO PISAGUA CD.	92
FIGURA 71 FUERZA VS TIEMPO EN ELASTÓMERO CEPA 2 LADO SUR, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A), TRANSVERSAL (B) Y VERTICAL (C).	92
FIGURA 72 GRÁFICOS DESPLAZAMIENTO RELATIVO VS TIEMPO Y FUERZA VS DESPLAZAMIENTO RELATIVO EN ELASTÓMERO EXTERIOR DE ESTRIBO ORIENTE, PARA MODELO CON SSI, DIRECCIÓN LONGITUDINAL, CON FSB Y STEEL01 REGISTRO PISAGUA CD.	93
FIGURA 73 GRÁFICOS DESPLAZAMIENTO RELATIVO VS TIEMPO Y FUERZA VS DESPLAZAMIENTO RELATIVO EN ELASTÓMEROS DE ESTRIBO ORIENTE, PARA MODELO CON SSI, DIRECCIÓN TRANSVERSAL, CON FSB Y STEEL01 REGISTRO PISAGUA CD.	93

FIGURA 74 GRÁFICOS DESPLAZAMIENTO RELATIVO VS TIEMPO Y FUERZA VS DESPLAZAMIENTO RELATIVO EN ELASTÓMEROS EXTERIOR DE ESTRIBO ORIENTE, PARA MODELO CON SSI, DIRECCIÓN VERTICAL, CON FSB Y STEEL01 REGISTRO PISAGUA CD.	94
FIGURA 75 DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL (A) Y TRANSVERSAL (B) DEL TABLERO PARA MODELO CON Y SIN TOPES SÍSMICOS LATERALES, PARA MODELO CON SSI, Y CON REGISTRO PISAGUA CD.	95
FIGURA 76 DESPLAZAMIENTO VERSUS TIEMPO, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) Y GRÁFICO FUERZA VS DESPLAZAMIENTO (B) EN ELASTÓMEROS DE CEPA 2 PARA MODELO CON Y SIN TOPES SÍSMICOS LATERALES, PARA MODELO CON SSI, Y CON REGISTRO PISAGUA CD.	95
FIGURA 77 DESPLAZAMIENTO VERSUS TIEMPO, DIRECCIÓN TRANSVERSAL (A) Y GRÁFICO FUERZA VS DESPLAZAMIENTO (B) EN ELASTÓMEROS DE CEPA 2 PARA MODELO CON Y SIN TOPES SÍSMICOS LATERALES, PARA MODELO CON SSI, Y CON REGISTRO PISAGUA CD.	95
FIGURA 78 DESPLAZAMIENTO DEL TABLERO DE MODELO CON SSI, EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL, APLICANDO LOS FACTORES DE GRUPO DE PILOTES.	97
FIGURA 79 DIAGRAMAS DE CORTE MÁXIMO (A) Y DE MOMENTO MÁXIMO (B) EN PILOTE EXTERIOR DE CEPA 2 EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD, DIRECCIÓN LONGITUDINAL, PARA REGISTRO PISAGUA CD.	97
FIGURA 80 DIAGRAMAS DE CORTE MÁXIMO (A) Y DE MOMENTO MÁXIMO (B) EN PILOTE EXTERIOR DE CEPA 2 EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD, DIRECCIÓN TRANSVERSAL, PARA REGISTRO PISAGUA CD.	97
FIGURA 81 MODELO BASE EMPOTRADA EN SAP2000.	99
FIGURA 82 MODELO CON SSI SIMPLIFICADA CON SAP2000.	99
FIGURA 83 PERIODOS Y MODOS DE VIBRAR PARA MODELOS SIMPLIFICADO CON SAP2000. MODELO CON SSI(A) Y MODELO CON BASE EMPOTRADA(B).....	100
FIGURA 84 ESPECTRO DE ACELERACIONES DE DISEÑO PARA ZONA SÍSMICA 2 Y SUELO TIPO III.....	102
FIGURA 85 ESPECTRO DE ACELERACIONES PARA REGISTRO PISAGUA CD.	102
FIGURA 86 FACTOR DE CORRECCIÓN DEL RESORTE CR EN FUNCIÓN DE COCIENTE ENTRE DISTANCIA ENTRE PILOTES Y DIÁMETRO DEL PILOTE. M.C. VOL. III, CAP. 3.1000.	103
FIGURA 87 ENVOLVENTE DE CORTE EN PILOTE EXTERIOR DE CEPA 2 EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) DIRECCIÓN TRANSVERSAL (B) UTILIZANDO ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN M.C., ESPECTRO DE ACELERACIONES PARA REGISTRO PISAGUA CD, EN COMPARACIÓN CON RESPUESTA OBTENIDA EN PILOTES EN ANÁLISIS NHTA CON REGISTRO PISAGUA CD.	104
FIGURA 88 ENVOLVENTE DE MOMENTOS EN PILOTE EXTERIOR DE CEPA 2 EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) DIRECCIÓN TRANSVERSAL (B) UTILIZANDO ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN M.C., ESPECTRO DE ACELERACIONES PARA REGISTRO PISAGUA CD, EN COMPARACIÓN CON RESPUESTA OBTENIDA EN PILOTES EN ANÁLISIS NHTA CON REGISTRO PISAGUA CD.	104
FIGURA 89 MODELO BILINEAL PARA CURVA DE CAPACIDAD. FUENTE: FEMA.[79]	108
FIGURA 90 MODELO BILINEAL PARA CEPA 2, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) Y TRANSVERSAL (B), BASE EMPOTRADA.	108
FIGURA 91 MODELO BILINEAL PARA CEPA 2, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) Y TRANSVERSAL (B), BASE EMPOTRADA.	108
FIGURA 92 CURVAS IDA PARA LA DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO EN COLUMNAS. (A) DIRECCIÓN LONGITUDINAL, (B) DIRECCIÓN TRANSVERSAL.....	109
FIGURA 93. FOTO CEPA 1 PUENTE ÁGUILA NORTE.	110
FIGURA 94. FOTO CEPA 2 PUENTE ÁGUILA NORTE.	110
FIGURA 95. FOTO CEPA 3 PUENTE ÁGUILA NORTE.	110
FIGURA 96 CURVAS IDA PARA DESPLAZAMIENTO MÁXIMO RELATIVO EN ELASTÓMEROS, COMPARANDO CONDICIÓN BASE EMPOTRADA Y CON SSI, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) Y TRANSVERSAL (B).	111
FIGURA 97 CURVAS IDA PARA DESPLAZAMIENTO RESIDUAL EN ELASTÓMEROS, COMPARANDO CONDICIÓN BASE EMPOTRADA Y SSI, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) Y TRANSVERSAL (B).	111
FIGURA 98 CURVAS IDA PARA DUCTILIDAD EN COLUMNAS, COMPARANDO CONDICIÓN BASE EMPOTRADA Y CON SSI, UTILIZANDO FSB EN LA MODELACIÓN DE LOS ELASTÓMEROS, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) Y TRANSVERSAL (B).	112
FIGURA 99 CURVAS IDA PARA DESPLAZAMIENTO MÁXIMO RELATIVO EN ELASTÓMEROS, COMPARANDO CONDICIÓN BASE EMPOTRADA Y CON SSI, UTILIZANDO FSB EN LA MODELACIÓN DE LOS ELASTÓMEROS, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) Y TRANSVERSAL(B).....	112
FIGURA 100 CURVAS IDA PARA DESPLAZAMIENTO RESIDUAL EN ELASTÓMEROS, COMPARANDO CONDICIÓN BASE EMPOTRADA Y SSI, UTILIZANDO FSB EN LA MODELACIÓN DE LOS ELASTÓMEROS, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) Y TRANSVERSAL (B).	113
FIGURA 101 CURVAS IDA PARA DUCTILIDAD EN COLUMNAS, COMPARANDO STEEL01 Y FSB, FIJO CONDICIÓN BASE EMPOTRADA, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) Y TRANSVERSAL (B).	113
FIGURA 102 CURVAS IDA PARA DUCTILIDAD EN COLUMNAS, COMPARANDO STEEL01 Y FSB, FIJO CONDICIÓN CON SSI, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) Y TRANSVERSAL (B).	114

FIGURA 103 CURVAS IDA PARA DESPLAZAMIENTO MÁXIMO RELATIVO EN ELASTÓMEROS, COMPARANDO STEEL01 Y FSB, FIJO CONDICIÓN BASE EMPOTRADA, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) Y TRANSVERSAL (B).	114
FIGURA 104 CURVAS IDA PARA DESPLAZAMIENTO MÁXIMO RELATIVO EN ELASTÓMEROS, COMPARANDO STEEL01 Y FSB, FIJO CONDICIÓN SSI, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) Y TRANSVERSAL (B).	114
FIGURA 105 FOTO DE ELASTÓMERO EN ESTRIBO PONIENTE.	115
FIGURA 106 FOTO DE ELASTÓMERO EN ESTRIBO ORIENTE.	116
FIGURA 107 FOTO DE DETALLE DE LA CEPA 2.	116
FIGURA 108 CURVAS IDA PARA DUCTILIDAD EN COLUMNAS, MODELO CON Y SIN TOPE, FIJO CONDICIÓN BASE EMPOTRADA, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) Y TRANSVERSAL (B).	117
<i>FIGURA 109 CURVAS IDA PARA DUCTILIDAD EN COLUMNAS, MODELO CON Y SIN TOPE, FIJO CONDICIÓN CON SSI, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) Y TRANSVERSAL (B).</i>	117
FIGURA 110 CURVAS IDA PARA DESPLAZAMIENTO MÁX. RELATIVO EN ELASTÓMEROS, MODELO CON Y SIN TOPE, FIJO CONDICIÓN BASE EMPOTRADA, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) Y DIRECCIÓN TRANSVERSAL (B).	118
FIGURA 111 CURVAS IDA PARA DESPLAZAMIENTO MÁX. RELATIVO EN ELASTÓMEROS, MODELO CON Y SIN TOPE, FIJO CONDICIÓN SSI, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) Y DIRECCIÓN TRANSVERSAL (B).	118
FIGURA 112 CURVAS IDA PARA DESPLAZAMIENTO MÁX. RELATIVO EN ELASTÓMEROS, MODELO CON Y SIN TOPE, FIJO CONDICIÓN BASE EMPOTRADA. DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) Y DIRECCIÓN TRANSVERSAL (B).	119
FIGURA 113 CURVAS IDA PARA DESPLAZAMIENTO MÁX. RELATIVO EN ELASTÓMEROS, MODELO CON Y SIN TOPE, FIJO CONDICIÓN SSI, DIRECCIÓN LONGITUDINAL (A) Y DIRECCIÓN TRANSVERSAL (B).	119
FIGURA 114 VARIACIÓN DE CURVA CONSTITUTIVA DE TOPES SÍSMICOS	120
FIGURA 115 CURVAS IDA PARA DUCTILIDAD EN COLUMNAS, TOPE CON FACTOR 1, 0,5 Y 2,0. FIJO CONDICIÓN BASE EMPOTRADA.	120
FIGURA 116 CURVAS IDA PARA DUCTILIDAD EN COLUMNAS, TOPE CON FACTOR 1, 0,5 Y 2,0, FIJO CONDICIÓN CON SSI.	121
FIGURA 117 CURVAS IDA PARA DESPLAZAMIENTO MÁX. RELATIVO EN ELASTÓMEROS, TOPE CON FACTOR 1, 0,5 Y 2,0, FIJO CONDICIÓN BASE EMPOTRADA.	121
FIGURA 118 CURVAS IDA PARA DESPLAZAMIENTO MÁX. RELATIVO EN ELASTÓMEROS, TOPE CON FACTOR 1, 0,5 Y 2,0 FIJO CONDICIÓN CON SSI.	121
FIGURA 119 CURVAS IDA PARA DESPLAZAMIENTO RESIDUAL EN ELASTÓMEROS, TOPE CON FACTOR 1, 0,5 Y 2,0, FIJO CONDICIÓN BASE EMPOTRADA.	122
FIGURA 120 CURVAS IDA PARA DESPLAZAMIENTO RESIDUAL EN ELASTÓMEROS, TOPE CON FACTOR 1, 0,5 Y 2,0, FIJO CONDICIÓN MODELO CON SSI.	123
<i>FIGURA 121 DIFERENTES APLICACIONES PARA LAS CURVAS DE FRAGILIDAD. FUENTE: BILLAH Y ALAM, 2014 [74].</i>	124
FIGURA 122 CURVAS DE FRAGILIDAD PARA LA DUCTILIDAD EN COLUMNAS, COMPARANDO LA CONDICIÓN BASE EMPOTRADA Y CON SSI. CONDICIÓN FIJA STEEL01	126
FIGURA 123 CURVAS DE FRAGILIDAD PARA LA DUCTILIDAD EN COLUMNAS, COMPARANDO LA CONDICIÓN BASE EMPOTRADA Y CON SSI. CONDICIÓN FIJA FSB.	126
FIGURA 124 CURVAS DE FRAGILIDAD PARA DESPLAZAMIENTO MÁXIMO RELATIVO EN ELASTÓMEROS, COMPARANDO LA CONDICIÓN BASE EMPOTRADA Y CON SSI. CONDICIÓN FIJA STEEL01	127
FIGURA 125 CURVAS DE FRAGILIDAD PARA DESPLAZAMIENTO MÁXIMO RELATIVO EN ELASTÓMEROS, COMPARANDO LA CONDICIÓN BASE EMPOTRADA Y CON SSI. CONDICIÓN FIJA FSB	127
FIGURA 126 CURVAS DE FRAGILIDAD PARA EL DESPLAZAMIENTO RESIDUAL EN ELASTÓMEROS, COMPARANDO CONDICIÓN BASE EMPOTRADA CON SSI. PARA STEEL01 (A) Y FSB (B).	128
FIGURA 127 CURVAS DE FRAGILIDAD PARA DUCTILIDAD EN COLUMNAS, PARA MODELO CON TOPE SÍSMICO Y SIN TOPE, CONDICIÓN BASE EMPOTRADA.	129
FIGURA 128 CURVAS DE FRAGILIDAD PARA DUCTILIDAD EN COLUMNAS, PARA MODELO CON TOPE SÍSMICO Y SIN TOPE, CONDICIÓN CON SSI.	129
FIGURA 129 CURVAS DE FRAGILIDAD PARA DEFORMACIÓN MÁXIMA RELATIVA EN ELASTÓMEROS, PARA MODELO CON Y SIN TOPE SÍSMICO, CONDICIÓN BASE EMPOTRADA (A) Y CON SSI (B)	130
FIGURA 130 CURVAS DE FRAGILIDAD PARA DEFORMACIÓN RESIDUAL EN ELASTÓMEROS, PARA MODELO CON Y SIN TOPE SÍSMICO, CONDICIÓN BASE EMPOTRADA (IZQUIERDA) Y CON SSI (DERECHA)	130
FIGURA 131. CURVAS DE FRAGILIDAD PARA DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTOS EN COLUMNAS, MODELACIÓN CON BASE EMPOTRADA	131
FIGURA 132. CURVAS DE FRAGILIDAD PARA DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTOS EN COLUMNAS, MODELACIÓN CON SSI.	132
FIGURA 133. CURVAS DE FRAGILIDAD PARA CURVAS DE FRAGILIDAD PARA PARA DESPLAZAMIENTO MÁXIMO RELATIVO EN ELASTÓMERO SUR DE CEPA 2. PARA CONDICIÓN BASE EMPOTRADA.	132
FIGURA 134. CURVAS DE FRAGILIDAD PARA PARA DESPLAZAMIENTO MÁXIMO RELATIVO EN ELASTÓMERO SUR DE CEPA 2, MODELACIÓN CON SSI.	133

FIGURA 135. CURVAS DE FRAGILIDAD PARA CURVAS DE FRAGILIDAD PARA PARA DESPLAZAMIENTO RESIDUAL EN ELASTÓMERO SUR DE CEPA 2. PARA CONDICIÓN BASE EMPOTRADA.	133
FIGURA 136. CURVAS DE FRAGILIDAD PARA CURVAS DE FRAGILIDAD PARA PARA DESPLAZAMIENTO RESIDUAL EN ELASTÓMERO SUR DE CEPA 2. PARA CONDICIÓN CON SSI.	134
FIGURA 137 DAÑOS EN TOPES EVIDENCIADOS EN PUENTE PETORCA, EN 201 TERREMOTO LOS VILOS 2015. ELABORACIÓN PROPIA.	137
FIGURA 138 REGISTROS PROPAGADOS CON ORIGEN INTRAPLACA.	146
FIGURA 139 REGISTROS PROPAGADOS CON ORIGEN INTERPLACA.	147
FIGURA 140 REGISTROS PROPAGADOS CON ORIGEN SUPERFICIAL.	148
FIGURA 141 REGISTROS ORIGINALES TERREMOTO DEL MAULE, CHILE, 2010.	149
FIGURA 142 RESULTADOS PUSHOVER TRANSVERSAL PARA TOPE SÍSMICO Y BARRA SÍSMICA CEPA 2, LADO SUR.	150
FIGURA 143 RESULTADOS PUSHOVER TRANSVERSAL PARA ELASTÓMEROS EN CEPA 2, LADO SUR Y ESTRIBO ORIENTE.	150
FIGURA 144 RESULTADOS PUSHOVER LONGITUDINAL PARA TOPE SÍSMICO SUR Y BARRA SÍSMICA SUR EN ESTRIBO ORIENTE.	151
FIGURA 145 RESULTADOS PUSHOVER LONGITUDINAL PARA REACCIÓN DEL SUELO, ESTRIBO 1 (A) Y ESTRIBO 2 (B).	151

Motivación

En Chile y en el mundo el diseño de puentes está formulado para que estos elementos viales, que son de gran importancia en la conectividad y desarrollo de las naciones, puedan resistir tanto las solicitaciones generadas por el peso propio de sus elementos, las cargas vivas como el tránsito, y aquellas producidas por manifestaciones de la naturaleza, como el viento, inundaciones, crecidas de ríos, nieve, y en especial las solicitaciones generadas por los sismos, por lo cual los códigos de diseño contemplan diversas metodologías para su diseño sismorresistente. En Chile el diseño de puentes está considerado en el capítulo 3.1000 del Capítulo 3 del Manual de Carreteras [2], el cual contempla para el diseño sísmico análisis estáticos, como el método del coeficiente sísmico, el método del coeficiente sísmico con factor de reducción, y análisis dinámicos como el método modal espectral, entre otros. Sin embargo, como se ha podido ver recientemente durante el sismo de Maule del 2010, cerca del 3% de los puentes del país sufrieron daño, e incluso algunos de ellos colapsaron [1]. Esto indica que, pese al avance del estado de la práctica y del conocimiento, aún hay aspectos por conocer en el real comportamiento de las estructuras, especialmente cuando se considera el comportamiento no lineal de los materiales y de los componentes de los puentes, aspectos no considerados en el Manual de Carreteras [2].

Por lo anterior, la motivación principal de este trabajo es avanzar en el estado de la práctica del análisis no lineal de puentes chilenos utilizando metodologías presentes en el estado de arte que permitan aportar conocimiento para mejorar y desarrollar el diseño, evaluación y la resiliencia de puentes chilenos. Lo anterior se enmarca en poder realizar diseños y evaluaciones basadas en el desempeño de los puentes, para lo cual es importante realizar análisis no lineal y estimar la vulnerabilidad sísmica de los puentes chilenos.

Objetivos

El objetivo general es realizar una evaluación detallada del desempeño sísmico del puente Águila Norte mediante modelos tridimensionales del puente y análisis no lineales llevados a cabo en el software OpenSees [3], que incluya los efectos de sitio, la interacción suelo-estructura y la interacción entre los diversos componentes del puente, de manera de generar algunas recomendaciones para el análisis no lineal que permitan contribuir al diseño y análisis sísmico de puentes.

Los objetivos específicos son:

- Definir un set de registros de cada condición sismogénica asociados a distintos tipos de terremotos ocurridos en Chile y el extranjero, para realizar análisis tiempo-historia.
- Desarrollar modelos no lineales detallados del puente, incorporando los efectos de sitio, la interacción suelo-estructura, y las interacciones entre los distintos componentes de la estructura.
- Obtener las propiedades dinámicas de los componentes de la estructura a partir de mediciones de vibraciones ambientales, utilizando técnicas de análisis modal operacional (OMA).
- Evaluar el comportamiento sísmico del puente utilizando análisis modal, análisis Pushover, análisis no lineal dinámico (NTHA), y análisis incremental dinámico (IDA).
- Estimar la vulnerabilidad sísmica del puente a través de la obtención de curvas de fragilidad.
- Desarrollar un modelo de elementos finitos con el programa SAP2000 [4], de práctica habitual en diseño de puentes, utilizando el espectro de diseño formulado por el Manual de Carreteras y comparar sus resultados con la respuesta del modelo no lineal realizado en OpenSees.
- A partir de los modelos detallados y simplificados de la estructura, entregar recomendaciones para guiar el análisis sísmico de puentes viales.

Metodología

Para el logro de los objetivos anteriormente enunciados se empleó la siguiente metodología:

1ª Parte: Identificación de Propiedades dinámicas:

Se identifican las propiedades dinámicas del puente águila Norte con métodos de identificación de Sistemas (SSI), a partir de mediciones realizadas a las vibraciones ambientales del puente, y se comparan con resultados obtenidos por otros investigadores, y con los resultados obtenidos en la modelación del puente.

2a Parte: Estudio del desempeño sísmico de puente Águila Norte. Figura 1.

En primer lugar, se realiza el desarrollo de modelos tridimensionales en el software OpenSees para el puente Águila Norte con base empotrada y con SSI.

Posteriormente, se realiza una selección de registros de manera de tener una variedad sismogénica de tipos de terremotos producidos en Chile complementados con registros de terremotos ocurridos en Estados Unidos, Japón y México

Luego, con los modelos y los registros sísmicos definidos, se realizan análisis modal, análisis estático, análisis dinámico no lineal y análisis dinámico incremental, obteniendo la respuesta estructural de componentes importantes.

En seguida se realiza un modelo simplificado del puente Águila Norte y se realiza un análisis modal espectral utilizando el espectro de diseño del Manual de Carreteras. Se comparan sus resultados con los obtenidos en el análisis no lineal dinámico realizado en OpenSees y se entregan comentarios, conclusiones y recomendaciones para el diseño de puentes.

A continuación, se deben definir los estados límite de aquellos componentes estructurales elegidos, con el fin generar las curvas de fragilidad para cada uno de los elementos estructurales seleccionados considerando los estados límite definidos.

Finalmente, se enuncian conclusiones a los resultados obtenidos.

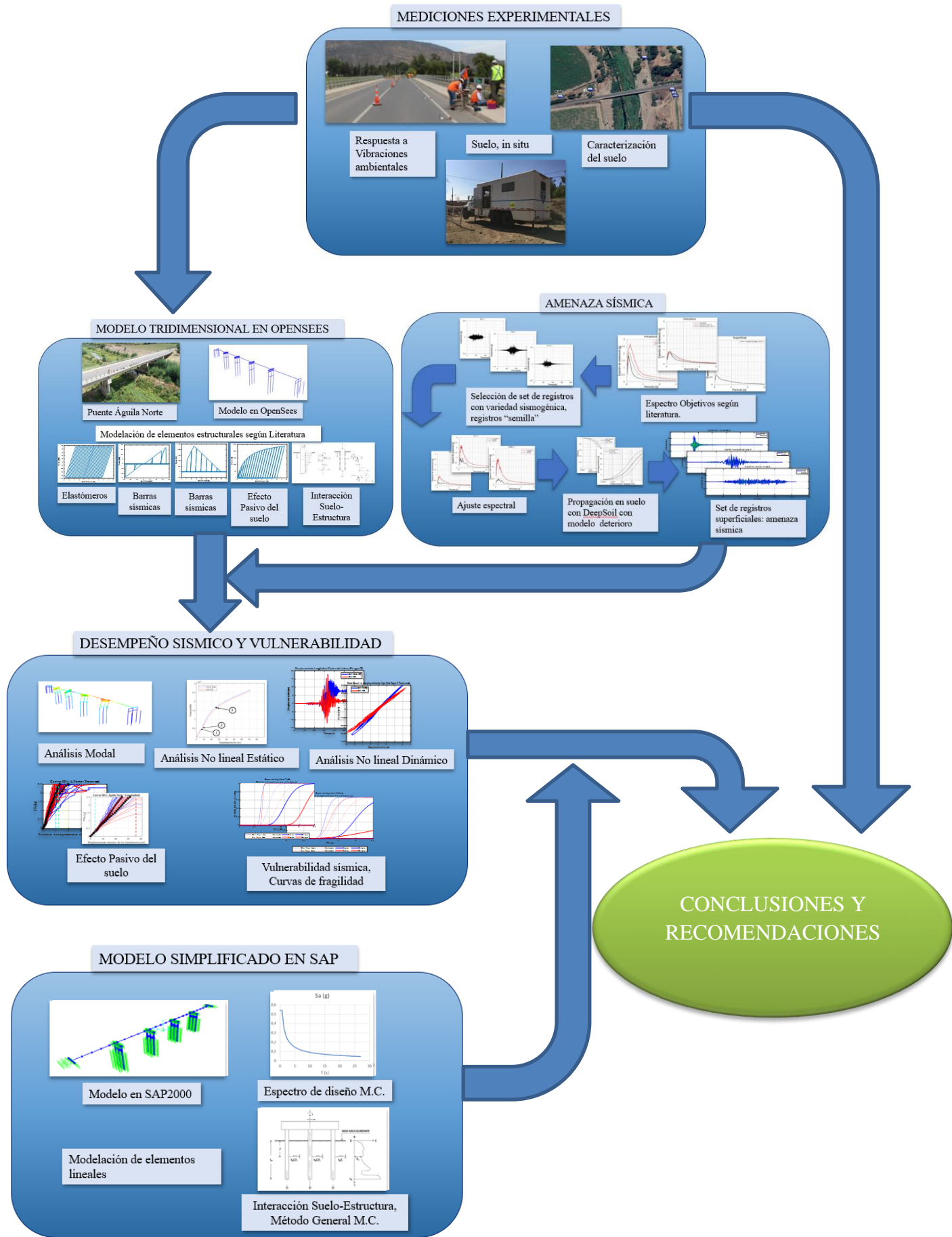


Figura 1 Esquema de la metodología empleada en este estudio

Relevancia de la investigación.

Esta investigación tiene como motivación principal estudiar el desempeño sísmico de un puente típico chileno sometido a registros de variedad sismogénica, debido a que en el sismo del Maule 2010, muchos puentes evidenciaron daño. En lo específico, esta tesis pretende ser un aporte científico y generar conocimiento para desarrollar análisis no lineal que pueda ser incorporado en códigos referente a este tema, especialmente el Manual de Carreteras, dando recomendaciones que permitan mejorar el diseño de las estructuras, el comportamiento no lineal, y más precisamente en lo referido a la interacción suelo estructura. Estos aportes serán conocimiento y experiencia para las futuras mejoras de los códigos de diseño. Adicionalmente se pretende con este trabajo dar respuesta a los siguientes planteamientos:

- Se puede modelar más realísticamente un puente de tipología típica chilena incorporando el comportamiento del suelo de manera más precisa, y la interacción más detallada de los demás elementos del puente, con el propósito de entender de manera más clara las falencias que han mostrado tal tipo de estructuras en terremotos pasados.
- A través de la literatura disponible como también a través de mediciones experimentales se puede caracterizar de manera más precisa los elementos del sistema estructural como modelar su comportamiento en modelos tridimensionales que, en conjunto con un adecuado set de registros, permite evaluar su desempeño sísmico.
- A partir del estudio detallado del comportamiento sísmico de puentes viales se puede obtener algunas recomendaciones para el desarrollo de modelos simplificados que incorporen aspectos geotécnicos y estructurales, no considerados actualmente en la práctica chilena.

Estructura de la tesis

La estructura del siguiente trabajo de tesis es la siguiente:

Capítulo 1: REVISION DEL ESTADO DEL ARTE

Se revisa el estado del arte de los principales temas de este trabajo; la identificación de propiedades dinámicas, la interacción suelo estructura y la generación de curvas de fragilidad.

Capítulo 2: DESCRIPCIÓN DEL PUENTE ÁGUILA NORTE

Se realiza una descripción del puente Águila Norte y de sus elementos estructurales.

Capítulo 3: OBTENCIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS A PARTIR DE MEDICIONES AMBIENTALES.

A partir de mediciones realizadas en el puente sometidos a vibraciones ambientales, se realiza la identificación de propiedades dinámicas con software Artemis Modal Pro.

Capítulo 4: MODELACIÓN PUENTE ÁGUILA NORTE.

Se explica la modelación del puente Águila Norte en OpenSees principalmente con dos modelos, uno con base empotrada y otro con interacción suelo estructura.

Capítulo 5: AMENAZA SÍSMICA

Se identifican los registros que se utilizan para realizar el análisis dinámico no lineal y se explica la manera en que se obtuvieron.

Capítulo 6: EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL CASO DE ESTUDIO

Se realiza el estudio del desempeño sísmico del puente considerando primeramente análisis modal, análisis estático no lineal (pushover), análisis dinámico no lineal (*NTHA*), utilizando variaciones al modelo original, a manera de análisis de sensibilidad.

Capítulo 7: MODELACIÓN PUENTE ÁGUILA NORTE CON MODELO SIMPLIFICADO.

Se realiza un modelo simplificado que considera la práctica habitual en el diseño de puentes, y se compara su respuesta con los resultados obtenidos anteriormente con el análisis *NTHA*.

Capítulo 8: EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA.

En este capítulo se realizan análisis dinámicos incrementales y se obtienen curvas de fragilidad para evaluar la vulnerabilidad sísmica.

Capítulo 9: CONCLUSIONES.

En este capítulo se entregan las conclusiones y principales aportes de este trabajo

ANEXOS

En este último capítulo se entrega más información de los análisis realizados, de manera de permitir ver en detalle algunos resultados del presente trabajo.

CAP. 1. REVISIÓN DEL ESTADO DEL ARTE

1.1.- Estado del arte de obtención de propiedades dinámicas a partir de vibraciones ambientales.

Para estimar las propiedades y características de las estructuras existen varias técnicas, entre las que se encuentran la toma de muestras a través de ensayos destructivos y no destructivos, modelos a escala, e instrumentación de las estructuras, entre otras. La instrumentación de las estructuras y la obtención de mediciones de diferentes variables asociadas a la respuesta de la estructura, como aceleraciones, velocidades, desplazamientos, fuerzas, etc., en conjunto con la aplicación técnicas de identificación de sistemas, permiten estimar las propiedades dinámicas de la estructura. A su vez, la determinación de las propiedades dinámicas permite evaluar si los supuestos hechos en la modelación fueron adecuados, verificar si estas características se mantienen en el tiempo o, por el contrario, ver si se producen cambios en las propiedades modales de la estructura, lo cual permitiría inferir deterioros en los elementos estructurales producidos por la operación de las estructuras durante su ciclo de vida [5].

Para la determinación de las propiedades dinámicas se utilizan técnicas de identificación de sistemas, las cuales tiene diversas aplicaciones en muchas ciencias, como la ingeniería estructural, ingeniería mecánica, ingeniería aeroespacial, electrónica, señales, bioingeniería, medicina y muchas más. En el campo de la ingeniería civil, la identificación de sistemas es muy aplicada en el monitoreo, control y determinación de propiedades dinámicas de diversos sistemas estructurales.

Aunque la obtención experimental de las propiedades dinámicas de las estructuras no es una disciplina nueva, pues data de la mitad del siglo XX (Ewins [6]), en la últimas décadas ha tenido un importante desarrollo que está asociado a la implementación de modelos cada vez más sofisticados y algoritmos más poderosos y confiables, que junto al desarrollo tecnológico de equipos más sensibles y herramientas computacionales más veloces y poderosas, han permitido que esta disciplina se desarrolle y sea utilizada por gran cantidad de investigadores [5]. En un comienzo, la aplicación de las pruebas para obtener las propiedades dinámicas se hacía aplicando alguna sollicitación al elemento estructural que permitiera generar una respuesta la cual es registrada y, a través de la identificación de sistemas se determinan las propiedades dinámicas como frecuencias características, modos de vibrar y amortiguamiento. Estas pruebas son conocidas como Experimental Modal Analysis (EMA), que tienen un amplio desarrollo y, por lo mismo, existe una vasta literatura -Ewins [6], Heylen et al [7], Maia et al. [8]. En la Figura 2, se muestra un esquema que simboliza las características de un sistema, en el cual tanto la excitación del sistema en el dominio del tiempo, $x(t)$ (entrada), como la respuesta del sistema, $y(t)$ (salida) son conocidas.

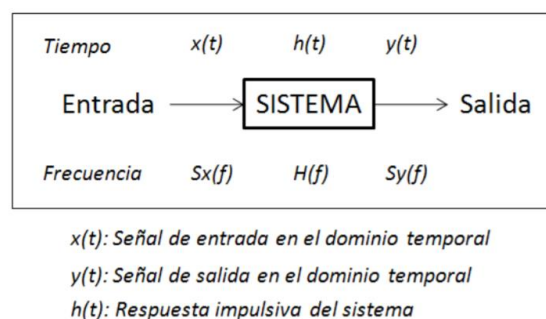


Figura 2: Esquema típico de un sistema con excitación de entrada y registro de salida. Fuente: Henao [9].

El inconveniente de las pruebas EMA es que las sollicitaciones o vibraciones forzadas que se usan para excitar el sistema, normalmente tiene un alto costo, además de generar la interrupción del

funcionamiento normal del elemento estudiado. Por ejemplo, en el caso de puentes, se debe detener el tránsito durante las mediciones por un tema de seguridad e interferencia en las mediciones. También es importante mencionar que la aplicación de fuerzas externas podría generar daños en la estructura estudiada durante la aplicación de las pruebas, lo cual conlleva algún riesgo en el caso del análisis de estructuras antiguas o con cierto deterioro. Es por estas dificultades, que desde hace algunos años han tenido un importante auge las pruebas experimentales que no utilizan vibraciones forzadas, sino que utilizan las vibraciones generadas por las condiciones de operación de los puentes, ya sea, las generadas por el viento y el paso del tránsito. Esta técnica es conocida como test Operational Modal Analysis, OMA. En este caso, la excitación del sistema corresponde a sollicitaciones de operación en la estructura que se producen por la acción del viento y del tránsito, muy difíciles de reproducir, llamadas vibraciones ambientales, En estos casos, no es posible tener registro de la sollicitación, pudiendo sólo obtener los registros de respuesta de la estructura, por lo que estos sistemas son conocidos como Only-Output Modal Analysis. Ésta es la principal diferencia entre la metodología EMA y OMA, ya que en la primera la excitación es conocida y reproducible, mientras que en la segunda es desconocida y muy difícil de medir. Existe una gran variedad de metodologías de identificación de sistemas, desarrolladas desde hace años por muchos académicos e investigadores, a partir de los primeros trabajos de Van Overschee y De Moor [10]. En el trabajo desarrollado por Sirca y Adeli [5], se muestran distintos enfoques que puede tener la identificación de sistemas, como por ejemplo enfoques basados en modelos tradicionales -los EMA y OMA ya mencionados-, enfoques inspirados en modelos biológicos basados en algoritmos genéticos y redes neuronales (Neural networks y genetic algorithm), enfoques que procesan señales en base a ondículas (wavelets), otros que ocupan la teoría del caos y los enfoques multiparadigmas, aunque estos últimos han sido poco utilizados en puentes viales [5].

Para entender un poco mejor los análisis EMA y OMA, supongamos un sistema de varios grados de libertad (MDOF), excitado por una fuerza $f\{t\}$. De esta manera, la ecuación de movimiento que gobierna al sistema es:

$$[M]\{\ddot{y}(t)\} + [C]\{\dot{y}(t)\} + [K]\{y(t)\} = [\bar{B}]\{u(t)\} = f\{t\} \quad \text{Ec. 1}$$

Donde, [M] es la matriz de masa, [C] la matriz de amortiguamiento, [K] la matriz de rigidez, $\{y(t)\}$ la respuesta en el tiempo del sistema MDOF en cada uno de sus grados de libertad, $\{\dot{y}(t)\}$ e $\{\ddot{y}(t)\}$ representan los vectores de velocidad y aceleración, respectivamente, [B] la matriz que define la entrada de ubicación de la excitación, y $u\{t\}$ el vector de variación en el tiempo.

Definiendo el vector de estado $\{s(t)\}$ como:

$$\{s(t)\} = \begin{Bmatrix} \dot{y}\{t\} \\ y\{t\} \end{Bmatrix} \quad \text{Ec. 2}$$

En que además la derivada del vector estado es:

$$\{\dot{s}(t)\} = \begin{Bmatrix} \ddot{y}\{t\} \\ \dot{y}\{t\} \end{Bmatrix} \quad \text{Ec. 3}$$

Se puede representar la Ec. 1. con la ecuación:

$$\{\dot{s}(t)\} = [Ac]\{s(t)\} + [Bc]\{u(t)\} \quad \text{Ec. 4}$$

$$\{y(t)\} = [Cc]\{s(t)\} + [Dc]\{u(t)\} \quad \text{Ec. 5}$$

Que representa los estados del sistema, por lo que las Ec. 4 y Ec. 5 se conocen como la representación de los estados del sistema dinámico.

Donde,

$$[Ac] = \begin{bmatrix} [M]^{-1}[C] & -[M]^{-1}[K] \\ [I] & [0] \end{bmatrix} \quad \text{Ec. 6}$$

$$[Bc] = \begin{bmatrix} [M]^{-1}[\bar{B}] \\ [0] \end{bmatrix} \quad \text{Ec. 7}$$

$$[C_c] = [[Cv] - [Ca][M]^{-1}[Cd] - [C_a][M]^{-1}[k]] \quad \text{Ec. 8}$$

$$[D_c] = [C_a][M]^{-1}[\bar{B}] \quad \text{Ec. 9}$$

donde [Ca], [Cv] y [Cd], son las matrices de ubicación para las aceleraciones, velocidades y desplazamientos, respectivamente. Ahora, teniendo en cuenta que las Ec. 4 y Ec. 5. están formuladas para funciones $\{y(t)\}$ y $\{u(t)\}$ continuas en el tiempo, y considerando que la respuesta registrada por los instrumentos es discreta, la variable respuesta se puede representar por el vector discreto s_k , definido por:

$$\{s_k\} = \{s(k \cdot \Delta t)\} \quad \text{Ec. 10}$$

Los estados del sistema se pueden representar en forma discreta como:

$$\{s_{k+1}\} = [A]\{s_k\} + [B]\{u_k\} \quad \text{Ec. 11}$$

$$\{y_k\} = [C]\{s_k\} + [D]\{u_k\} \quad \text{Ec. 12}$$

Donde,

$$[A] = e^{[Ac]\Delta t} \quad \text{Ec. 13}$$

$$[B] = ([A_c] - I) \cdot [A_c]^{-1}[B_c] \quad \text{Ec. 14}$$

$$[C] = [C_c] \quad \text{Ec. 15}$$

$$[D] = [D_c] \quad \text{Ec. 16}$$

Si a la ecuación de estados discretos Ec. 11 y Ec. 12 se le agrega elementos estocásticos como las inexactitudes de la medición, conocido como ruido de la medición $\{v_k\}$, y las perturbaciones e imperfecciones del modelo, ruido del proceso $\{w_k\}$, un test EMA se puede representar por:

$$\{s_{k+1}\} = [A]\{s_k\} + [B]\{u_k\} + \{w_k\} \quad \text{Ec. 17}$$

$$\{y_k\} = [C]\{s_k\} + [D]\{u_k\} + \{v_k\} \quad \text{Ec. 18}$$

En el caso del test EMA, tanto la excitación $\{u_k\}$ como la salida $\{s_k\}$ son conocidas. En un test tipo OMA, como aquellos en que se utilizan vibraciones ambientales, solamente es conocida la salida $\{s_k\}$, luego la representación del modelo de subespacios de estados estocásticos discreto queda de la siguiente forma:

$$\{s_{k+1}\} = [A]\{s_k\} + \{w_k\} \quad \text{Ec. 19}$$

$$\{y_k\} = [C]\{s_k\} + \{v_k\} \quad \text{Ec. 20}$$

Finalmente, la identificación de las propiedades del sistema que utiliza sólo los registros de salida, y que considera las variables de ruido en la medición $\{v_k\}$ (también llamado ruido blanco) y las imperfecciones del modelo $\{w_k\}$, como variables aleatorias, son técnicas conocidas como Identificación de Subespacios Estocásticos, con sus siglas en inglés SSI (Stochastic SubSpace Identification).

1.1.1.- Métodos de Identificaciones de Sistemas SSI.

Existe bastante literatura que muestran diversas técnicas de identificación de sistemas, y numerosos trabajos que abordan las distintas técnicas de identificación de sistemas para distintos fines. En el

trabajo de Peeters y De Roeck[11], y en el texto de Rainieri y Fabbrocino [12], se muestran distintas técnicas de SSI, tanto en el dominio del tiempo como los que están en el dominio de las frecuencias, algunas de los cuales se muestran en esta parte del trabajo, haciendo una descripción muy general de sus principales características.

1.1.2.-Métodos en el Dominio de las Frecuencias

El principio de los métodos en el dominio de las frecuencias es utilizar la transformada rápida de Fourier (Fast Fourier Transform FFT), para llevar las señales al dominio de las frecuencias, y la transformada rápida de inversa Fourier (Inverse Fast Fourier Transform IFFT), para volver al dominio del tiempo, según las siguientes expresiones Ec. 21 y Ec. 22, respectivamente.

$$X(w) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-i2\pi wt} dt \quad \text{Ec. 21}$$

$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} X(w) e^{i2\pi wt} dw \quad \text{Ec. 22}$$

Esta transformación utiliza números complejos y funciones exponenciales lo cual tiene varias ventajas en los cálculos computacionales y derivaciones analíticas [4].

En términos discretos y utilizando los registros de salida $\{y_k\}$, se puede hacer la transformación discreta de Fourier (DFT), por la Ec. 23:

$$Y_k = \sum_{n=0}^{N-1} y_n e^{-\frac{i2\pi kn}{N}} \quad \text{para } k = 0, 1, 2, \dots, N-1 \quad \text{Ec. 23}$$

Dónde T es el tiempo total del registro, el que se discretiza en N intervalos de tiempo Δ , de manera que T es igual a N veces Δ .

Los métodos en el dominio de las frecuencias utilizan las funciones de densidad de potencia espectral (PSD), la cual se obtiene con la Ec. 24:

$$S_{yy}(w) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} E[Y_k^*(w, T) Y_k(w, T)] \quad \text{Ec. 24}$$

Donde, Y_k^* es la matriz transpuesta de Y_k .

Si se tiene otro set de mediciones designado por X_k , se tiene la función de potencia espectral cruzada en la Ec. 25:

$$S_{xy}(w) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} E[X_k^*(w, T) Y_k(w, T)] \quad \text{Ec. 25}$$

Método básico en el dominio de las frecuencias o método Peak Picking (PP).

El método Peak Picking (Felber) [13] es muy usado por su simplicidad y utiliza las funciones de potencia espectral. El nombre del método proviene de identificar los valores máximos (peaks) en el gráfico de la función PSD, los cuales corresponden aproximadamente a los modos de vibración dominantes del sistema. El modo r-ésimo del sistema se puede estimar aproximadamente por la Ec. 26;

$$\{y(t)\} \approx \{\phi_r\} p_r(t) \quad \text{Ec. 26}$$

Donde, $p_r(t)$ es la coordenada modal relativa al modo r-ésimo. En consecuencia, la función de correlación está dada por:

$$R_{yy}(\tau) = E[\{y(t + \tau)\}\{y(t)\}^T] = R_{p_r p_r}(\tau)\{\Phi_r\}\{\Phi_r^T\} \quad \text{Ec. 27}$$

$$R_{p_r p_r}(\tau) = E[p_r(t + \tau)p_r(t)] \quad \text{Ec. 28}$$

Donde, $R_{p_r p_r}(\tau)$ es la función de auto correlación modal, y la matriz de densidad espectral está dada por:

$$G_{yy}(w) = G_{p_r p_r}(w)\{\Phi_r\}\{\Phi_r\}^H \quad \text{Ec. 29}$$

Donde, $G_{p_r p_r}$ es la función de densidad espectral de la coordenada modal. La Ec. 29 representa la matriz PSD de rango uno. Por lo tanto, en resonancia cualquier columna de la matriz PSD se puede considerar como una estimación de la forma del modo correspondiente. Para utilizar este método se deben considerar las lecturas de un sensor $\{y(t)\}$, y utilizar las lecturas de un segundo sensor $\{x(t)\}$ como referencia, ya que la utilización de un solo sensor es insuficiente, por lo que al menos dos deben ser utilizados. Estos sensores deben cumplir algunas condiciones, lo cual influye en la cantidad de modos puedan ser identificados y en la confiabilidad del método. La disposición de los sensores en la estructura y la geometría del puente también influyen en la identificación de los modos. La revisión de las funciones de coherencia entre las dos señales elegidas permite apoyar la identificación. En este sentido, sensores que registran la respuesta en direcciones diferentes y ortogonales entre sí, por ejemplo, un sensor que registra la respuesta transversal y otro la respuesta vertical, pueden identificar modos de vibrar de flexión, si la coherencia entre las dos señales tiene valores bajos. Por otro lado, si los sensores están orientados en la misma dirección, pueden identificar modos de vibrar torsionales para valores de coherencia entre ambas señales cercanos a 1, como se muestra en la Figura 3 [12].

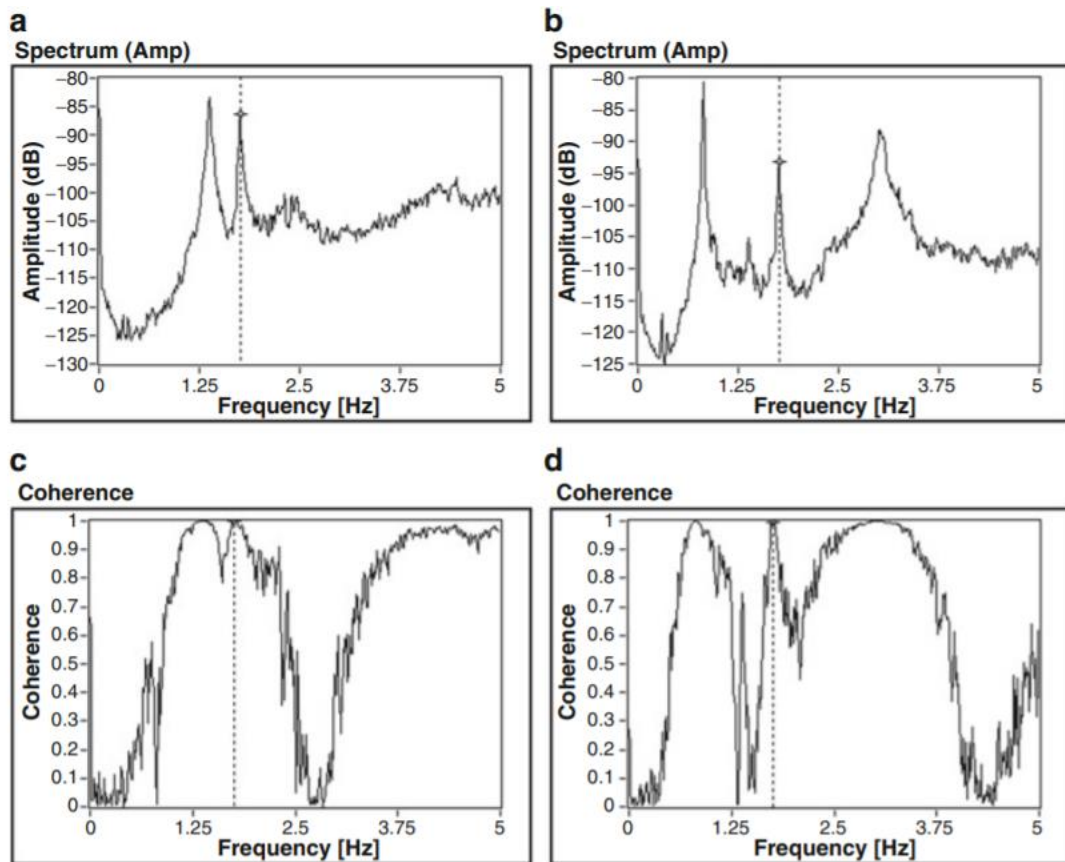


Figura 3 PSD en sensores ortogonales, a y b, y funciones de coherencia en sensores paralelos c y d, en que se identifica un modo de torsión.[12]

El método Peak Picking es efectivo para bajo amortiguamiento y para modos de vibración con frecuencias que no se encuentren muy cercanas. Si no se cumplen estas condiciones, la detección de los modos puede ser errónea y se pueden indicar peaks que no corresponde a modos de vibración reales [4]. Sin embargo, es un método bastante usado por su simplicidad además que las funciones PSD y de coherencia se encuentran disponibles en algunos softwares de programación, como MatLab [14], lo cual facilita su uso. En el capítulo 3 de este trabajo se presenta un ejemplo de identificación de propiedades dinámicas usando esta metodología y comparándola con otros resultados obtenidos con distintas metodologías.

Método de Descomposición en el Dominio de Frecuencias (FDD).

El método Peak Picking a pesar de ser bastante utilizado por su simplicidad también tiene bastantes críticas pues identifica modos de vibración que no son fundamentales lo que reduce su precisión (Peeters [11]; Rainieri [12]), lo cual ha conducido a desarrollar otras metodologías como Frequency Domain Decomposition (FDD) (Brinker et al.) [15]. Este método viene a compensar las desventajas del método anterior.

La teoría de este método está basada en la expansión modal de la respuesta de la estructura.

$$\{y(t)\} = [\Phi]\{p(t)\} \quad \text{Ec. 30}$$

En que $[\Phi]$ es la matriz de modos de vibración y $\{p(t)\}$ es la matriz de coordenadas modales. La matriz de correlación de la respuesta se obtiene con:

$$[R_{yy}(\tau)] = E\{\{y(t + \tau)\}\{y(t)\}^T\} = [\Phi][R_{pp}(\tau)][\Phi]^T \quad \text{Ec. 31}$$

Y la matriz PSD puede ser obtenida de la expresión:

$$[G_{yy}(w)] = [\Phi][G_{pp}(\tau)][\Phi]^H \quad \text{Ec. 32}$$

Aplicando la función de descomposición de valores singulares (Single Value Decomposition, SVD) se tiene la expresión:

$$[G_{yy}(w)] = [U][\Sigma][V]^H \quad \text{Ec. 33}$$

En que $[U]$ y $[V]$ son los vectores unitarios singulares y $[\Sigma]$ es la matriz de valores singulares ordenados en orden descendente. Para una matriz Hermitiana definida positiva, como lo es una matriz PSD, la ecuación anterior se puede reescribir como:

$$[G_{yy}(w)] = [U][\Sigma][U]^H \quad \text{Ec. 34}$$

Los valores singulares están relacionados con las respuestas modales y pueden ser utilizados para definir los espectros de sistemas SDOF equivalentes caracterizados por los mismos parámetros modales como los modos que contribuyen a la respuesta del sistema MDOF bajo investigación. Dado que la SVD proporciona los valores singulares dispuestos en orden descendente, cerca de una resonancia, el primer valor singular contiene la información sobre el modo dominante en esa frecuencia. Además, dado que el número de valores distintos de cero en la matriz $[\Sigma]$ es igual al rango de la matriz PSD a la frecuencia considerada, esta propiedad se puede utilizar para identificar modos poco espaciados o incluso coincidentes. De hecho, el número de valores singulares dominantes (que define el rango de la PSD de la matriz de salida) a una cierta frecuencia es igual al número de modos que dan una contribución a la respuesta estructural en esa frecuencia particular. Asumiendo que solo un modo es dominante en la frecuencia ω , y que la frecuencia seleccionada es asociada al peak de resonancia del modo k-ésimo, la matriz PSD se aproxima a una matriz de rango uno con un solo término en el lado derecho de la Ec. 35.

$$[G_{yy}(w)] = \sigma_1 \{u_1\} \{u_1\}^H, \text{ para } w, \dots, w_k \quad \text{Ec. 35}$$

En este caso, el primer vector singular representa la forma modal estimada para el modo k-ésimo:

$$\{\hat{\phi}\} = \{u_1(w_k)\} \quad \text{Ec. 36}$$

Mientras que el valor singular σ_1 correspondiente, pertenece a la función PSD del sistema SDOF equivalente, correspondiente al modo de interés. La función PSD del SDOF equivalente se identifica como el conjunto de valores singulares alrededor de un peak de gráficos de valores singulares (Figura 4) que se caracterizan por tener vectores singulares similares. En la versión mejorada del método, el llamado método de Descomposición en el dominio de frecuencia mejorado (EFDD) (Brincker et al.[15], Gade et al.[16]), la función PSD de un SDOF se utiliza para estimar también la relación de amortiguamiento modal.

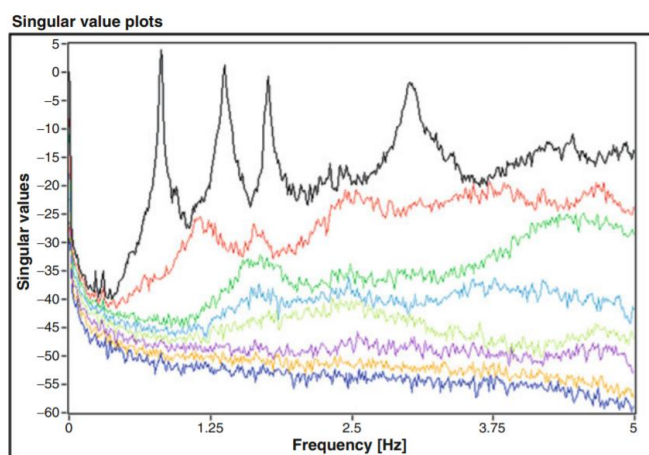


Figura 4 Gráfico de los valores singulares. Las puntas representan modos de vibración con sus respectivas frecuencias fundamentales. Fuente: Rainieri y Fabbrocino.[12]

El método FDD permite la identificación de modos menos espaciados, a diferencia del PP. Sin embargo, su principal desventaja es que el modo estimado podría ser sesgado si los sensores considerados para el análisis no son ortogonales. Más aún, las estimaciones obtenidas no son sesgadas si las mediciones registradas corresponden a sensores que registran respuesta en direcciones ortogonales entre sí, pero si no son ortogonales, las estimaciones son sesgadas en los modos débiles. Sin embargo, y pese a lo anterior, la estimación sigue siendo confiable para los modos dominantes [12]. Es posible encontrar en la literatura variaciones al método FDD/EFDD, como la técnica FSDD (Frequency-Spatial Domain Decomposition [17]) en que se adoptan filtros espaciales para mejorar la estimación de frecuencias modales y razones de amortiguamiento [12].

Otros métodos de identificación de sistemas en el dominio de las frecuencias

Existen otros métodos que operan en el dominio de las frecuencias como métodos paramétricos (Frequency Domain Parametric Modal Identification [12]) que están basados en polinomios modales obtenidos con estimadores de mínimos cuadrados, como el estimador Least Squares Frequency Domain (LSFD [18]), lo que le da el nombre al método. El método LSFD conduce a un problema de mínimos cuadrados no lineales que necesita un algoritmo de optimización para ser resuelto y buenos valores iniciales para reducir las iteraciones. Como consecuencia, el estimador LSFD se usa solo para obtener estimaciones globales de las formas modales en combinación con otros métodos. Existen variaciones a este método como el método Least Squares Complex Frequency (LSCF) [18], que tiene su ventaja en el carácter global de los polos de la estructura y en el común denominador del modelo para identificar los parámetros modales.

1.1.3.-Métodos en el dominio del tiempo

Los métodos en el dominio del tiempo inicialmente se utilizaban en el análisis de sistemas tradicionales input – output, aunque con el tiempo se extendieron a los análisis only - output, reconociendo que la correlación de funciones de respuesta aleatoria se puede expresar como una suma de sinusoides decrecientes que mantienen la información sobre los parámetros modales.

ARMA (Auto Regressive Moving Average)

El método ARMA es un método clásico de identificación de sistemas [19], y muy usado en el pasado. Sin embargo, en la actualidad no es muy popular dados sus problemas de convergencia y excesivo tiempo computacional [12]. Sin embargo, tiene relevancia histórica, por lo que se presentan sus principales postulados.

La Ec.1 también puede ser escrita como la siguiente expresión que representa la ecuación de movimiento de un sistema lineal excitado por un ruido blanco aleatorio:

$$[M]\{\ddot{y}(t)\} + [C]\{\dot{y}(t)\} + [K]\{y(t)\} = w\{t\} \quad \text{Ec. 37}$$

Donde, $w\{t\}$ es una excitación aleatoria de distribución gaussiana de media cero. Se puede representar este modelo a través de un modelo discreto en el tiempo por el vector multivariado Auto-Regressive Moving Average Vector (ARMAV), aproximando el operador diferencial por un paso de tiempo finito Δt , cuyo modelo tiene parámetros n_α y n_χ , y tiene la forma ARMAV(n_α , n_χ):

$$\{y_k\} + [\alpha_1]\{y_{k-1}\} + \dots + [\alpha_{n_\alpha}]\{y_{k-1}\} = \{e_k\} + [\gamma_1]\{e_{k-1}\} + \dots + [\gamma_{n_\chi}]\{e_{k-1}\} \quad \text{Ec. 38}$$

Donde, $\{y_k\}$ es el vector con los registros de respuesta en el instante t_k , y $\{e_k\}$ es el ruido blanco de distribución normal de media cero. En el lado izquierdo de la Ec. 38 está la parte Auto regresiva (AR), y en el lado derecho está la media móvil (Moving Average: MA). Las matrices $[\alpha_1]$ contienen los parámetros AR, mientras que las matrices $[\gamma_1]$ contienen los parámetros MA: Los parámetros n_α y n_χ representa el orden AR y MA del modelo.

Identificación de Subespacios Estocásticos basado en la Covarianza

El método de identificación del subespacio estocástico basado en la covarianza - Covariance-driven Stochastic Subspace Identification (COV-SSI)-, aborda el problema de la realización estocástica, es decir, el problema de identificar un modelo de espacio de estados estocástico, a partir de datos solamente de salida. El origen del método se remonta a la teoría de la realización del sistema input-output y el concepto de realización estocástica desarrollado por Ho y Kalman, en 1966 [20]. La realización estocástica se basa en una propiedad fundamental de los sistemas estocásticos de espacio de estados. Las covarianzas de los registros de salida se pueden descomponer como:

$$R_i = CA^{i-1}G \quad \text{Ec. 39}$$

Con:

$$G = E[x_k + 1y_k^T] \quad \text{Ec. 40}$$

La secuencia de covarianza R_i puede ser estimada a partir de datos de medición, por lo que queda por resolver cómo descomponer las covarianzas para encontrar A, C, G. Para ello, se debe obtener la matriz de Toeplitz formada por varianzas:

$$T_{1li} = \begin{bmatrix} R_i & R_{i-1} & \dots & R_1 \\ R_{i+1} & R_i & \dots & R_2 \\ & \vdots & & \\ R_{2i+1} & R_{2i} & \dots & R_i \end{bmatrix} \quad \text{Ec. 41}$$

$$T_{1|i} = \begin{bmatrix} C \\ CA \\ \vdots \\ CA^{i-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A^{i-1}G & \dots & AG & G \end{bmatrix} \downarrow n = O_i F_i \quad \text{Ec. 42}$$

Donde, O_i es la matriz de observabilidad y F_i es la matriz de controlabilidad [12], [19]. La implementación actual de SSI-COV consiste en estimar las covarianzas R_i , calculando la descomposición de valores singulares (SVD) de $T_{1|i}$. Luego, truncan la SVD al modelo de orden n , estimando O_i y F_i , dividiendo la SVD en dos partes y, finalmente, estimar A , C , G a partir de O_i y F_i . Los parámetros modales se encuentran en A y C . Para obtener un buen modelo en aplicaciones de análisis modal, una buena idea es construir un diagrama de estabilización, identificando un conjunto completo de modelos con diferente orden. En el caso del método SSI-COV, una construcción eficiente del diagrama de estabilización se logra calculando la SVD de la Matriz de covarianza de Toeplitz solo una vez. Los modelos de diferente orden luego se obtienen al incluir un número diferente de valores singulares y vectores en el cálculo de O_i y F_i [7].

Método SSI basado en los Datos.

Los algoritmos Data-Driven Stochastic Subspace Identification (DD-SSI) se han vuelto muy populares en la identificación de sistemas en los últimos años. Estas técnicas son muy atractivas por varias razones; se basan en un elegante marco matemático y en herramientas de álgebra lineal robustas para identificar las matrices del espacio de estado a partir directamente de los datos obtenidos. Con la optimización no lineal, el problema de identificación se linealiza, es decir se reduce a un simple problema de mínimos cuadrados. Además, el uso de conocidas herramientas de álgebra lineal numérica, como la descomposición de SVD, factorización QR y mínimos cuadrados, conduce a una implementación numéricamente muy eficiente. A diferencia de SSI-COV, el método de identificación estocástico del subespacio basado en datos evita el cálculo de covarianzas entre las salidas. Se reemplaza el espacio de filas de salidas futuras proyectadas en el espacio de filas de salidas pasadas. También es posible disminuir el tamaño de las matrices con el método DD-SSI, en comparación al método COV-SSI, introduciendo la idea de sensores de referencia. En este método, el algoritmo obtiene una reducción similar a la COV-SSI, proyectando espacio de la fila de las salidas futuras, en el espacio de filas de las salidas pasadas. Esta proyección se calcula a partir de la factorización QR de una matriz de Hankel de datos. Una reducción significativa de datos es obtenida porque solo una parte de la matriz R (Matriz obtenida de la descomposición QR) se necesita en la secuela del algoritmo. Luego, se procede con una descomposición SVD. Esta descomposición revela el orden del sistema y el espacio columna de O_i [12].

1.1.4.-Métodos Bayesianos para OMA.

En los últimos años ha surgido una metodología con un enfoque totalmente distinto a las anteriores, considerada la tercera generación de los métodos OMA. Estos nuevos métodos basados en la teoría bayesiana (*BAYOMA*) adoptan una filosofía totalmente distinta, formulando la pregunta ¿qué es conocido en los métodos basados en los datos (DD-SSI)? [21]. Las respuestas se expresan mediante la función de densidad de probabilidad (PDF) de los parámetros modales (MP) (Θ), para datos de respuesta (D) implícitos, fundamentalmente, utilizando el teorema de Bayes [25], es decir, $P[\Theta / D]$, la probabilidad que tiene el parámetro Θ dado los datos obtenidos D . La matriz de covarianza asociada a la PDF cuantifica naturalmente la incertidumbre de identificación de los MP para el conjunto de datos dado y los supuestos del modelado. Esto se contrasta con los métodos no bayesianos donde la incertidumbre se refiere a las estimaciones del MP en lugar del propio MP, y es "inherente" a la naturaleza, es decir, no depende de los datos. En un contexto bayesiano, la incertidumbre de identificación se cuantifica en términos de su varianza dada la información del conjunto de datos, pero el valor de la varianza, para el conjunto de datos dado, revela poca información sobre cómo depende de la calidad o las características estadísticas de los datos. Más allá de la capacidad de cálculo, la planificación de pruebas de vibración ambiental requiere la

capacidad de comprender la incertidumbre de identificación y dominar su relación con la configuración de la prueba. Cuando los datos realmente siguen la distribución asumida en la identificación, es decir, estocástica estacionaria y clásicamente amortiguada, se puede demostrar que la varianza sigue la ley de los grandes números en la estadística clásica. Tiene una parte determinista y una parte aleatoria. La parte aleatoria depende de detalles específicos de los datos y es asintóticamente despreciable a medida que aumenta la longitud de los datos. La parte determinista depende del "contenido de información" de los datos relacionados con la configuración de la prueba y es lo que afecta las decisiones de planificación de la prueba. Esta parte determinista se le conoce como leyes de incertidumbre. Las leyes de incertidumbre de OMA son expresiones asintóticas de formas cerradas. La expresión es asintótica y aprovecha la estructura matemática particular del análisis OMA en contextos específicos, como modos bien separados, modos poco espaciados, configuraciones múltiples, pero los hallazgos hasta la fecha muestran que los resultados pueden ser notablemente simples [12].

1.1.5.-Utilización de métodos de identificación de sistemas en aplicación de ingeniería civil.

Varios autores han utilizado las técnicas de identificación de sistemas con vibraciones ambientales para calibrar modelos, monitoreo de estructuras, y detección de daño en estructuras. Zenunovic et al [22] utilizaron vibraciones ambientales para obtener las frecuencias naturales y modos de vibrar de varios puentes en Bosnia Herzegovina utilizando la técnica de EFDD, para luego comparar los resultados obtenidos con modelos de elementos finitos, usando SAP2000. En el trabajo de Turek et al. [23], se obtuvieron las frecuencias naturales y modos de vibrar del paso superior The Painter Street, en Canadá, con las técnicas de EFDD y SSI – COV, con registros obtenidos los años 1982, 1993 y 2013. encontrándose diferencias entre las frecuencias obtenidas en los años 1993 y 2013, lo cual podría significar algún grado de degradación de la rigidez de los elementos críticos. Jara, Olmos y Martínez [24], obtuvieron las frecuencias características de varios puentes de más de 40 años, ubicados en una zona de la costa del Pacífico, de gran actividad sísmica, para calibrar los modelos de elementos finitos respectivos y con ello realizaron estudios de vulnerabilidad sísmica que aplicaron a los puentes ubicados en esa zona, obteniendo una herramienta para priorizar los puentes a ser reparados o reforzados de manera preventiva.

La técnica de SSI también puede ser usada para análisis post – terremotos, utilizando el monitoreo estructural de los puentes (SHM). Londoño et al. [25], obtuvieron las propiedades dinámicas del puente Confederation, en Canadá, con distintos registros, bajo distintos escenarios de carga y condiciones ambientales, obteniendo importantes variaciones en los valores de las frecuencias obtenidas, las cuales podrían indicar degradación de rigidez de los elementos estructurales, o un efecto de las diferencias en las condiciones ambientales en la toma de los registros. Finalmente, la llamada tercera generación de los test OMA, son las pruebas con enfoques Bayesianos, centrados en la función de probabilidad de los parámetros modales de la estructura dado los datos de entrada, es decir la probabilidad $P[\Theta / D]$; y considerando las leyes de incertidumbre de los test OMA, dado por el contenido de los datos. En estudios recientes se ha utilizado este enfoque en la determinación de las propiedades dinámicas de puentes, como el trabajo de Brownjohn et al. [21], en que aplicando la prueba OMA con enfoque bayesiano obtuvieron las propiedades dinámicas en el puente Jiangyin Yangtze River Bridge, puente colgante de 1385 metros en su vano principal, ubicado en China.

1.2.- Estado del Arte para modelación de puentes con Interacción Suelo Estructura (SSI)

La modelación del suelo y su interacción con las estructuras y sus fundaciones es muy importante en el estudio de su desempeño sísmico, especialmente en puentes debido a que sus efectos son más prominentes debido a: i) la flexibilidad y no linealidad de los terraplenes finales y de los pilotes que sostienen la superestructura, ii) la disipación de energía debido al gran volumen de suelo en

terraplenes y pilotes y iii) la respuesta cinemática en los terraplenes de los extremos que produce una amplificación de los movimientos en las fundaciones [26]. Numerosas investigaciones, como también observaciones de campo, muestran que la respuesta sísmica de los puentes está fundamentalmente asociada a la caracterización estructural, el comportamiento no lineal, las características del movimiento del suelo y los efectos de la interacción suelo – estructura. Por ello, hay diversas metodologías que permiten una estimación del comportamiento real del suelo, dependiendo del grado de interacción que se desea obtener entre el suelo y la estructura, y del costo computacional que se está dispuesto a tener. Según señala Xie, Huo y Zhang [26], existe una gran brecha entre los enfoques de diseño que van desde aquellos considerablemente simplificados a aquellos modelamientos que son muy sofisticados, pero que son computacionalmente poco eficientes. En este contexto, por un lado, se tiene el modelamiento con base empotrada que implica suponer que el suelo es completamente rígido y no interactúa con la estructura analizada, lo cual claramente no es real. Sin embargo, corresponde a una simplificación muy usada en la mayoría de las prácticas habituales de los diseños y análisis, sobre todo en el análisis de puentes carreteros. Otro modelo simplificado de interacción es suponer las fundaciones apoyadas en varios resortes a partir del modelo de Winkler. En este modelo, los resortes tienen un comportamiento lineal dado por un coeficiente de balasto (k) constante, cuyo valor depende de las características del suelo. Este es el actual método establecido en la Manual de Carreteras [2] para modelamiento de fundaciones directas, como también de pilotes. Esta metodología incorpora la SSI, sin embargo, supone un comportamiento lineal, y no tiene disipación de energía. En el otro extremo, se tienen métodos numéricos completos que consideran la estructura o una parte de ella, suponiendo un sistema tridimensional acoplado con el suelo semi infinito, considerando las características no lineales del suelo, pero con costosos recursos computacionales [26].

En el rango intermedio, se han desarrollado varios métodos simplificados que incorporan el comportamiento del suelo y su interacción con la estructura, y que tiene costos computacionales más reducidos. Uno muy atractivo y usado por varios investigadores es considerar el comportamiento no lineal de los resortes del modelo de Winkler, también conocido como resortes P-y, según se muestra en la figura 3, el cual equilibra de buena manera una precisión aceptable y eficiencia computacional. Este método consiste en distribuir a lo largo del pilote, resortes que tienen una relación fuerza-deformación lateral (P-y) considerando el comportamiento no lineal del suelo. Para estas curvas constitutivas se han propuesto varias relaciones obtenidas en pruebas de laboratorio, las cuales dependen del tipo de suelo y del nivel de confinamiento principalmente. Boulanger et al. [27] desarrolló curvas constitutivas y las implementó en un modelo de OpenSees [3]. Adicionalmente, otros autores han formulado otras expresiones para las curvas P-y, que incorporan los efectos de la licuación del suelo, Brandenberg [28]. También introduciéndose han propuesto Curvas T-z, que modelan el roce del suelo con el pilote, y las curvas Q-z que modelan la fuerza ejercida por la punta del pilote en el suelo. En la Figura 5 se muestra un esquema de modelación de la interacción lateral del suelo con un pilote, resortes P-y, y el esquema para las curvas T-z y Q-z. Las expresiones para cada una de estas curvas han sido formuladas por varios autores y se exponen más adelante en este trabajo.

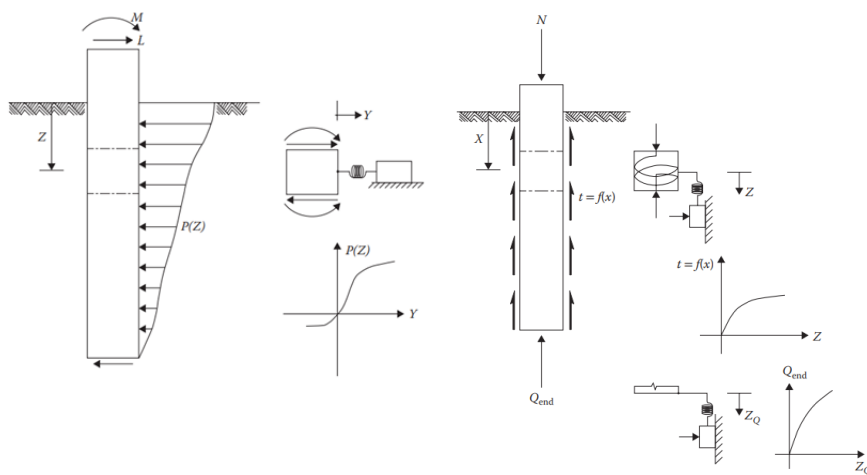


Figura 5 Esquema para modelación de suelos con resortes P - y , T - z y Q - z .

Otra técnica muy usada por investigadores, aunque con mayor costo computacional es considerar una modelación conocida como sistema CBSF (Couple Bridge Soil Foundation) 3D/2D/1D. Donde, 3D está dado por la estructura tridimensional, 2D se refiere al dominio del suelo bidimensional, y 1D se refiere a la naturaleza unidimensional de los resortes P - y , T - z y Q - z . En la Figura 6 se muestra un esquema de un modelo CBSF 3D/2D/1D. (Wang [29]).

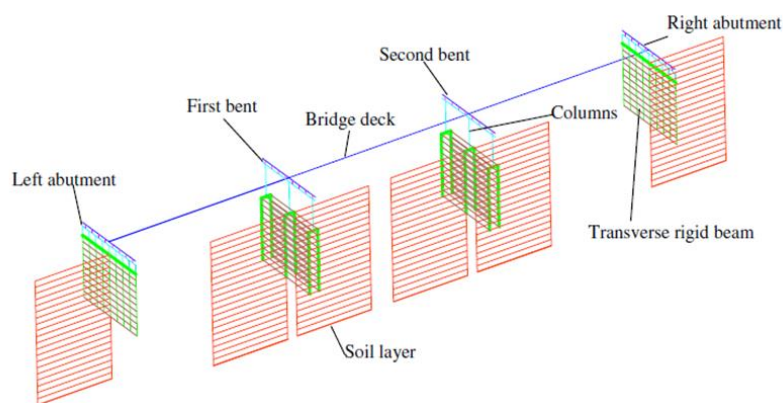


Figura 6 Representación de modelación SSI con modelo CBSF 3D/2D/1D. Wang et al. [22]

1.2.1.- Revisión de guías y normativa para la modelación de la interacción suelo estructura.

Manual de Carreteras.

En lo referente a Chile, el diseño de puentes está regulado por el Manual de Carreteras [2], el cual en el Volumen 3, capítulo 3.1000, establece el uso de dos métodos para la modelación de pilotes:

- Método de marco equivalente
- Método General

El método de marco equivalente consiste en reemplazar la configuración de viga encepado y pilotes por un marco de viga encepado con columnas de longitud igual a una longitud de empotramiento L_E , que representa la parte del pilote que interactúa con el suelo, considerando que la columna de longitud señalada se encuentra empotrada en su extremo. Para la determinación de esta longitud equivalente el Manual entrega expresiones que dependen si el módulo de deformación del suelo es constante o varía en la profundidad. En la Figura 7 se muestra el esquema del marco equivalente y la determinación de la longitud empotrada L_E .

El método general consiste en considerar el pilote o un grupo de pilotes incorporando la distribución del coeficiente de balasto en profundidad para una variación cualquiera del módulo de deformación

del suelo. En el caso de un grupo de pilotes se corrige el coeficiente de balasto y la rigidez por un coeficiente de grupo, y la estructura se resuelve en conjunto con los pilotes y el suelo a través de programas computacionales. Un esquema del método general se muestra en la Figura 8.

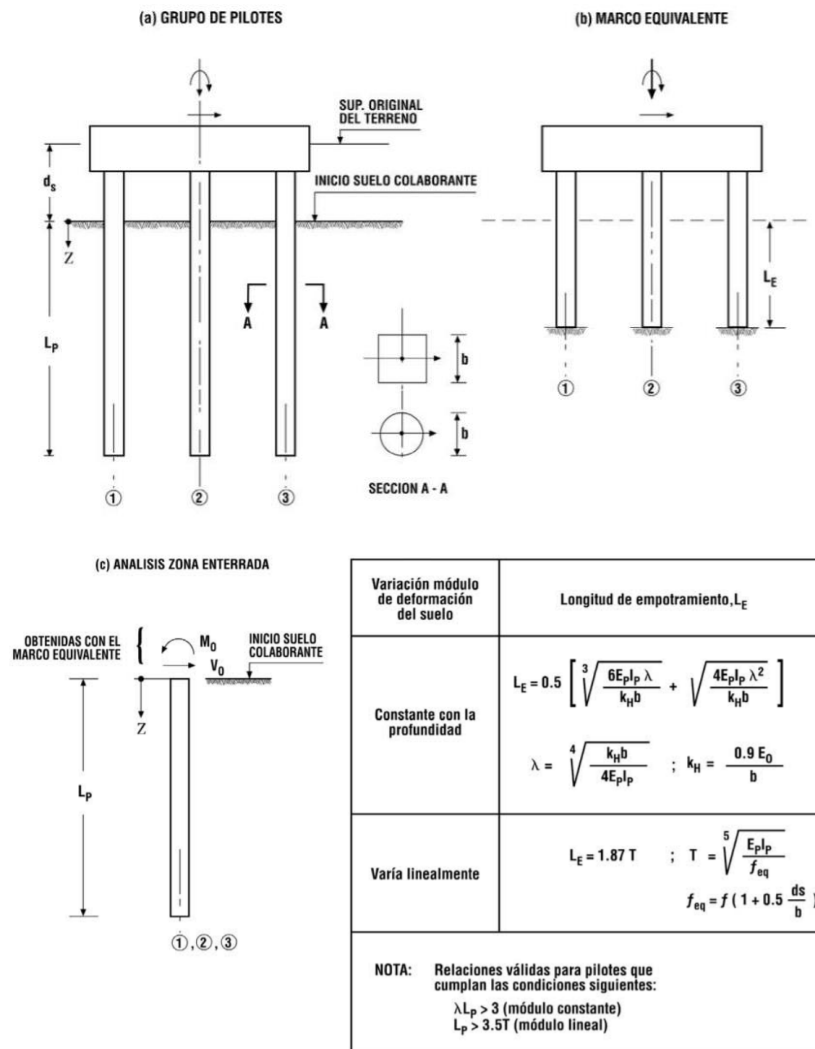


Figura 7 Modelación de pilotes con marco equivalente. M.C. MOP 2020

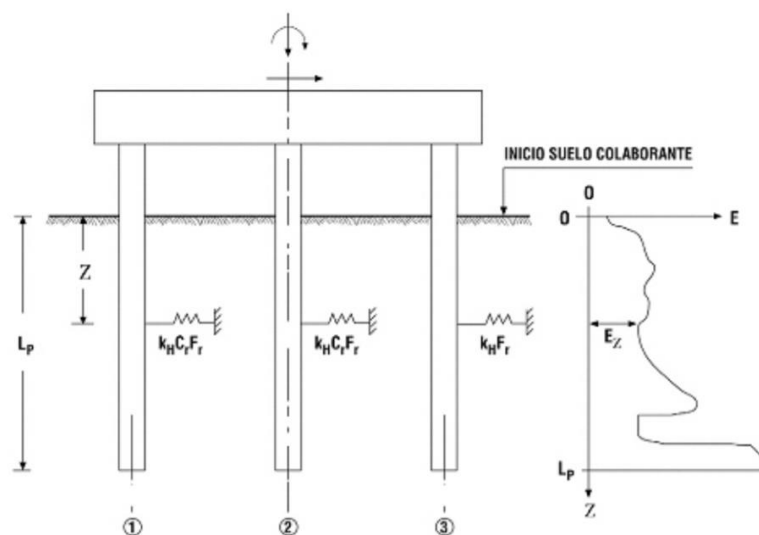


Figura 8 Modelación de pilotes con método general

Donde,

$$k_i = \frac{0,9 \cdot E_i}{b} \quad \text{Ec. 43}$$

$$K_i = k_i h F_r C_r \quad \text{Ec. 44}$$

K_i : constante del resorte en el centro del segmento de pilote i

k_i : Constante de balasto horizontal en el centro del segmento de pilote i

b : diámetro o lado del pilote que se opone al desplazamiento del suelo.

C_r : Factor de reducción de rigidez por efecto de grupo de pilotes (Tabla 3.1003.303(1)D)

F_r : Factor de rigidez sísmica (Tabla 3.1003.302(3)A).

E_0 : Módulo de deformación del suelo en el centro del segmento de pilote i

PEER 2015.

La guía PEER 2015 [30] modela los pilotes como un modelo de Winkler, apoyado lateralmente en resortes, para los cuales propone utilizar el comportamiento no lineal del suelo con resortes P-y para las direcciones horizontales, y los resortes T-z para las fuerzas de fuste del pilote. No considera la resistencia de punta.

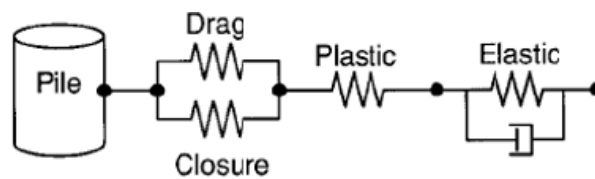


Figura 9 Modelo de resorte P-y para la interacción pilote -suelo

GUIA DE ILLINOIS

La guía de Illinois utiliza los pilotes también como viga de Winkler, utilizando resortes P-y y T-z, sin considerar la resistencia de punta, al igual que la guía PEER 2015. Para la discretización del pilote se utiliza una división de 10 metros en la parte superior con al menos 5 divisiones en la parte superior y 5 divisiones en el resto del pilote, considerando el pilote empotrado a los 6,1 metros, como se muestra en la Figura 10, extraída de la guía de Illinois [31].

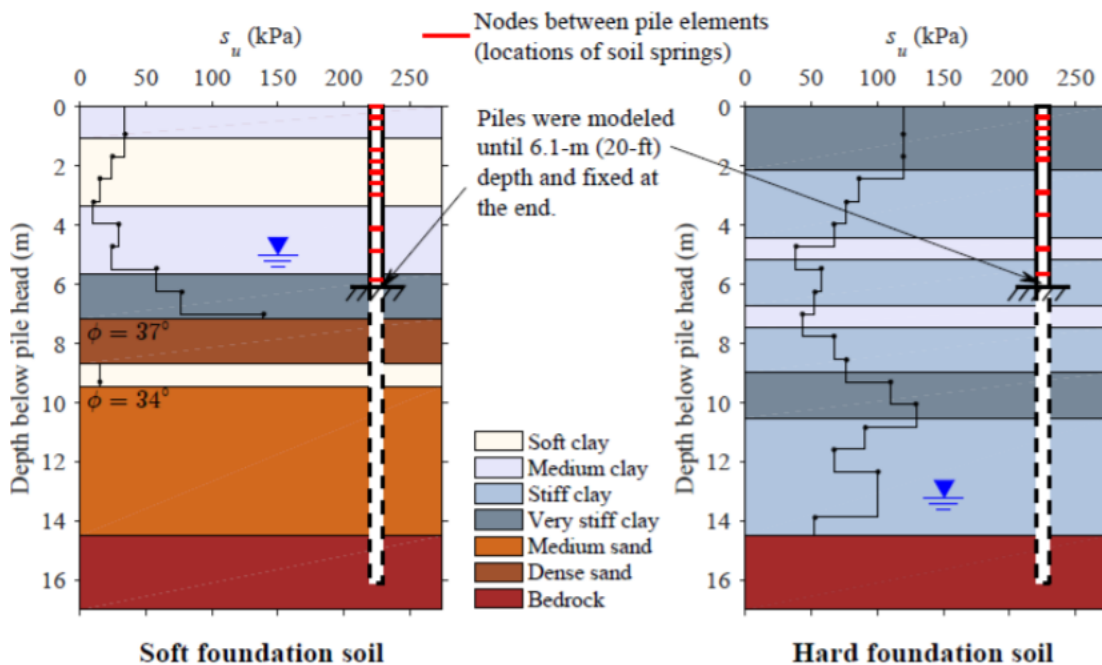


Figura 10 Modelación de pilotes según Guía de Illinois[31].

Otros estudios, como el de Nori et al. (2019) [32] (Figura 11) y Xie et al. (2016) [33] (Figura 12) utilizan modelaciones de SSI similares a las anteriormente mencionadas.

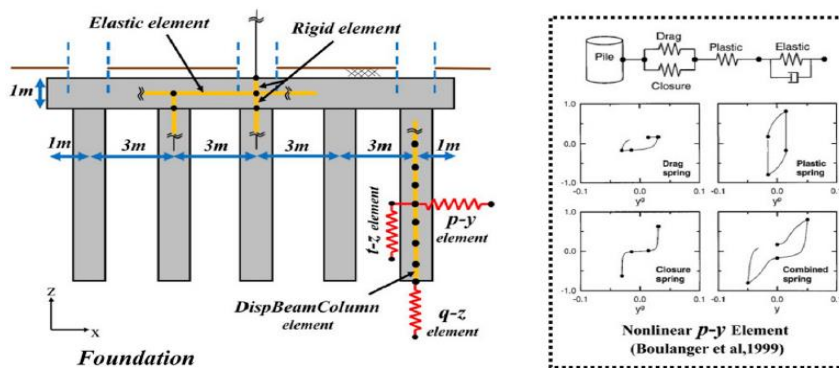


Figura 11 Modelación de Pilotes en trabajo de Noori [32].

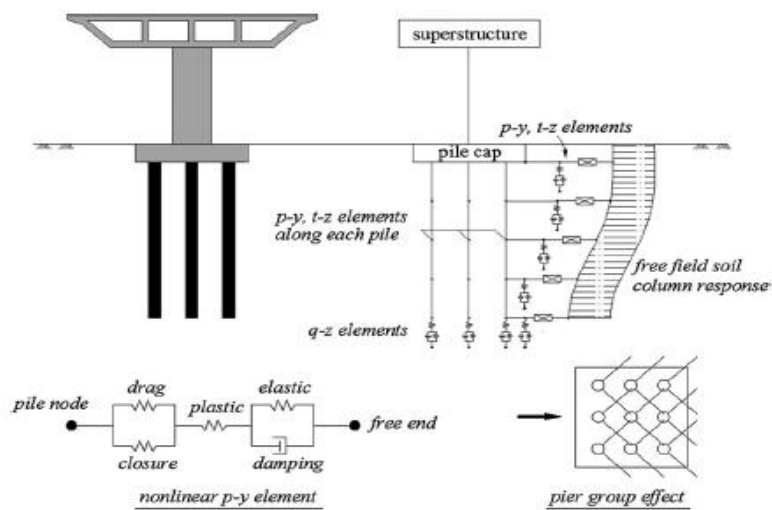


Figure 2. Schematic of dynamic p-y spring modeling at pile foundation.

Figura 12 Modelación SSI en trabajo de Xia et al. [33].

Para la caracterización de la resistencia lateral, axial y de punta del suelo se utilizan curvas constitutivas fuerza deformación (Backbone curves) que dependen de una resistencia última y de una deformación que se alcanza cuando se logra el 50% de esa resistencia última. Con estas curvas

se modelan los resortes P-y, T-z y Q-z, y existen varias leyes constitutivas formuladas por distintos autores, las cuales dependen del tipo de suelo y de su nivel de confinamiento (profundidad). A continuación, se muestran las más usadas dependiendo del tipo de interacción con el suelo, es decir, lateral, axial o de punta.

1.2.2.-Resistencia lateral, resortes P-y.

Hay muchos autores que han formulado expresiones para distintos tipos de suelo, siendo las más conocidas las curvas de Matlock [34] para arcillas, y las expresiones recomendadas por la API [35], basadas en las expresiones de Neill [36] para las arenas.

Para las arcillas, la curva fuerza deformación característica propuesta por Matlock [34] tiene la forma mostrada en la Figura 13.

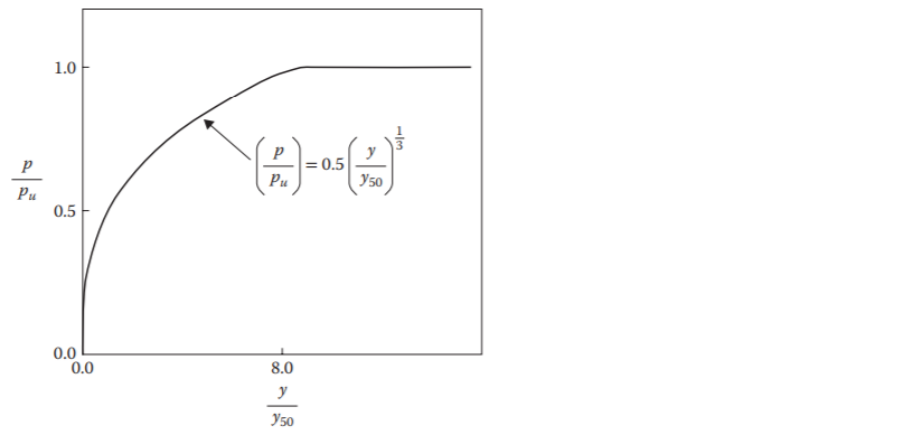


Figura 13 Forma característica de curvas para arcillas formulada por Matlock [34].

La generación de esta curva está dada por una resistencia última, y una deformación y_{50} , la cual se logra al 50% de la carga última en el suelo. La determinación de P_u e y_{50} está dada por:

$$P_u = 3c + \gamma x + \frac{Jcx}{D} \quad \text{para } X < X_R \quad \text{Ec. 45}$$

$$P_u = 9c \quad \text{para } X > X_R \quad \text{Ec. 46}$$

$$x_R = \frac{6B}{\left(\frac{\gamma B}{C} + J\right)} \quad \text{Ec. 47}$$

Donde,

P_u : Resistencia última lateral del suelo

c : Resistencia de corte no drenada para muestras de suelo de arcilla no perturbada

D : diámetro del pilote.

J : Constante empírica que va de 0,25 a 0,5. Valor recomendado 0,5.

x : Profundidad en que se evalúa la curva.

X_R : Profundidad del suelo en que se reduce la resistencia.

Para la obtención de la deformación y_{50} se tiene la siguiente expresión propuesta por Matlock [34]:

$$y_{50} = 2.5\varepsilon_{50}D \quad \text{Ec. 48}$$

En que ϵ_{50} es la deformación axial del suelo para una prueba triaxial no drenada -no consolidada (UU triaxial) que se alcanza cuando el esfuerzo desviador es el 50% del esfuerzo último. En la Tabla 1 se muestran valores típicos para la deformación ϵ_{50} .

Tabla 1 Valores representativos de ϵ_{50} para arcillas. Matlock 1970 [34].

Consistency of Clay	Undrained Shear Strength, psf	ϵ_{50}
Soft	0–400	0.020
Medium stiff	400–1000	0.010
Stiff	1000–2000	0.007
Very stiff	2000–4000	0.005
Hard	4000–8000	0.004

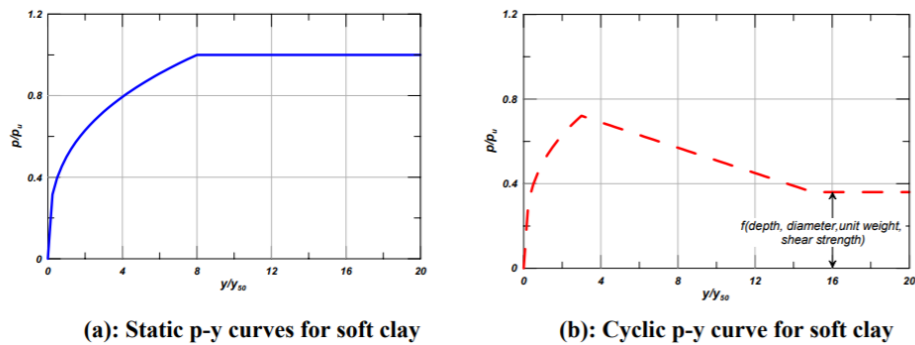


Figura 14 Curvas constitutivas típicas para arcillas establecidas Matlock. Fuente: Boulanger et al. [35].

Para arenas que no licuan, la API propone la curva de O'Neill [36], la cual tiene la expresión:

$$p = A \cdot p_u \tanh \left[\frac{k \cdot H}{A p_u} y \right] \quad \text{Ec. 49}$$

Donde,

$$p_{us} = (C_1 H + C_2 B) \gamma H \quad \text{Ec. 50}$$

$$p_{ud} = C_3 B \gamma H \quad \text{Ec. 51}$$

$$p_u = \min \{p_{us}; p_{ud}\} \quad \text{Ec. 52}$$

A: es un factor que considera si la carga es cíclica o estática y que tiene un valor 0,9 para carga cíclica y

$$A = \left(0,3 - 0,8 \frac{H}{B} \right) \geq 0,9 \quad \text{para carga estática.} \quad \text{Ec. 53}$$

P_u : Resistencia última lateral

γ : Peso específico del suelo.

H: Profundidad.

Φ : Ángulo de fricción interna del suelo

B: Diámetro del pilote.

k: Módulo de reacción de la subrasante (suelo). Se puede obtener según Figura 15 a partir de la Densidad Relativa. (API [35]).

C1, C2 y C3: constantes que dependen de Φ , que se pueden obtener de la Figura 15.

En la Figura 16 se puede ver una representación típica de la curva P-y para una arena con las formulaciones de O'Neill [35],[36].

Adicionalmente a estas curvas, existen otras para modelar otros tipos de suelos y sus características, como las curvas de Reese [37], en 1970 para arenas afectas a licuación; curvas para roca, formuladas también por Reese en 1997 (Boulanger et al. [20]).

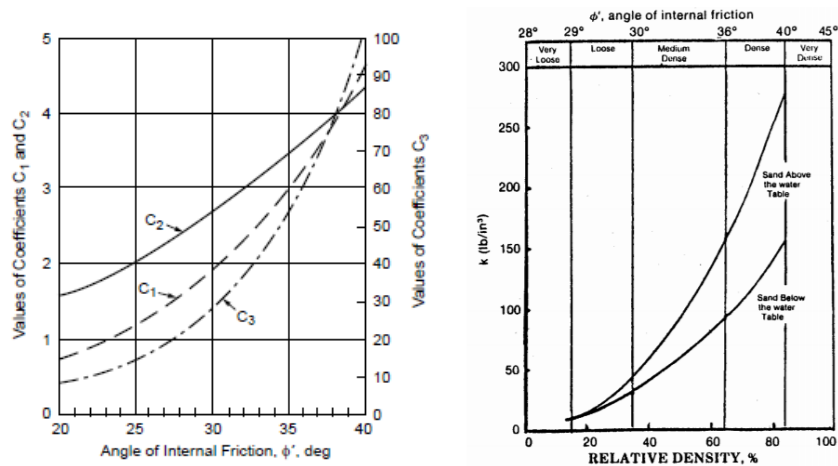


Figura 15 a) Constantes C1, C2 y C3 b) Módulo de reacción k obtenido a partir de DR. API [35]

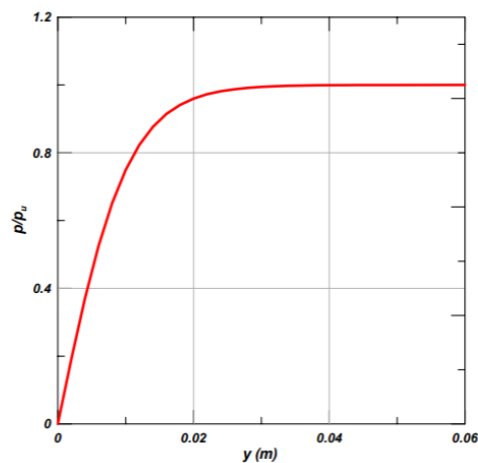


Figura 16 Representación típica de una curva P-y para arenas, basada en las recomendaciones de API [35]

1.2.3.-Resistencia axial del suelo, resortes T-z.

Para la interacción del suelo con el manto del pilote, usualmente llamada resistencia de fuste, se utilizan los resortes T-z cuyas curvas constitutivas más utilizadas son las expresiones desarrolladas por Szepesházi [30], para la determinación de la resistencia última (Ec.54), y de Reese y O'Neill [31] para la obtención de la deformación z_{50} (Ec. 55), valor que corresponde a la deformación cuando se alcanza el 50% de la resistencia última.

$$T_{ult} = \mu_s q_{s0} \sqrt{\frac{c_u}{c_1}} \tag{Ec. 54}$$

$$z_{50} = 0,5 * \min \{3 \text{ cm}, (0,5 * Q + 0,5) \text{ cm}\} \tag{Ec. 55}$$

Donde,

μ_s : Factor según tecnología empleada en la construcción de los pilotes (1 para pilotes excavados)

q_{s0} : 140 kPa para pilotes excavados, 280 kPa para pilotes perforados.

c_1 : 1000 kPa

c_u : Resistencia al corte no drenada del suelo.

Q: Resistencia de fuste total del tramo, igual a $T_{ult} * L_{tr}$, con L_{tr} , largo del tramo considerado.

En el caso de las arenas, se tienen las expresiones de Szepesházi R. (2011) [56] para la resistencia última, y de Mosher (1984) [60] para la deformación z_{50} , las cuales se muestran a continuación.

$$T_{ult} = \beta \sigma'_v \quad \text{Ec. 56}$$

$$\beta = (1 - \sin(\varphi_f)) \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right)^{\sin(\varphi_f)} * \tan(\varphi_f) \quad \text{Ec. 57}$$

$$\varphi_f = 27.5 + 9.2 \log((N_1)_{60}) \quad \text{Ec. 58}$$

$$\frac{\sigma'_p}{P_a} = 0.15 N_{60} \quad \text{Ec. 59}$$

$$z_{50} = T_{ult} / E_f \quad \text{Ec. 60}$$

σ'_v : Presión efectiva vertical.

σ'_{v0} : Presión de pre consolidación.

N_{60} : Número de golpes de penetración de ensayo SPT.

$(N_1)_{60}$: Índice de penetración corregido por efecto de la presión de confinamiento y energía del equipo.

1.2.4.-Resistencia de punta del pilote, Resortes Q-z

Para la interacción del suelo con la punta del pilote API define una función de respuesta que asume que la máxima resistencia se da para un desplazamiento igual al 10% del diámetro del pilote y que la falla de este será solo por punzonamiento. Para arenas Vijayvergiya [40] propone la siguiente relación:

$$q = Q_{ult} \left(\frac{z}{z_{ult}} \right)^{1/3} \quad \text{Ec. 61}$$

$$Q_{ult} = \sigma'_v N_q \quad \text{Ec. 62}$$

Donde,

N_q : Bearing capacity factor, obtenido de table de valores propuesto por Vijayvergiya [40].

σ'_v : Presión vertical efectiva

$$z_{50} = 0.125 * z_{ult} \quad \text{Ec. 63}$$

CAP. 2. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE ÁGUILA

NORTE

2.1.- Ubicación

El Puente Águila Norte se ubica en el kilómetro 6,098 de la ruta G-550, y cruza el río Angostura, en el sector de Hospital, perteneciente a la Comuna de Paine, Provincia de Maipo, Región Metropolitana, al sur de la capital Santiago, en la zona central de Chile. En la Figura 17 se muestra una vista general del puente, y en la Figura 18 el plano de ubicación del puente Águila Norte, en la zona central de Chile.



Figura 17 Vista General de Puente Águila Norte. Foto Proyecto FONDEF.

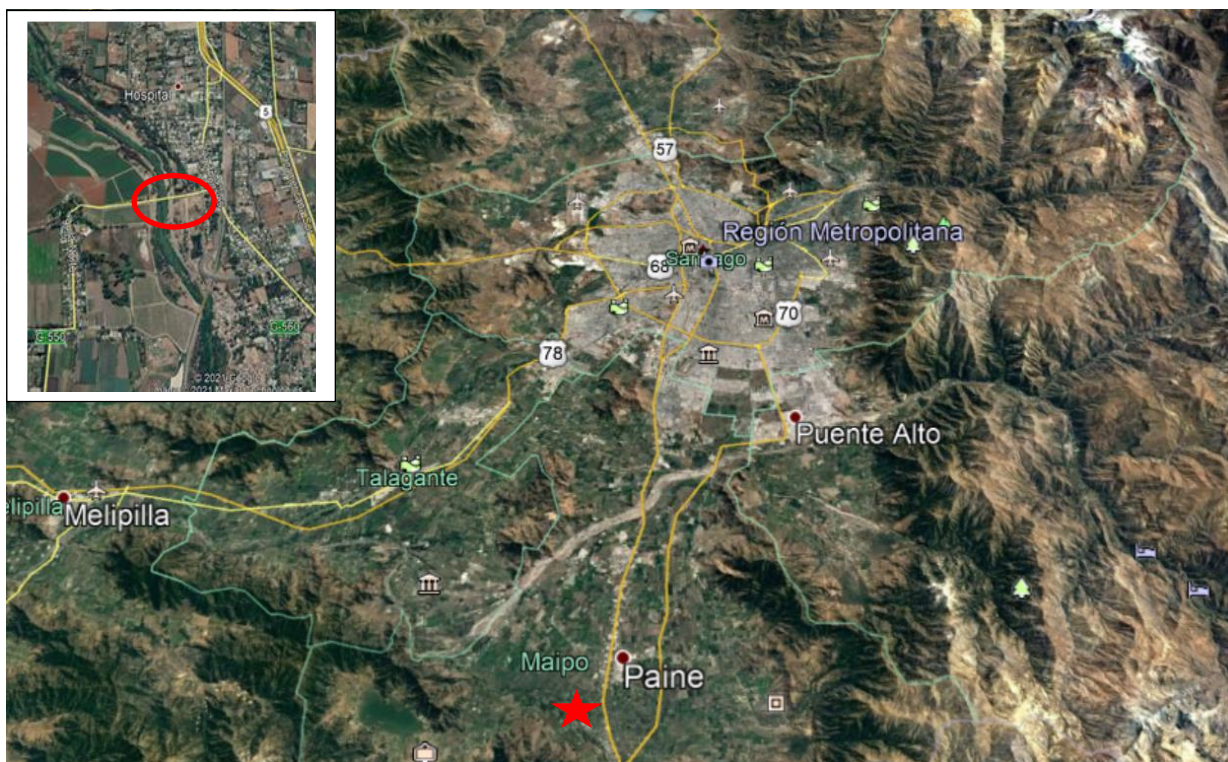


Figura 18 Plano de Ubicación Puente Águila Norte

2.2.- Descripción general

El puente Águila Norte es un puente recto que tiene una longitud de 148 metros divididos en 5 tramos iguales, de 29,6 metros cada uno. El tablero tiene un ancho de 10,7 metros de ancho, y tiene una calzada simple de dos pistas por sentido, de 4 metros cada una, y aceras de 1,35 metros a cada lado, más barandas metálicas. El tablero se apoya en 4 vigas de hormigón pretensado, las cuales se ubican sobre apoyos elastoméricos en cepas y estribos, todos de hormigón. Las cepas son de altura variable y van desde los 3,3 a los 4,9 metros. Cada cepa está constituida de tres columnas de 1,2 metros de diámetro, y de una viga cabezal que une las columnas de dimensiones 1,5x1,7 metros (altura y ancho, respectivamente). Las cepas y los estribos tienen pilotes de 16,75 metros de profundidad y 1,2 metros de diámetro. Cada cepa tiene tres pilotes en la misma ubicación de las columnas.

En la Figura 19 se muestra la elevación del puente y en la Figura 20 se muestra la sección transversal del tablero, obtenida de los planos As-Built suministrados por la Dirección de Vialidad del M.O.P. [41].

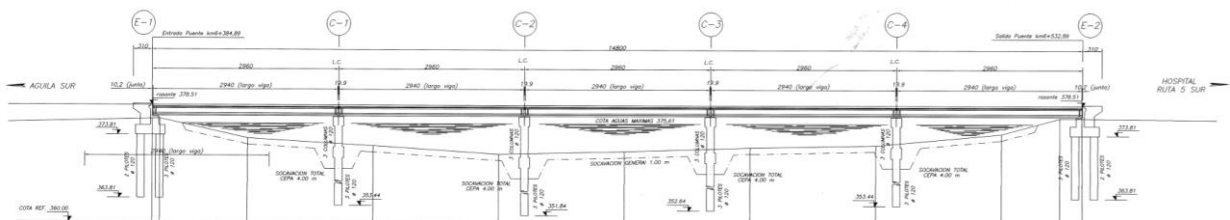


Figura 19 Elevación de Puente Águila Norte. Fuente: Planos Puente MOP [41].

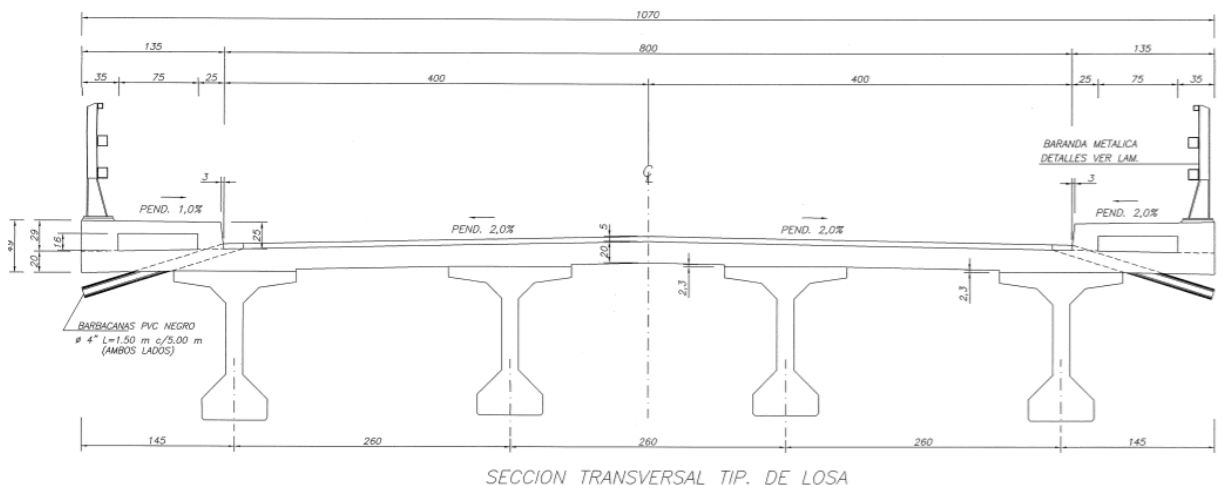


Figura 20 Sección transversal de puente Águila Norte. Planos Puente MOP [41].

2.3.- Superestructura

El tablero se compone de una losa de hormigón de 20 centímetros de espesor más un pavimento asfáltico de 5 centímetros de espesor apoyado sobre cuatro vigas pretensadas tipo T, separadas 2,6 metros entre eje y eje, y distribuidas simétricamente bajo el tablero. Las vigas pretensadas tienen una altura de 1,40 y un ancho de ala superior de 1,16 centímetros. El tablero tiene dos pasillos peatonales de 1,00 metros de ancho, más 35 centímetros en que se ubica la defensa metálica tipo liviana. Las vigas se apoyan sobre elastómeros de neopreno que a su vez descansan en las cepas y estribos del puente. Los elastómeros de las cepas son 8 en cada una de ellas, y tienen dimensiones de 40 centímetros de ancho y 40 centímetros de largo y 6 centímetros de altura, y con 5 placas metálicas en su interior de 2 milímetros de espesor. En el caso de los elastómeros de los estribos, estos tienen la misma sección, y son de 8 centímetros de altura con 7 placas en su interior. En la Figura 21 se muestra la sección de las vigas pretensadas y los elastómeros.

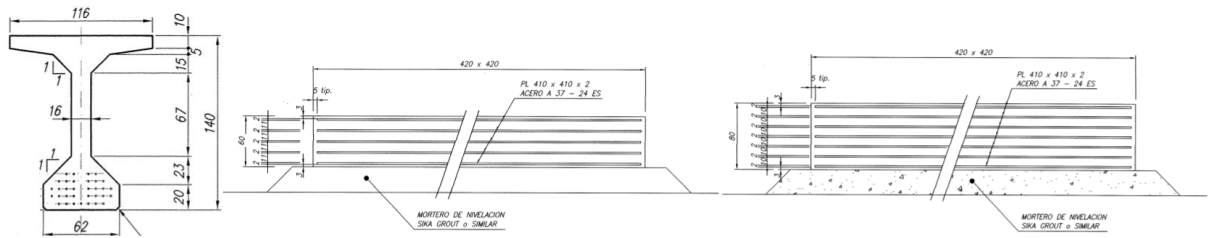


Figura 21 Planos de vigas y elastómeros de puente Águila Norte. Planos Puente MOP [53].

La superestructura se compone también de vigas travesaños que unen las vigas en sus extremos y que se anclan al tablero con barras sísmicas, dos entre cada viga, según se muestra en la Figura 22.

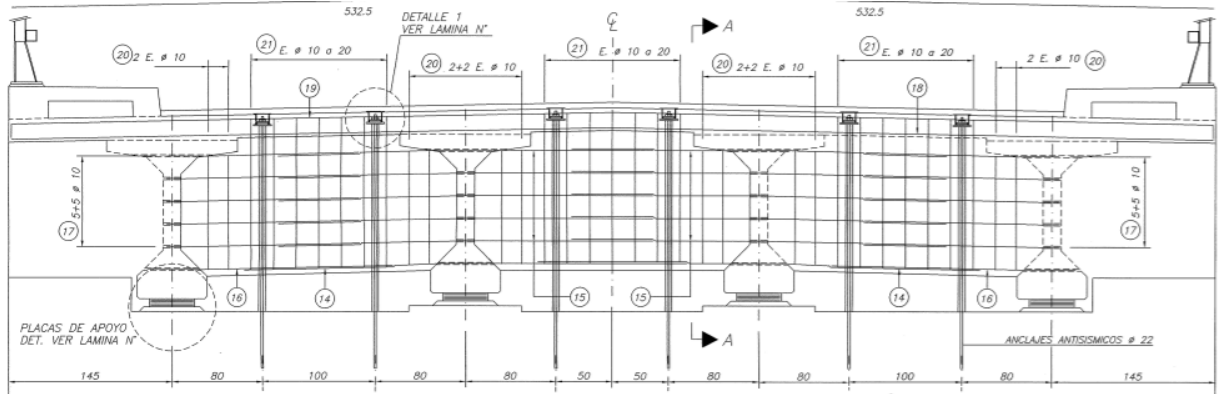


Figura 22 Detalle de travesaño y barras sísmicas de tablero. Planos Puente MOP [53].

2.4.- Subestructura

La subestructura está compuesta por cuatro cepas de hormigón las cuales están formadas por tres columnas de 1,2 metros de diámetro separadas 3,6 metros entre ejes, de altura variable que va entre los 3,3 metros a los 4,9 metros -indicándose las alturas en la Tabla 2- y están unidas en su parte superior por una viga cabezal de sección 1,5 metros de alto por 1,7 metros de ancho, y 10 metros de largo. En la base de las columnas tiene por una viga de encepado de sección 1,7 metros por 1,7 metros de largo y de 9,00 metros de largo. En la Figura 23 se muestra la sección transversal de las cepas.

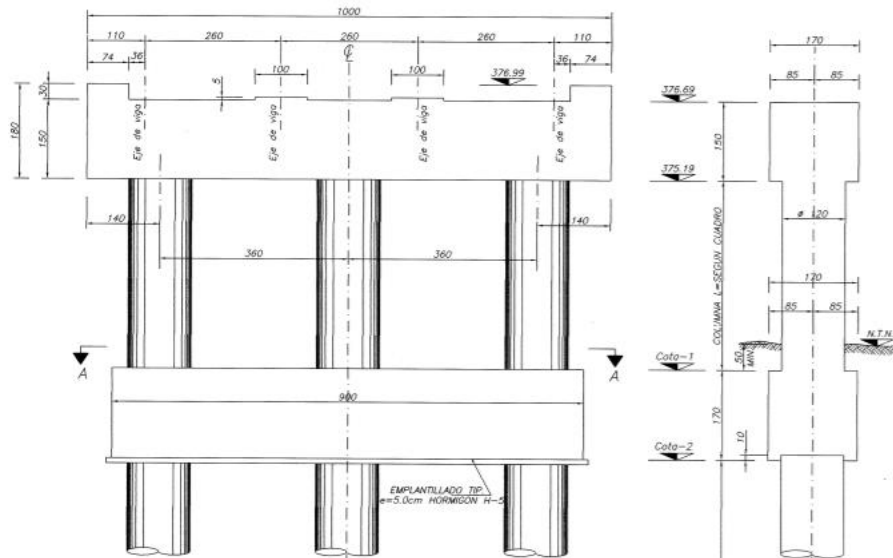


Figura 23 Plano de cepa de puente Águila Norte. Planos Puente MOP [41].

En el caso de los estribos, están formados por un muro frontal de ancho 10,7 metros y 1,36 metros de altura, más un muro espaldar de 1,64 metros. Las alas son cerradas hacia atrás formando un estribo en “C”. En la Figura 24 se muestra la sección de los estribos. En las vigas cabezal de las

cepas como en el coronamiento de los estribos se tienen topes sísmicos o tapas laterales que restringen el desplazamiento lateral de las vigas y del tablero. En el caso de las cepas, estos topes tienen dimensiones de 30 centímetros de altura desde el coronamiento de la viga cabezal y 74 de ancho, medido en forma paralela al largo de la viga cabezal, teniendo una profundidad de todo el ancho de la viga cabezal, es decir de 170 centímetros como muestra la Figura 24. En el caso de los estribos, las medidas son 30, 107 y 166 centímetros respectivamente.

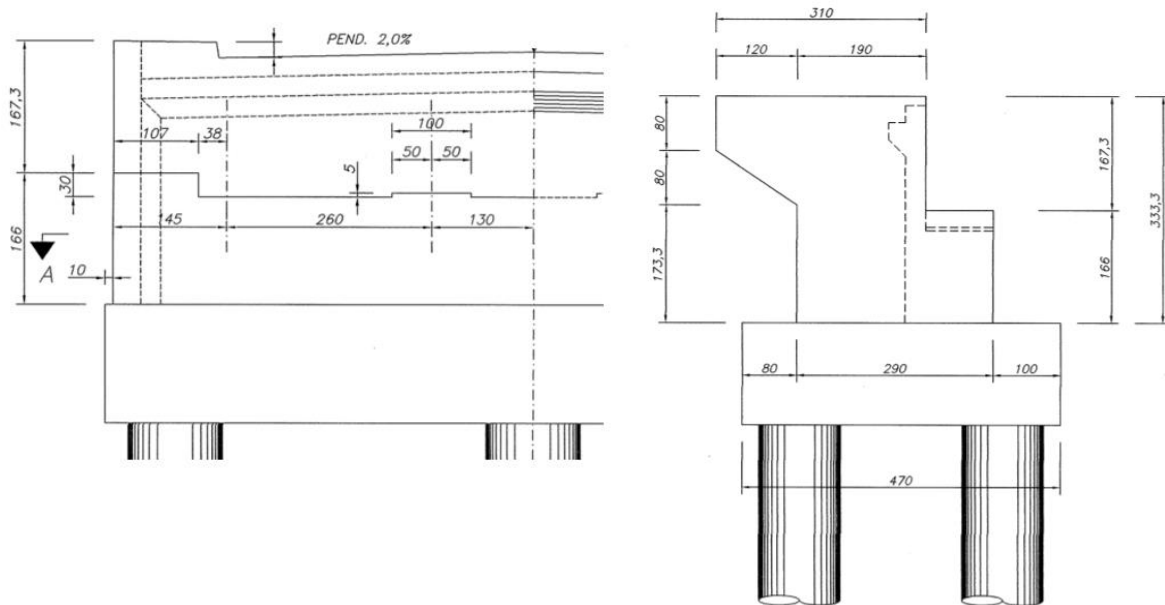


Figura 24 Elevación y corte longitudinal de estribos de Puente Águila Norte. Planos Puente MOP [41].

Tabla 2 Altura de las cepas puente Águila Norte

Cepa	Altura columnas [m]
Cepa 1	3,3
Cepa 2	4,9
Cepa 3	4,1
Cepa 4	3,3

2.5.- Fundaciones

Las fundaciones del puente son de tipo profundas, con pilotes preexcavados de 1,2 metros de diámetro y de 16,75 metros de profundidad. En el caso de las cepas, los pilotes son una prolongación de las columnas, separados por la viga encepado, con tres pilotes por cada cepa. En el caso de los estribos, cada uno de ellos tiene 5 pilotes, tres frontales y dos traseros, de 1,2 metros de diámetros y 10 metros de profundidad, y están unidos por la zapata del estribo de dimensiones 4,7 de profundidad, 10,9 metros de frente y 1,5 metros de espesor.

CAP. 3. OBTENCIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS A PARTIR DE MEDICIONES AMBIENTALES

3.1.- Mediciones de Vibraciones Ambientales

Para la obtención de los registros de respuesta del puente sometido a vibraciones ambientales, se realizaron dos campañas de medición los días 07 de enero de 2019 y 15 de marzo de 2019. Los instrumentos ocupados en esta campaña para obtener los registros de aceleraciones en el puente fueron acelerómetros de fuerza balanceada uniaxiales Episensor ES-U2 de Kinemetrics, un sistema de adquisición de datos y filtrador de señales DAQBOOK/2005 multicanal de conversión analógica digital y un computador portátil para la recepción de los datos, todos equipos proporcionados por el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, operados por el I.C. Pedro Soto de la misma Universidad. Los acelerómetros Episensor ES-U2 son de características “unlock” configurados para medir aceleraciones horizontales en un rango de $\pm 0,5g$ con rango de voltaje $\pm 2,5V$, compatibles con el sistema de adquisición de datos que se empleó [42].



Figura 25 Colocación de los equipos en la primera campaña de terreno

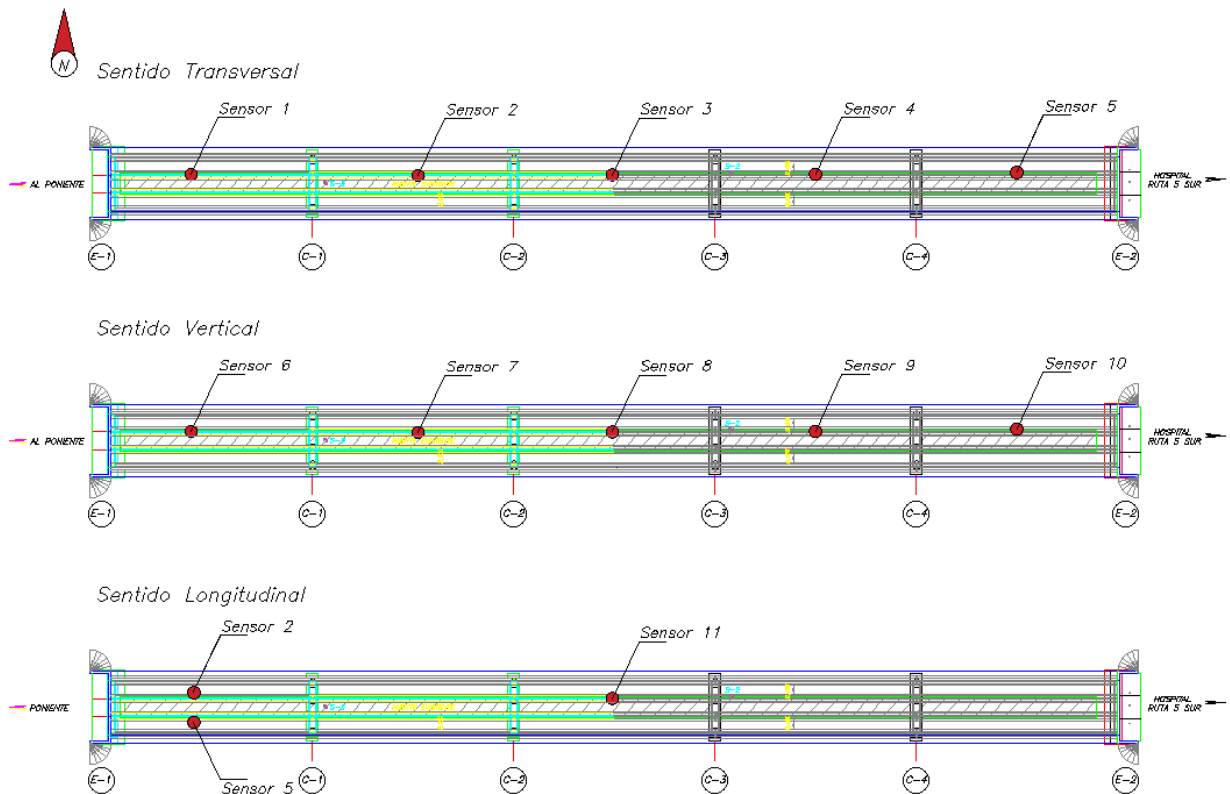
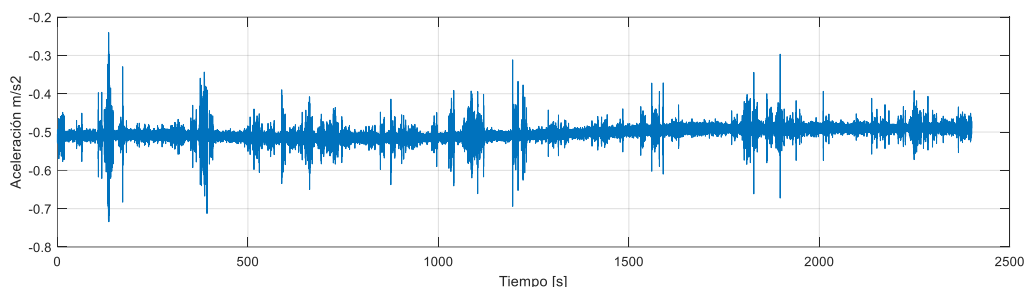
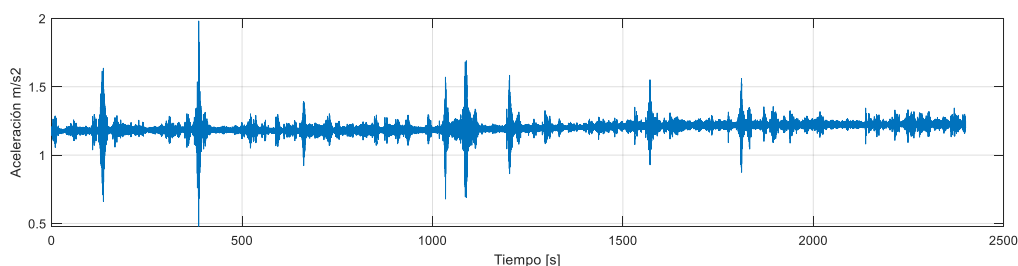


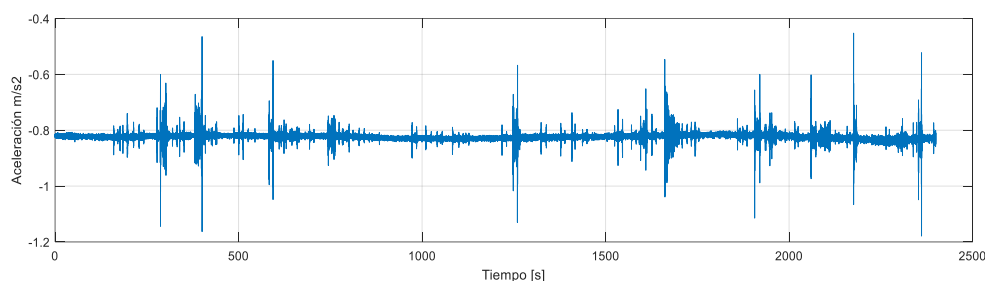
Figura 26 Disposición de los equipos en puente Águila Norte. Elaboración propia.



a) Registro aceleraciones sensor 3 transversal



b) Registro aceleraciones sensor 8 vertical



c) Registro aceleraciones sensor 2 longitudinal

Figura 27 Registros de aceleraciones con vibraciones ambientales, sensor 3 transversal, sensor 8 vertical y 2 longitudinal.

En la Figura 25 se muestra una foto de la campaña de las mediciones en terreno realizada al puente Águila Norte en conjunto entre la Universidad de Chile, Universidad de Los Andes y Universidad Técnica Federico Santa María.

La primera campaña de mediciones se realizó el día 7 de enero del 2019. No se registró las condiciones climáticas en ninguna de las mediciones. Sin embargo, del registro histórico obtenido en el sitio meteored.cl [80], la temperatura de Santiago de ese día fue de 25° y la velocidad del viento 15 km/hr, es decir, se registró poco viento, acorde con lo experimentado en terreno. El tránsito vehicular fue bajo, suspendiéndose el tránsito en la pista norte, y manteniéndose tránsito diferido en la pista sur del puente.

En esta campaña se realizaron 4 mediciones de micro vibraciones ambientales, además de una calibración inicial de los equipos. Cada una de las mediciones se configuró con una diferente ubicación de los equipos en la estructura, según se muestra en la Figura 26, denominándose a las mediciones: Águila 0 (medición de calibración), Águila 1, Águila2, Águila 3 y Águila 4, siendo las mediciones de Águila 1 y 2, de 40 minutos, y las mediciones Águila 3 y 4, de 20 minutos cada una. Las frecuencias de muestreo fueron de 500 [Hz] para todas las mediciones. En la Figura 27 se muestran algunos de los registros obtenidos con los acelerómetros Episensor ES-U2. También se hicieron mediciones con sismógrafos Tromino Engy de 4 Hz utilizados para la caracterización del suelo del puente, cuyas mediciones no fueron usadas en este capítulo.

3.2.- Determinación de Propiedades Dinámicas del Puente

Con los registros de las mediciones 1 y 2, obtenidos con los equipos de la Universidad de Chile, se obtuvieron las frecuencias del puente Águila Norte para las direcciones transversales, verticales y longitudinales, utilizando el software Artemis Modal Pro[®]. En particular, se utilizaron los métodos EFDD y SSI-COV. Los resultados se compararon con aquellos obtenidos en el trabajo de N. Contreras y F. Hernández [42], de la Universidad de Chile, con técnicas EFDD y SSI. En Figura 28 a Figura 30, se muestran los espectros de densidad de potencia obtenidos con software Artemis Modal[®] y en la Tabla 3 se comparan las frecuencias obtenidas con los resultados de Contreras y Hernández [42]. Se aprecian diferencias menores al comparar los valores obtenidos con las distintas metodologías. También se observa, en algunos casos, que un método detecta una frecuencia como modo de vibrar que no es detectada por otro método. Esto se debe a que a veces los métodos detectan frecuencias que no corresponden necesariamente a frecuencias de modos fundamentales, o, por el contrario, algunas veces la sollicitación (vibración ambiental) no alcanza a activar algunos modos, por lo cual no son detectados. Esto se debe a la diferencia de robustez y confiabilidad en los algoritmos de las distintas metodologías, lo que genera diferencias en los resultados obtenidos, ante lo cual diversos autores coinciden en señalar en general, que los métodos de SSI-COV, tienen mayor robustez y confiabilidad en sus resultados [12].

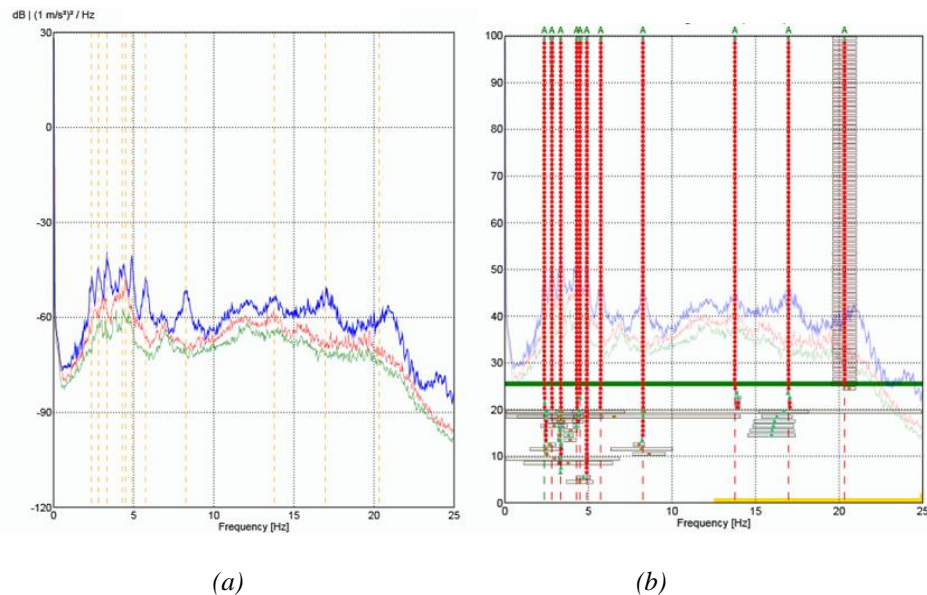


Figura 28 Densidades espectrales para dirección transversal Puente Águila Norte. (a) método EFDD. (b) método SSI-COV con diagrama de estabilización.

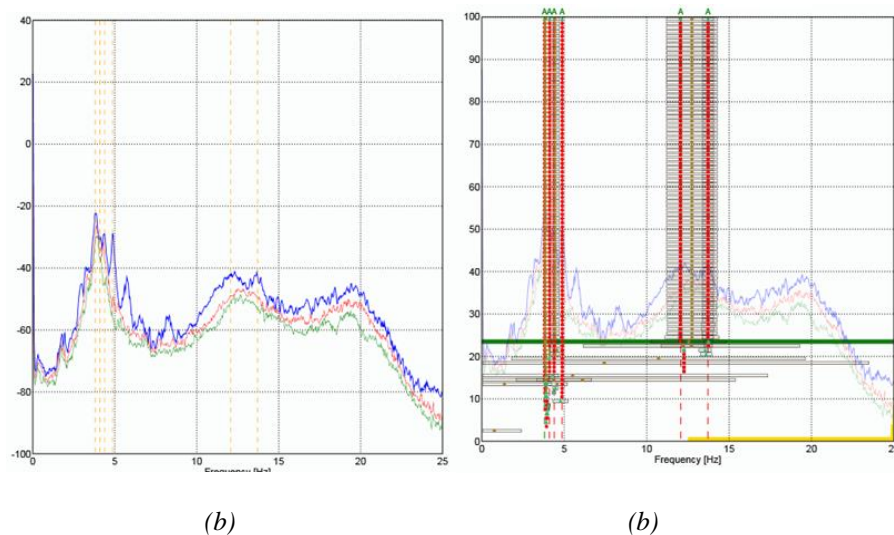


Figura 29 Densidades espectrales para dirección vertical Puente Águila Norte. (a) método EFDD. (b) método SSI-COV con diagrama de estabilización.

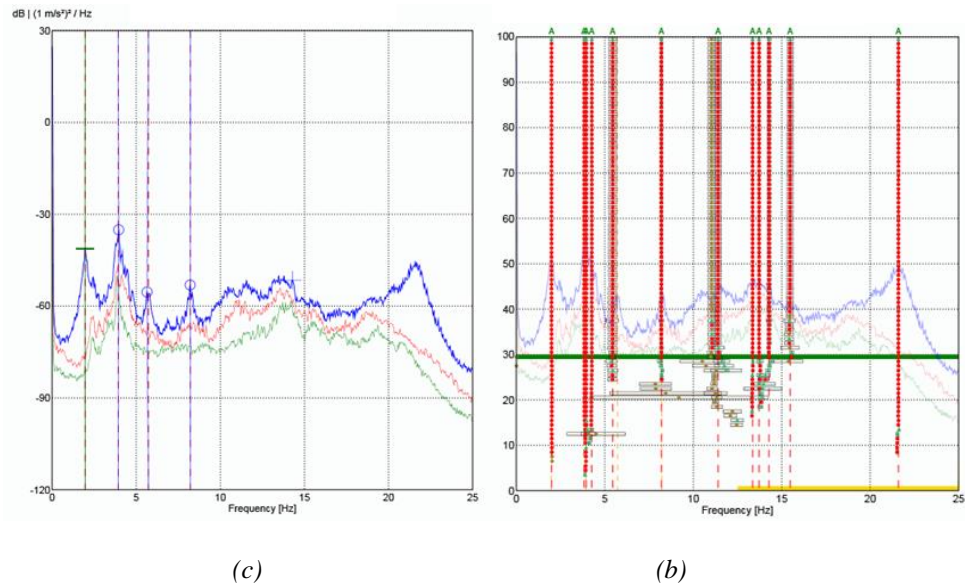


Figura 30 Densidades espectrales para dirección longitudinal Puente Águila Norte. (a) método EFDD. (b) método SSI-COV con diagrama de estabilización.

Tabla 3 Frecuencias propias del puente águila Norte entre las obtenidas por software Artemis Modal Pro y las obtenidas en el trabajo de Contreras y Hernández de U. de Chile [42]

FREC. DIREC. TRANSVERSAL [Hz]				FREC. DIREC. LONGITUDINAL [Hz]				FREC. DIREC. VERTICAL [Hz]			
ARTEMIS MODAL		U. DE CHILE		ARTEMIS MODAL		U. DE CHILE		ARTEMIS MODAL		U. DE CHILE	
EFDD	SSI-COV	EFDD	SSI	EFDD	SSI-COV	EFDD	SSI	EFDD	SSI-COV	EFDD	SSI
2,30	2,36	2,40	2,38	1,96	1,99	1,98	1,97	-	-	3,71	-
2,70	2,81	2,75	2,78	-	3,83	-	-	3,80	3,80	3,88	3,84
3,30	3,34	3,35	3,34	3,93	3,95	3,92	3,90	4,01	4,10	3,92	-
4,20	4,29	4,10	4,15	-	4,26	4,46	-	4,40	4,39	4,29	4,39
4,40	4,49	4,40	4,43	-	-	4,78	-	4,95	4,87	4,93	4,89
-	-	4,54		5,72	5,44	5,69	5,72	-	-	5,93	5,77
4,90	4,90	4,85	4,89	8,22	8,20	-	-	-	-	8,18	8,27
5,70	5,73	5,70	5,77	-	13,35	-	-	12,05	-	-	-
8,30	8,26	8,25	8,28	-	13,72	-	-	13,80	-	-	-
13,50	13,76	-	-	-	16,90	-	-	-	-	-	-
16,90	16,97	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

En la tabla 4 se puede apreciar que la variación porcentual entre las frecuencias obtenidas con el programa Artemis Modal Pro © y las obtenidas en el trabajo de Contreras y Hernández [42] varía entre 0,0% y 5,15%, siendo la media aproximadamente el 2% de variación respecto de las frecuencias obtenidas con Artemis Modal Pro, lo cual indica que las frecuencias han sido bien estimadas.

Tabla 4 Variación porcentual de las Frecuencias propias del puente águila Norte entre las obtenidas por software Artemis Modal Pro y las obtenidas en el trabajo de Contreras y Hernández de U. de Chile [42]

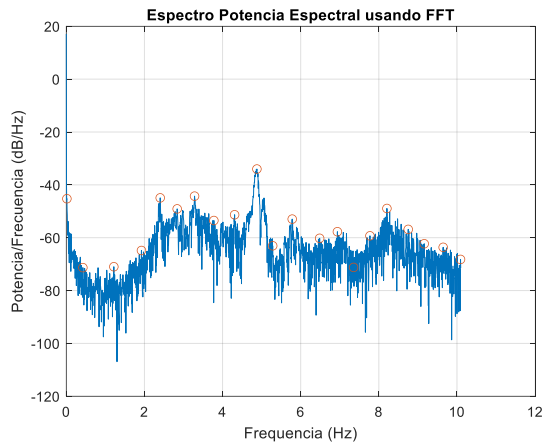
FREC. DIREC. TRANSVERSAL [Hz]				FREC. DIREC. LONGITUDINAL [Hz]				FREC. DIREC. VERTICAL [Hz]			
ARTEMIS MODAL		U. DE CHILE		ARTEMIS MODAL		U. DE CHILE		ARTEMIS MODAL		U. DE CHILE	
EFDD	SSI-COV	EFDD	SSI	EFDD	SSI-COV	EFDD	SSI	EFDD	SSI-COV	EFDD	SSI
2,3	2,36	4,35%	0,85%	1,96	1,99	1,02%	-1,01%	-	-	-	-
2,7	2,81	1,85%	-1,07%	-	3,83	-	-	3,8	3,8	2,11%	1,05%
3,3	3,34	1,52%	0,00%	3,93	3,95	-0,25%	-1,27%	4,01	4,1	-2,24%	-
4,2	4,29	-2,38%	-3,26%	-	4,26	-	-	4,4	4,39	-2,50%	0,00%
4,4	4,49	0,00%	-1,34%	-	-	-	-	4,95	4,87	-0,40%	0,41%
-	-			5,72	5,44	-0,52%	5,15%	-	-	-	-
4,9	4,9	-1,02%	-0,20%	8,22	8,2	-	-	-	-	-	-
5,7	5,73	0,00%	0,70%	-	13,35	-	-	12,05	-	-	-
8,3	8,26	-0,60%	0,24%	-	13,72	-	-	13,8	-	-	-
13,5	13,76	-	-	-	16,9	-	-	-	-	-	-
16,9	16,97	-	-	-		-	-	-	-	-	-

3.3.- Obtención de Propiedades Dinámicas con Método Peak Picking.

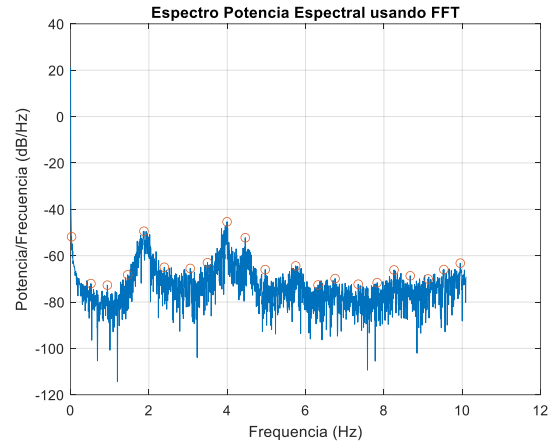
Aun cuando no está dentro de los alcances del presente trabajo desarrollar técnicas de identificación de sistemas, se desarrolla un código sencillo en Matlab [14] para identificar las frecuencias naturales de vibración del sistema y se aplica a los registros del puente Águila Norte, a manera de verificación y principalmente de aplicación. El método usado es la transformación de Fourier Rápida del PSD de las respuestas registradas por los sensores, a través de la función FFT, disponible en MatLab. La selección de las frecuencias es a través del método Peak Picking, usando la función 'findpeaks', también disponible en MatLab. Este código permite encontrar las frecuencias naturales a partir de un solo registro de aceleraciones y se utiliza un sensor de referencia para observar la coherencia. La utilización de la coherencia permite revisar, dependiendo de la ubicación y dirección de los sensores, el tipo de modo que se está detectando [12]. Se utilizó una ventana de los datos, dado que cada medición tenía más de un millón de valores, empleándose una ventana de 20 segundos de datos.

Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 31 y Figura 32 y en

Tabla 5.

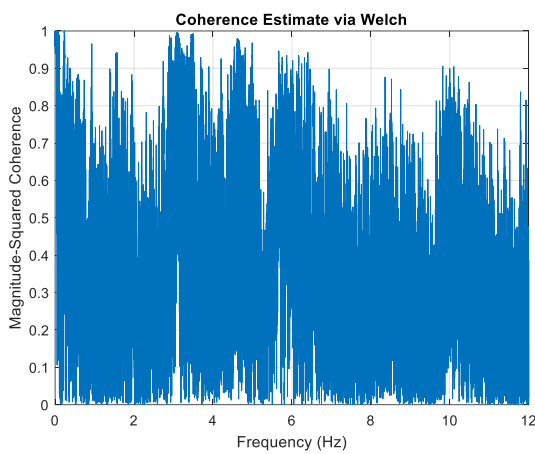


(a)

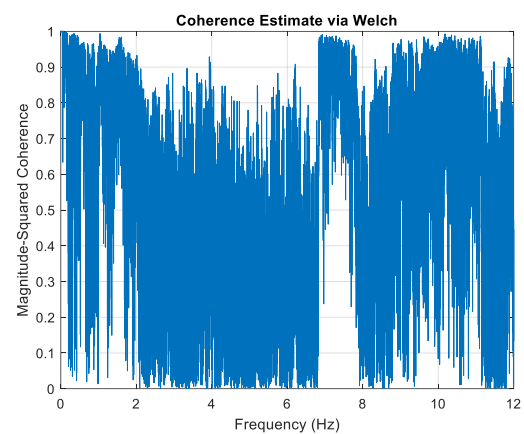


(b)

Figura 31 Frecuencias identificadas con método PP, Sensores 3 y 8 (a), Sensores 2 y 5, (b).



(a)



(b)

Figura 32 Coherencia obtenida, método Welch Sensores 3 y 8 (a), Sensores 2 y 5, (b).

Tabla 5 Frecuencias naturales obtenidas con método PP, izquierda con sensores 3 y 8 dirección transversal; Derecha con sensores 2 y 5, dirección longitudinal.

N°	Frecuencia [Hz]	Coherencia [-]	N°	Frecuencia [Hz]	Coherencia [-]
1	0,015	0,996	1	0,025	0,9999
2	0,424	0,361	2	0,520	0,922
3	1,217	0,418	3	0,939	0,850
4	1,924	0,609	4	1,460	0,928
5	2,404	0,357	5	1,874	0,883
6	2,838	0,354	6	2,394	0,541
7	3,283	0,498	7	3,056	0,025
8	3,778	0,537	8	3,495	0,203
9	4,308	0,200	9	3,995	0,483
10	4,879	0,127	10	4,460	0,193
11	5,283	0,569	11	4,970	0,146
12	5,783	0,579	12	5,747	0,653
13	6,485	0,454	13	6,318	0,667
14	6,939	0,477	14	6,752	0,032
15	7,353	0,227	15	7,343	0,852
16	7,773	0,036	16	7,828	0,701
17	8,207	0,195	17	8,257	0,585
18	8,752	0,048	18	8,672	0,141

Se utilizó el registro de aceleraciones transversales de la medición realizada por Contreras y Hernández [42], en el puente Águila Norte, obtenido con el sensor 3 transversal para la identificación de las frecuencias y el sensor 8 vertical como referencia, para la evaluación de la coherencia. Para la dirección longitudinal se usó el registro obtenido los sensores 2 y 5 como referencia, ambos paralelos. La ubicación de los sensores se muestra en la Figura 26.

Tabla 6 Comparación resultados método PP sensor 3 transversal, con resultados U. de Chile y Artemis.

N°	PP [Hz]	EFDD	Artemis Modal			EFDD	U. de Chile		
			Dif.% con PP	SSI-COV	Dif.% con PP		Dif.% con PP	SSI	Dif.% con PP
1	0,02	-	-	-	-	-	-	-	-
2	0,42	-	-	-	-	-	-	-	-
3	1,22	-	-	-	-	-	-	-	-
4	1,92	-	-	-	-	-	-	-	-
5	2,4	2,3	-4,17%	2,36	-1,67%	2,4	0,00%	2,38	-0,83%
6	2,84	2,7	-4,93%	2,81	-1,06%	2,75	-3,17%	2,78	-2,11%
7	3,28	3,3	0,61%	3,34	1,83%	3,35	2,13%	3,34	1,83%
8	3,78	-	-	-	-	-	-	-	-
9	4,31	4,2	-2,55%	4,29	-0,46%	4,1	-4,87%	4,15	-3,71%
10	4,88	4,9	0,41%	4,9	0,41%	4,85	-0,61%	4,89	0,20%
11	5,28	-	-	-	-	-	-	-	-
12	5,78	5,7	-1,38%	5,73	-0,87%	5,7	-1,38%	5,77	-0,17%
13	6,48	-	-	-	-	-	-	-	-
14	6,94	-	-	-	-	-	-	-	-
15	7,35	-	-	-	-	-	-	-	-
16	7,77	-	-	-	-	-	-	-	-
17	8,21	8,3	1,10%	8,26	0,61%	8,25	0,49%	8,28	0,85%

Tabla 7 Comparación resultados método PP sensor 2 longitudinal, con resultados U. de Chile y Artemis.

N°	PP [Hz]	EFDD	Artemis Modal			EFDD	U. de Chile		
			Dif.% Con PP	SSI-COV	Dif.% Con PP		Dif.% Con PP	SSI	Dif.% Con PP
1	0,03	-	-	-	-	-	-	-	-
2	0,52	-	-	-	-	-	-	-	-
3	0,94	-	-	-	-	-	-	-	-
4	1,46	-	-	-	-	-	-	-	-
5	1,87	1,96	4,81%	1,99	6,42%	1,98	5,88%	1,97	5,35%
6	2,39	-	-	-	-	-	-	-	-
7	3,06	-	-	-	-	-	-	-	-
8	3,49	-	-	3,83	9,74%	-	-	-	-
9	3,99	3,93	-1,50%	3,95	-1,00%	3,92	-1,75%	3,9	-2,26%
10	4,46	-	-	4,26	-4,48%	4,46	0,00%	-	-
11	4,97	-	-	-	-	4,78	-3,82%	-	-
12	5,75	5,72	-0,52%	5,44	-5,39%	5,69	-1,04%	5,72	-0,52%
13	6,32	-	-	-	-	-	-	-	-
14	6,75	-	-	-	-	-	-	-	-
15	7,34	-	-	-	-	-	-	-	-
16	7,83	-	-	-	-	-	-	-	-
17	8,26	8,22	-0,48%	8,2	-0,73%	-	-	-	-

Los resultados obtenidos se comparan en las

Se utilizó el registro de aceleraciones transversales de la medición realizada por Contreras y Hernández [42], en el puente Águila Norte, obtenido con el sensor 3 transversal para la identificación de las frecuencias y el sensor 8 vertical como referencia, para la evaluación de la coherencia. Para la dirección longitudinal se usó el registro obtenido los sensores 2 y 5 como referencia, ambos paralelos. La ubicación de los sensores se muestra en la Figura 26.

Tabla 6 y Tabla 7, con los análisis realizados por Contreras y Hernández [42], y con los resultados obtenidos utilizando el software Artemis Modal, mostrados anteriormente.

Comparando las frecuencias obtenidas utilizando el método PP con las frecuencias obtenidas con Artemis y las obtenidas por Contreras y Hernández [42], se ve que, para frecuencias bajas, el método PP detecta varias frecuencias, que con otros métodos no son detectadas, por lo que no corresponderían a nodos. Sin embargo, para el rango de frecuencias entre 2,4 y 5,78 [Hz] en la dirección transversal que se muestra en

Se utilizó el registro de aceleraciones transversales de la medición realizada por Contreras y Hernández [42], en el puente Águila Norte, obtenido con el sensor 3 transversal para la identificación de las frecuencias y el sensor 8 vertical como referencia, para la evaluación de la coherencia. Para la dirección longitudinal se usó el registro obtenido los sensores 2 y 5 como referencia, ambos paralelos. La ubicación de los sensores se muestra en la Figura 26.

Tabla 6, se aprecia similitud en los valores de las frecuencias encontradas, con diferencias porcentuales que van desde el 0,0% hasta el 4,93%, en la dirección transversal. En la dirección longitudinal, Tabla 7, se aprecian también similitud entre las frecuencias encontradas, entre el rango de frecuencias entre 1,9 y 5,75 [Hz], con diferencias que van entre el 0,0% al 5,8 %, con un valor sobre 9%. Estos resultados ratifican lo señalado por varios autores que, a pesar de su simplicidad, el método PP tiene ciertas limitaciones en cuanto a la exactitud de sus resultados y la selección de los modos, principalmente en este caso debido a la identificación de algunas frecuencias no corresponderían a modos fundamentales de la estructura. Sin embargo, se pudo verificar que es un método sencillo y fácil de ocupar, aunque es conveniente comparar sus resultados con otros métodos, por lo cual se ha optado por incluirlo dentro del presente capítulo como ejemplo de aplicación y una alternativa más de comparación para los objetivos del presente trabajo.

3.4.- Comentarios y Conclusiones a este Capítulo

En este capítulo se ha realizado la identificación de las propiedades dinámicas del puente Águila Norte a partir del registro de respuesta de la estructura a las vibraciones ambientales, test conocido como VAT. Con las mediciones obtenidas en una campaña realizada por la Universidad de Chile, Universidad Técnica Federico Santa María, y Universidad de Los Andes, y utilizando las técnicas EFDD y COV-SSI en el software comercial Artemis Modal Pro ©, se identificaron las frecuencias de los modos fundamentales y se compararon con las frecuencias obtenidas en el trabajo de Contreras y Hernández [42] de la Universidad de Chile. Como resultado de esta comparación se aprecia bastante similitud en las frecuencias obtenidas, dado que las variaciones porcentuales entre las frecuencias obtenidas con el software Artemis Modal Pro y las frecuencias obtenidas en el trabajo de Contreras y Hernández varían en promedio en un 2%, lo cual permite asegurar que las propiedades dinámicas de la estructura están bien estimadas, y que la obtención de las propiedades dinámicas a partir de las vibraciones ambientales es una herramienta eficiente para la identificación de propiedades dinámicas. Referente al código desarrollado utilizando el método PP, se obtuvieron resultados también muy similares, entre 0% a 5% de variación a los obtenidos anteriormente, aunque dentro de ciertos rangos de frecuencia, con lo cual se ratifica que el método PP presenta algunas falencias en cuanto a los modos estimados, pero debido a su sencillez y que las funciones requeridas para su uso se encuentran disponible en varios ambientes de programación, permite de una manera fácil y rápida tener una estimación de las propiedades dinámicas de la estructura, aunque siempre es importante verificar con otros métodos más robustos, cuando se requiere tener resultados más confiables.

CAP. 4. MODELACIÓN PUENTE ÁGUILA NORTE

4.1.- Descripción Modelo OpenSees

Para la modelación del Puente Águila Norte se utilizó el software OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) [3]. incorporando en el modelo en forma conjunta todos los elementos estructurales, como la losa del tablero, las vigas, las cepas, estribos, vigas cabezal y vigas de encepado, elastómeros, barras sísmicas, topes sísmicos, el efecto pasivo del suelo de relleno detrás del estribo y la interacción suelo estructura a través de considerar los pilotes con resortes P-y, T-z y Q-z.

El modelo utilizado para la superestructura del puente es del tipo viga equivalente (spine model), como se muestra en la Figura 33. En este modelo la superestructura en cada vano se representa por un elemento lineal equivalente que incorpora el tablero, vigas, carpeta asfáltica, barandas, etc. con área e inercia conjunta, y con masas discretas en 6 nodos. El tablero es modelado en OpenSees a través de un elemento viga lineal elástico “elasticBeamColumn”, ya que no se esperan incursiones no lineales en este elemento del puente. Cabe destacar que el modelo obtenido fue adaptado de modelos anteriores desarrollados por Ibáñez [43] y Contreras [44].

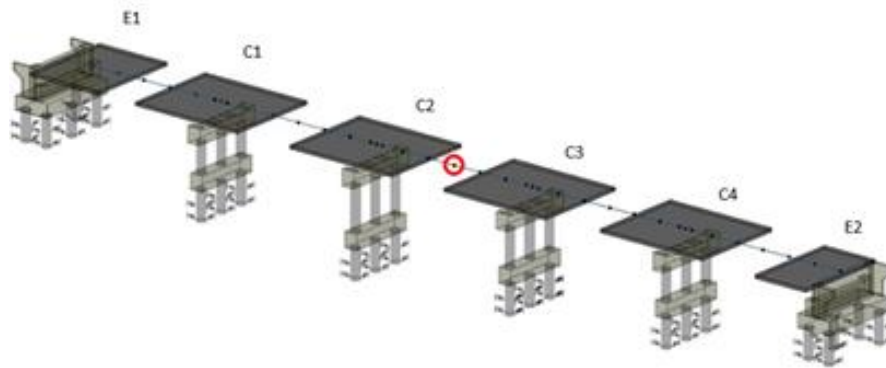


Figura 33 Esquema que representa el Modelo realizado (Spine Model). Fuente: Contreras [44].

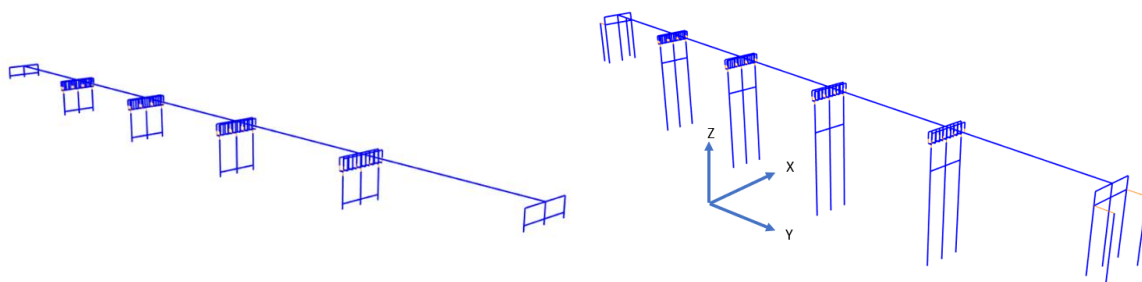


Figura 34 Visualización de Modelo en OpenSees con Base Empotrada (a) y con pilotes (b) de Puente Águila Norte

Tabla 8 Propiedades mecánicas de la sección transversal del tablero

PROPIEDADES SECCION EQUIVALENTE	
Area [cm ²]	39.036
I _{yy} [cm ⁴]	3.010.785.314
I _{zz} [cm ⁴]	112.833.845
J [cm ⁴]	6.483.129

La Tabla 8 presenta las propiedades que fueron incorporadas en el modelo de viga equivalente para la superestructura.

4.2.-Masas nodales

Para la modelación del tablero del puente se realiza una discretización de cada vano en tramos iguales, concentrando la masa de cada vano en 6 nodos equidistantes con el comando *mass node*, siguiendo la distribución que se muestra en la Figura 35. En los nodos de color verde se concentra la contribución de la masa rotacional y traslacional de la columna. En los nodos de color rojo se concentra la masa tributaria traslacional y rotacional asociada al tablero. En la masa del tablero se ha considerado la contribución de la masa del de barandas de metálicas y de la carpeta asfáltica, de 5 centímetros.

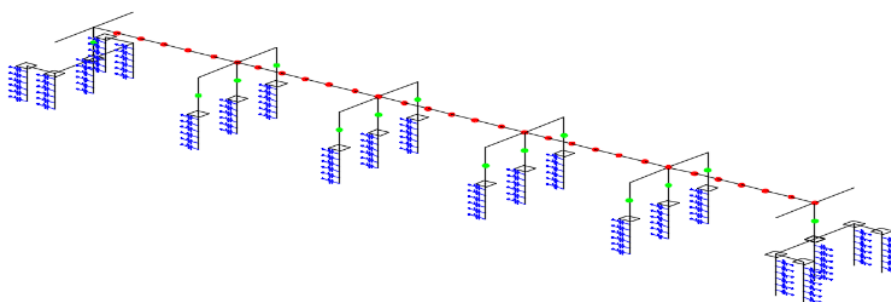


Figura 35 Distribución de masas nodales en el modelo

Para el cálculo de las masas traslacionales y rotacionales se utilizaron las siguientes expresiones indicadas en el trabajo de Aviram et al. [45].

$$M_t = \rho * A_t * L_{trib} \quad \text{Ec. 64}$$

Donde M_t es la masa traslacional, ρ es la densidad del hormigón que se considera igual a $24,52 \text{ [kN/m}^3\text{]}$, A_t es el área de la sección transversal del elemento y L_{trib} es el largo tributario del nodo considerado.

Para el caso del cálculo de las masas rotacionales en columnas se utiliza la Ec. 65, mientras que para las masas rotacionales del tablero se utiliza la Ec. 66.

$$M_{rot} = \frac{\left(\frac{m}{l}\right) * L_{trib} * D_c^2}{8} \quad \text{Ec. 65}$$

$$M_{rot} = \frac{\left(\frac{m}{l}\right) * L_{trib} * d_w^2}{12} \quad \text{Ec. 66}$$

Donde M_{rot} es la masa rotacional, m/l es la masa lineal del elemento, D_c es el diámetro de la columna y d_w es el ancho del tablero.

Las masas utilizadas para la modelación del puente Águila Norte calculadas con las ecuaciones de Aviram et al. [45] se muestran en la Tabla 9.

Tabla 9 Masas utilizadas en Modelo OpenSees de Águila Norte

Elemento	M Traslacional [kg]	M Rotacional. [kg m ²]
Columnas Cepa 1	4665	840
Columnas Cepa 2	6927	1247
Columnas Cepa 3	5796	1043
Columnas Cepa 4	4665	840
V. cabezal nodo exterior	15938	-
V. cabezal nodo interior	31875	-
Tablero nodo extremo	31075	310758
Tablero nodo interno	62150	621515

4.3.- Modelación de los Materiales

Referente a la caracterización de los materiales utilizados en el puente Águila Norte, para el hormigón se utiliza la relación esfuerzo-deformación establecida por Mander et al. [46] (Figura 36), mediante el uso del material Concrete02. Para caracterizar el acero de refuerzo se utiliza el modelo Giuffré – Menegotto-Pinto [47], [48] (Figura 36), mediante el uso del material Steel02.

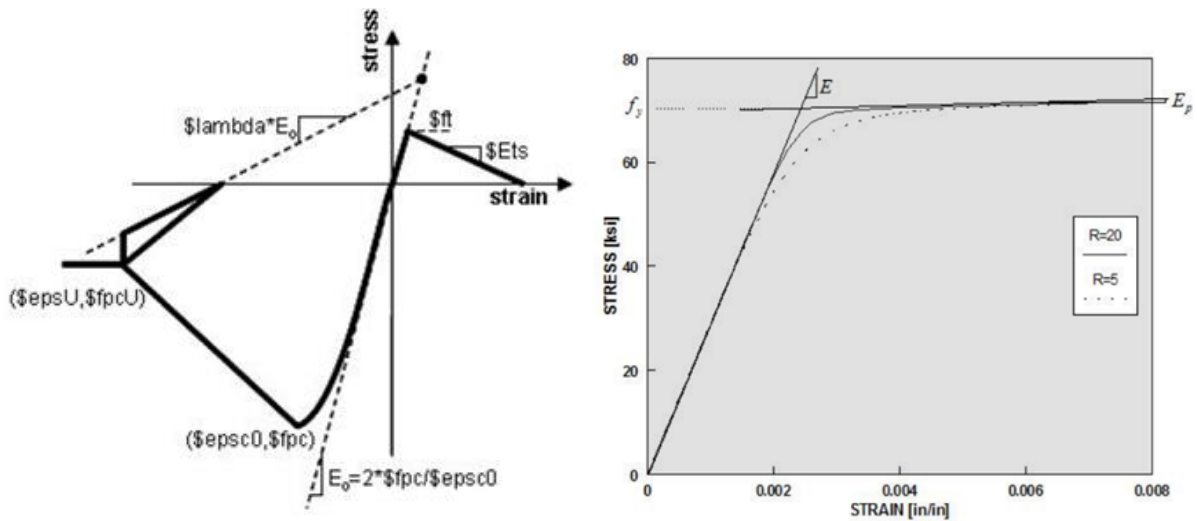


Figura 36 Modelos constitutivos concrete02 y steel02 de la librería OpenSees, utilizados para el hormigón y para el acero respectivamente. Fuente: Manual OpenSees (Mazzoni [3]).

Los parámetros utilizados para modelar el hormigón se muestran en la Tabla 10, cabe mencionar que se consideró un esfuerzo a compresión del hormigón igual a 1,3 veces el esfuerzo nominal de compresión para representar la resistencia esperada debido a la variabilidad que existe respecto al valor nominal, según lo establecido por AASHTO [49].

Tabla 10 Parámetros del hormigón G25

Propiedades Hormigón	No confinado	Confinado
F_c (Agrietado) [Mpa]	32,5	54,7
ϵ_{cc} (deformación en el esfuerzo máximo) [-]	0,002	0-0081
F_f (Concrete crushing strength) [Mpa]	3,25	46,75
ϵ_{cu} (deformación máxima) [-]	0,005	0,026
λ (radio entre rigidez de carga y descarga)	0,1	0,25
F_t (tensile strength) [Mpa]	1,88	2,44
Rigidez de softening [Mpa]	16250	6761

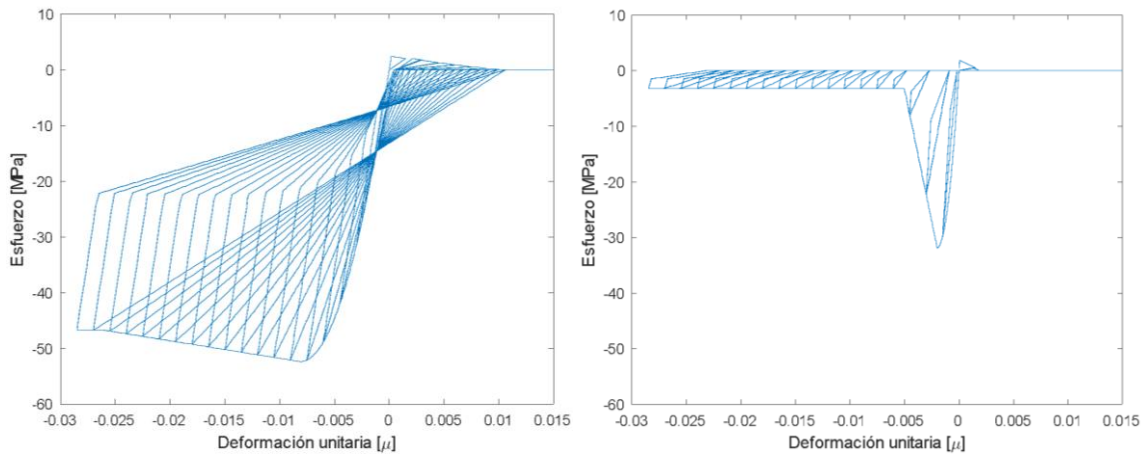


Figura 37 Comportamiento del hormigón G25 a) confinado b) No confinado

Las propiedades del material Steel02 utilizadas para la modelación, se pueden observar en la

Tabla 11. Para el esfuerzo de fluencia de este material, se consideró un esfuerzo 1,15 veces mayor que el esfuerzo de fluencia nominal para considerar las propiedades esperadas del material, según lo recomendado por AASHTO [49].

Tabla 11 Parámetros para Acero A630-420H

Material Steel02	
Fy [Mpa]	420
Eo [Mpa]	210000
b [-]	0,01
Ro [-]	18
cR1 [-]	0,925
cR2 [-]	0,15

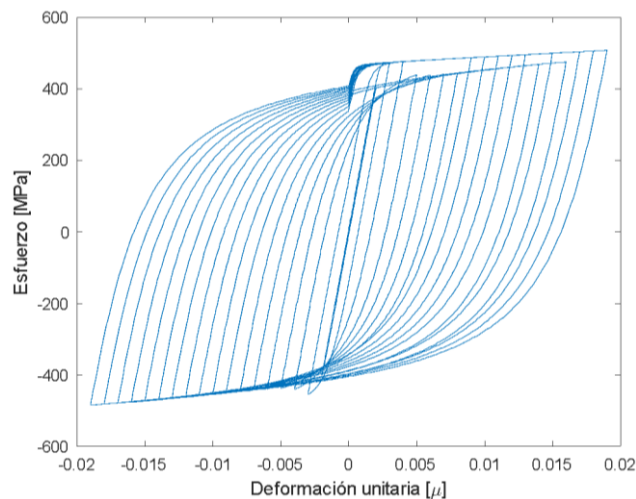


Figura 38 Comportamiento cíclico material Steel02

4.3.1.- Modelación de columnas

Las columnas de las cepas se modelan con elementos no lineales a través del elemento ForceBeamColumn, de la librería de OpenSees [3], con 3 puntos de integración para obtener una exactitud razonable, sin tener problemas de convergencia en los métodos numéricos de integración utilizados en OpenSees. Para la modelación de la sección transversal de la columna, se utilizó una sección tipo fibra, con una división radial de ocho secciones, y una división angular también de 8 secciones para la parte correspondiente al hormigón confinado. Se consideró la acción conjunta del hormigón y del acero con la función SECTION (Figura 39) y se incorpora las deformaciones de corte y torsión con el comando SECTION AGGREGATOR de OpenSees, utilizando los materiales

Concrete02, con el modelo de Mander [46] para el hormigón y Steel02 para el acero indicados anteriormente, y el módulo de corte y torsión indicados en la Tabla 12.

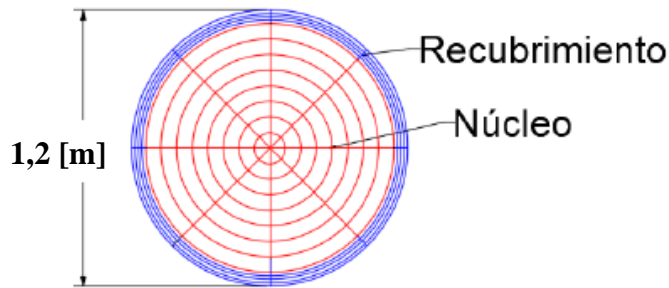


Figura 39 Esquema de sección utilizada para el comando Section de OpenSees.

Tabla 12 Módulo y rigidez de corte y torsión para Section Aggregator

Corte en las columnas		Torsión en las columnas	
G [Mpa]	4.700	J [cm ⁴]	20357520,4
K (rigidez de corte) [kN]	4.784.017,00	K (rigidez torsional) [kN*m ²]	191360,69

4.3.2.- Vigas cabezal y viga encepado

La viga cabezal y la viga de encepado se modelaron con elementos viga-columna mediante el elemento elasticBeamColumn, pues se espera que estos elementos se mantengan en el rango elástico. Para estos elementos se debe considerar su área, módulo de elasticidad, módulo de corte, y las inercias en las direcciones y-y y z-z del elemento, según sus coordenadas locales. En la Tabla 13, se indican las propiedades usadas en la viga de encepado y de la viga cabezal.

Tabla 13 Propiedades viga encepado y viga cabezal

Propiedades	Viga Cabezal	Viga de Encepado
Área [m ²]	2,55	2,89
I_z [m ⁴]	0,61	0,70
I_y [m ⁴]	0,48	0,70
J [m ⁴]	1,09	1,39
E [Mpa]	23500	23500
G [Mpa]	9791	9791

4.3.3.- Modelación de apoyos elastoméricos de vigas

Los apoyos elastoméricos, los cuales no están anclados y, por tanto, pueden deslizar, se modelan a través de un comportamiento elasto-plástico, utilizando el uniaxial material Steel01 de OpenSees. Los parámetros de los elastómeros se obtienen del modelo analítico de Rubilar [50] para la respuesta transversal y longitudinal, cuyas expresiones se muestran en las siguientes fórmulas, y los parámetros utilizados se muestran en la Tabla 14.

La rigidez inicial E_0 del material del elemento se determina según la 67 del trabajo de Choi [51].

$$E_0 = \frac{GA}{h_r} \quad \text{Ec. 67}$$

Donde A es el área del apoyo elastomérico, h_r es la suma de la altura de las placas de neopreno y G es el módulo de corte considerado como 1,3 [Mpa] basado en el Manual de Carreteras [2]. La capacidad P máxima del apoyo se determina como el producto entre la carga axial del elemento,

considerando el peso tributario de la superestructura, y el coeficiente μ de roce que se obtiene de la Ec. 68 y Ec. 69.

$$\mu = 0.05 + \frac{0.4}{\sigma_n} \quad \text{Ec. 68}$$

$$P = \mu \sigma_n A \quad \text{Ec. 69}$$

Donde σ_n es el esfuerzo normal en el elemento [MPa]. Para considerar en la modelación del apoyo el aporte de la rigidez torsional, se utiliza el comando *uniaxial Material Elastic*. Las expresiones utilizadas para definir el material se obtienen de Yazdani et al. [52].

$$k_{Rx} = \frac{GI_x}{h_r} \quad \text{Ec. 70}$$

Donde, I_x es la inercia de la sección de apoyo del elastómero. Las propiedades utilizadas para el material *Steel 01* de los apoyos elastoméricos en la cepa se indican en la *Tabla 14*, donde la fluencia F_y se considera igual a la resistencia lateral máxima del apoyo.

Tabla 14 Propiedades elastómeros.

PROPIEDADES	Cepas	Estribo
Peso [kN]	3399,15	1699,57
G [kN/m ²]	1300	1300
Ancho en x [cm]	42	42
Ancho en y [cm]	42	42
A [m ²]	0,1764	0,1764
h [m]	0,05	0,066
eig [m]	0,011	0,01
E ₀ [kN/m]	4494,67	3405,05
σ_n [kPa]	2408,694	2408,694
μ	0,334	0,334
F _y [kN]	163,01	163,01
b	0	0

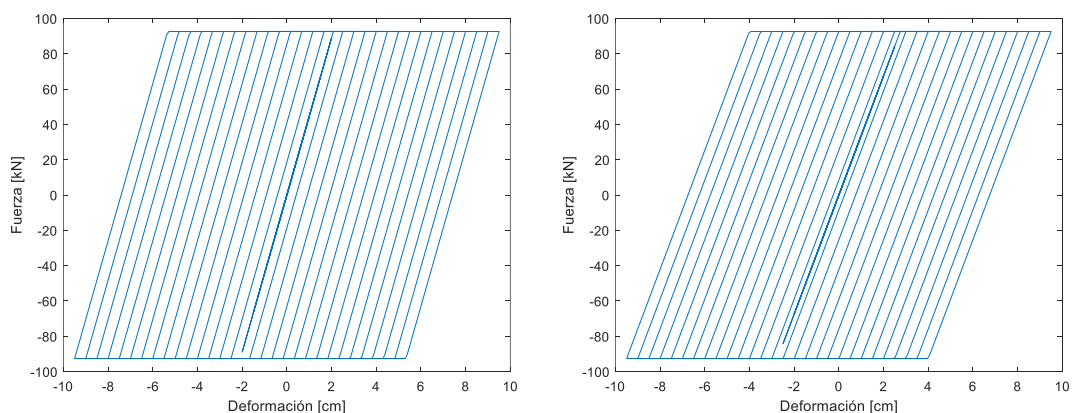


Figura 40 Relación esfuerzo deformación de los elastómeros

Para la respuesta vertical se utilizan las expresiones indicadas a continuación, con los valores indicados en la *Tabla 15*.

$$S_g = A_e / (2h_e(L_e + A_e)) \quad \text{Ec. 71}$$

$$E_g = 4,8 * G * S_g^2 \quad \text{Ec. 72}$$

$$K_{ve} = E_g A_e / h_e \quad \text{Ec. 73}$$

Donde:

h_g : espesor de la goma elastómero

G: Módulo de corte

A_g : Sección transversal al análisis del elastómero

Tabla 15 Propiedades elastómeros respuesta vertical

PROPIEDADES	Cepas	Estribo
S_g [-]	9,55	10,5
E_g [kN/m ²]	569.103,60	687.960,00
K_{ve} [kN/m]	2.007.797,50	1.838.729,45

Para la respuesta rotacional se obtuvo las rigideces con las siguientes expresiones y los valores se obtienen de la Tabla 16.

$$K_{rot} = 0,5 E_g I_g / h_g \quad \text{Ec. 74}$$

Donde:

I_g : Momento de inercia de la sección que rota.

Tabla 16 Propiedades elastómeros rotacional

PROPIEDADES	Cepas	Estribo
ROTACIONAL (x-y) I_g [m ⁴]	0,00259308	0,00259308
$K_{\theta e}$ [kN*m ³]	14.757,31	13.514,66
ROTACION (Z) I_g [m ⁴]	0,00518616	0,00518616
$K_{\theta e}$ [kN*m ³]	134,840	102,152

4.3.4.-Modelación de barras sísmicas

Las barras sísmicas fueron modeladas a través del Hysteretic material de la librería OpenSees [3] y con un elemento MinMax de OpenSees para establecer la falla de las barras a los 35 centímetros, de manera que, en esa deformación, las barras dejen de tener resistencia. Se utilizaron elementos NodeTwoLink utilizando para ello el modelo constitutivo formulado por Martínez [53], el cual se muestra en la Figura 41, y cuyas expresiones se muestran a continuación.

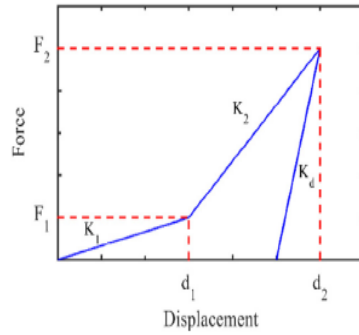


Figura 41 Relación Fuerza deformación típica para barras sísmicas, según Martínez [53].

$$d_1 = 0,1 * h_{libre} \quad \text{Ec. 75}$$

$$d_2 = h_{libre} \quad \text{Ec. 76}$$

$$F_1 = \gamma_1 f_y A_{sb} \quad \text{Ec. 77}$$

$$F_2 = \gamma_2 f_y A_{sb} \quad \text{Ec. 78}$$

$$K_d = 20 K_2 \quad \text{Ec. 79}$$

Donde, f_y es el esfuerzo de fluencia, h_{libre} es la altura libre de la barra sísmica que se considera como 35 [cm], A_{sb} es el área de la barra sísmica, K_d es la rigidez de descarga, y por último γ_1 y γ_2 son factores que dependen de si es un caso con diafragma o sin diafragma. Para este caso, se utilizan los valores 0,04 y 0,71 respectivamente correspondientes a valores con diafragma. Los parámetros necesarios para la modelación del comportamiento del material se muestran en la

Tabla 17, mientras que un esquema del comportamiento fuerza-deformación de las barras sísmicas, se muestra en la Figura 42.

Tabla 17 Parámetros modelo de Barras sísmicas

Parámetros: uniaxial material hysteretic	
\$s1p [kN]	0,1085
\$e1p [m]	0,00001
\$s2p [kN]	10,2175
\$e2p [m]	0,03500
\$s3p [kN]	181,3709
\$e3p [m]	0,3500
\$s1n [kN]	-0,1085
\$e1n [m]	0,0000
\$s2n [kN]	-10,2175
\$e2n [m]	-0,0350
\$s3n [kN]	-181,3709
\$e3n [m]	-0,3500
\$pinchx	0,9
\$pinchy	0
\$Damage1	0
\$Damage2	0,25
\$beta	-

**Parámetros: uniaxial
material Minmax**

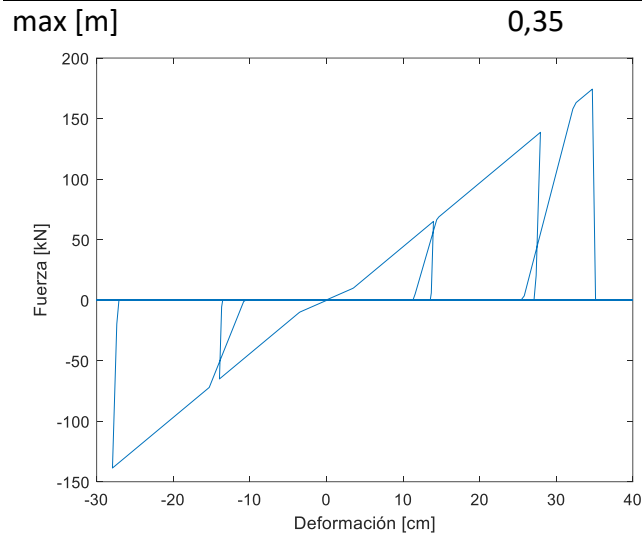


Figura 42 Comportamiento Cíclico Fuerza Deformación de las barras sísmicas

Se debe mencionar que este comportamiento fuerza-deformación representa la resistencia de dos barras sísmicas, debido a que una barra sísmica en la modelación representa dos barras sísmicas del puente en la realidad.

4.3.5.- Modelación de topes externos de hormigón

Los topes externos de hormigón se modelaron según una relación fuerza - desplazamiento establecida por Goel y Chopra [54]. Las fuerzas que describen el comportamiento del tope se obtienen de las siguientes ecuaciones:

$$V_c = 0,2 \sqrt{f'_c} b h \quad \text{Ec. 80}$$

$$V_s = \left[A_{s1} f_y h + A_{s2} f_y d + n_h A_{sh} f_y \frac{h^2}{2S} + n_v A_{sv} f_y \frac{d^2}{2S} \right] \left(\frac{1}{h+a} \right) \quad \text{Ec. 81}$$

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ec. 82}$$

$$V_y = V_s + V_c \frac{\mu_y}{\mu_n} \quad \text{Ec. 83}$$

Donde, f'_c es la resistencia a compresión del hormigón, f_y es el esfuerzo de fluencia del acero, A_{s1} es el área de las barras de refuerzo horizontal, A_{s2} es el área de las barras de refuerzo inclinadas en la primera interfaz del elemento, A_{sh} es el área de una barra de refuerzo horizontal, A_{sv} es el área de una barra de refuerzo vertical, n_h es el número de planos con refuerzo horizontal, n_v es el número de planos con refuerzo vertical y a es un parámetro que se considera como $0,167d$.

Los desplazamientos en el tope se determinan a partir de las siguientes ecuaciones definidas en el trabajo de Megally et al. [55], en donde la deformación última u_m , se calcula considerando que la pendiente entre los desplazamientos u_5 y u_m , debe ser la misma pendiente entre u_n y u_4 .

$$u_y = \sqrt{2} \varepsilon_y (L_d + L_a) \frac{(h+d)}{\sqrt{h^2 + d^2}} \quad \text{Ec. 84}$$

$$u_n = \sqrt{2} \varepsilon_y (L_d + L_a) \frac{(h+d)}{s} \quad \text{Ec. 85}$$

$$u_4 = \sqrt{2} \varepsilon_{0,005} (L_d + L_a) \frac{(h + d)}{s} \quad \text{Ec. 86}$$

$$u_5 = \sqrt{2} \varepsilon_{0,007} (L_d + L_a) \frac{(h + d)}{s} \quad \text{Ec. 87}$$

En la Figura 43 se muestra el comportamiento cíclico de los topes y en la Tabla 18 se muestran los parámetros adoptados para los topes de las cepas y del estribo.

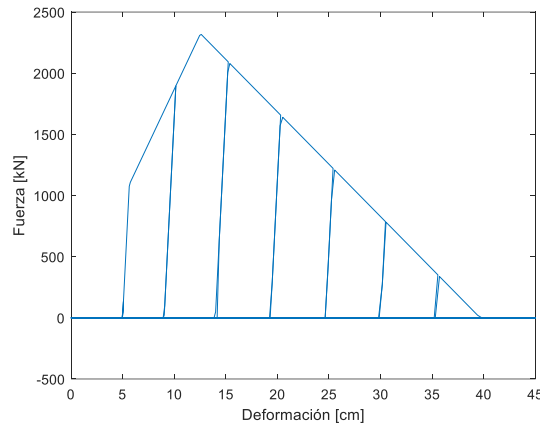


Figura 43 Comportamiento cíclico de los topes sísmicos

4.3.6.- Modelación Empuje Pasivo Del Suelo

El empuje pasivo del suelo en la dirección longitudinal del puente se produce cuando el estribo, empujado por la viga, presiona el relleno. La metodología utilizada para implementar el efecto pasivo en el modelo del puente se basa en el trabajo de Shamsabadi et al. [56], quien propone el uso de un material tipo *Hyperbolic Gap Material* con las propiedades que se muestran en la Tabla 19, donde K_{max} es la rigidez inicial del material, K_{ur} es la rigidez de descarga, R_f es la razón de falla y F_{ult} es la resistencia pasiva máxima. La curva fuerza-deformación del material del relleno, se indica en la Figura 44.

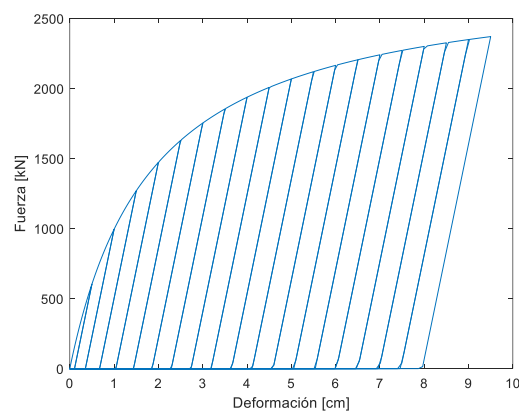


Figura 44 Comportamiento empuje pasivo del suelo según Shamsabadi [56].

Tabla 18 Propiedades Topes sísmicos en cepa y estribo

Variable	Cepa	Estribo
b [cm]	170	107
k [cm]	74	74
l [cm]	74	166
a [cm]	15	12,4
f'c [MPa]	25	25
fy [MPa]	420	420
As1 [cm ²]	4,91	4,91
As2 [cm ²]	1,13	1,13
Ash[cm ²]	2,54	2,54
Asv [cm ²]	1,13	1,13
s [cm]	20	20
nv	3	4
nh	3	5
Ld [cm]	64,62	10
La [cm]	74	17
uy [cm]	0,333	0,106
un [cm]	1,745	0,691
u4 [cm]	4,362	1,728
u5 [cm]	6,107	2,419
um [cm]	6,323	4,503
Vc [kN]	1258	791,8
Vs [kN]	714	1711
Vn [kN]	1972	2502,8
Vy [kN]	954	1833

Tabla 19 Propiedades empuje pasivo del suelo

Propiedades	<i>Hyperbolic Gap Material</i>
K_{max} [kN/m]	155150
K_{ur} [kN/m]	155150
R_f	0,83
F_{ult} [kN]	2354
Gap [m]	0,1

4.3.7.- Modelación de las cepas en OpenSees.

En la Figura 45 se muestra el modelo de las cepas, las que consideran las columnas (B), topes sísmicos externos (C), apoyos elastoméricos (D) y barras sísmicas (E). Además, se indican los elementos rígidos que se utilizan para la modelación que se encuentran en color rojo, los elementos *equal dof* en color azul y los elementos *two node link* en color amarillo.

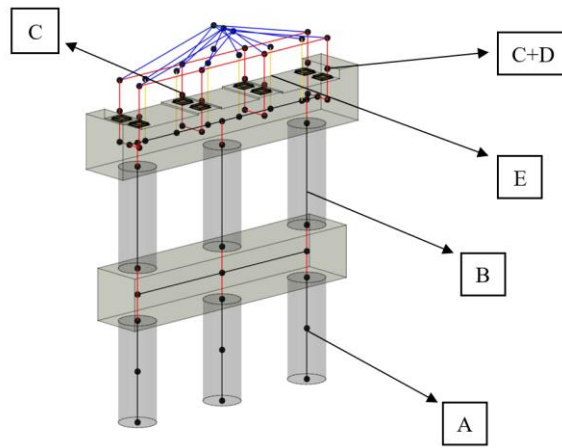


Figura 45 Modelación en OpenSees de las Cepas. (Esquema M. Contreras [44])

4.3.8.- Modelación de los estribos en OpenSees.

Los estribos se modelan considerando los pilotes unidos en su extremo superior por elementos rígidos representados en color rojo, además del efecto pasivo del suelo (F), el efecto de los toques sísmicos externos (G), y el efecto de los apoyos elastoméricos (H), distribuidos como se muestra en la Figura 46.

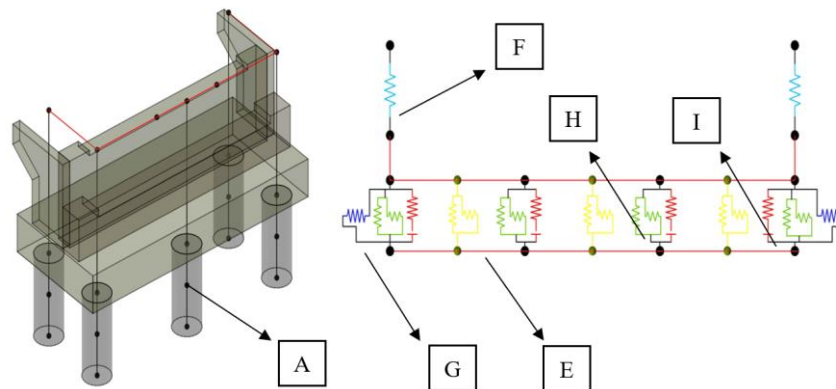


Figura 46 Modelación de los Estribos en OpenSees. (Esquema M. Contreras [44]).

4.4.- Modelación de Pilotes e Interacción Suelo Estructura

Para modelar la interacción del suelo con la estructura y específicamente con los pilotes del puente, se utilizó una discretización de los pilotes de un metro, representados por nodos distanciados un metro, y cada nodo de pilote se conectó al suelo a través de otro nodo ubicado en la misma posición, y unidos por un elemento ZeroLength de la librería OpenSees. En el elemento ZeroLength, se utilizó el material de la librería OpenSees uniaxialMaterial PySimple1 en las direcciones transversales, que representa la interacción lateral del pilote con el suelo en las dos direcciones ortogonales, y uniaxialMaterial TzSimple1 para la dirección vertical que representa la interacción del roce del suelo con el manto del pilote, llamada resistencia de fuste. En la punta de cada pilote también se modeló la interacción de la punta del pilote con la resistencia a la penetración del suelo a través de un elemento ZeroLength con material uniaxialMaterial QzSimple1, de la librería OpenSees, como se mostró anteriormente en la Figura 5.

Para cada uno de estos resortes discretizados del pilote y el suelo, se debe ajustar una curva P-y, T-z, y Q-z correspondiente, que depende de las características del suelo en el lugar de la ubicación del resorte y, también de la profundidad en que se encuentra, con las expresiones señaladas en el capítulo 1. Por lo tanto, una parte muy importante en la modelación de la interacción suelo-

estructura es la caracterización del suelo de fundación del puente y de los estratos más profundos en que se fundan los pilotes, y especialmente determinar si se trata de arena o arcillas, pues las curvas P-y, T-z, y Q-z son distintas para esos dos tipos de suelo.

4.4.1.- Caracterización del suelo de fundación del puente Águila Norte

Para una buena caracterización del suelo de fundación se tiene que contar con una Inspección Geotécnica del suelo completa, principalmente con sondajes SPT y CPT. Los planos de construcción del puente Águila Norte [41] muestran los resultados de los sondajes SPT realizados durante el diseño del puente realizado por la Consultora Ingelog para la Dirección de Vialidad, MOP. Adicionalmente a los sondajes SPT, se realizaron varios sondajes CPTu como parte del proyecto FONDEF ID18I10103, ejecutado por el Laboratorio LMMG [57] con campañas en terreno realizadas entre el 10 y 14 de enero 2020, en varios puntos de interés en las inmediaciones del puente. En la Figura 47 y Figura 48, se muestra la ubicación de los sondajes realizados.

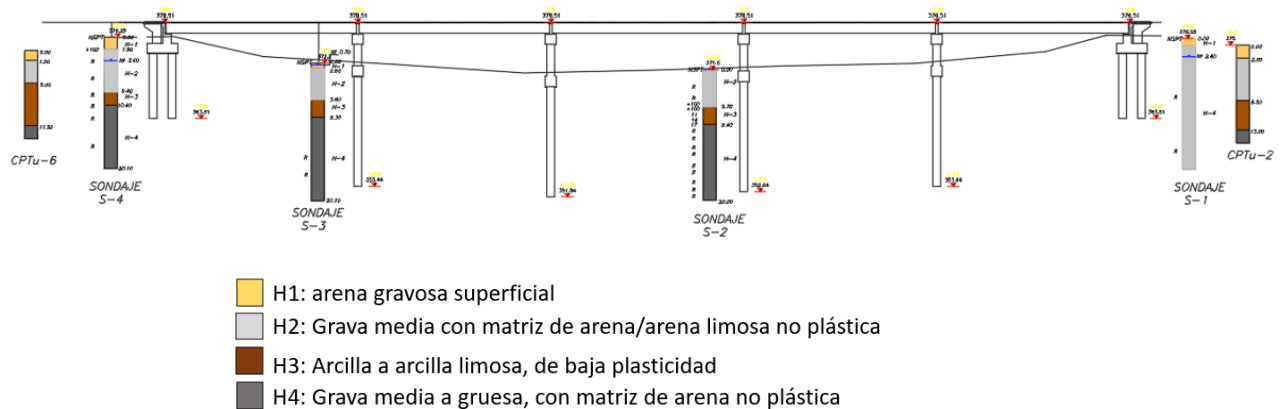


Figura 47 Ubicación Sondajes SPT y CPTu Puente Águila Norte. Fuente: J Grand [58]

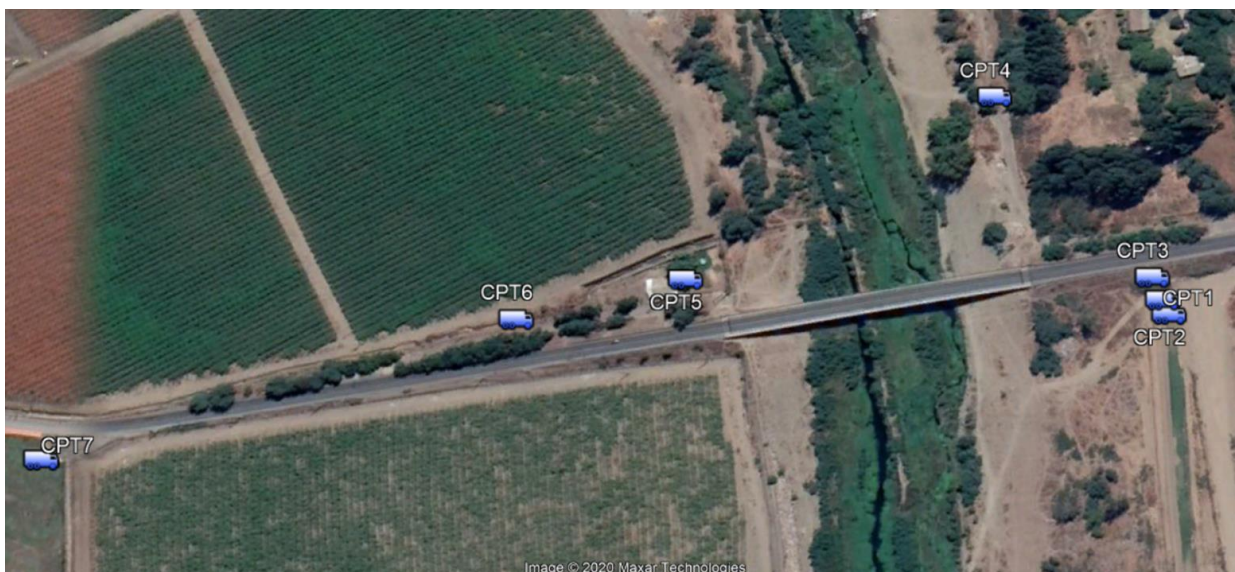


Figura 48 Ubicación de los sondajes CPTu realizados por Laboratorio LMMG [69].

En esta caracterización se aprecia la presencia de varios estratos de suelo en profundidad para los pilotes, de los cuales se puede distinguir principalmente la presencia de arenas y gravas, y un estrato intermedio de arcillas. Esto es muy importante de distinguir, pues para la modelación en OpenSees se debe determinar si se utilizarán curvas para arenas o para arcillas, para los materiales P-y, T-z, y Q-z, tal como se vio en las expresiones del capítulo 1.

De los pozos en que se realizó el ensayo CPTu, solo tres dan profundidades mayores a los 10 metros, los CPT2, CPT6 Y CPT7. De éstos, solo CPT2 y CPT6 se utilizan para caracterizar el suelo del puente Águila Norte dada la lejanía de CPT7, más de 100 metros del puente.

Utilizando los sondajes SPT 4 de los planos del puente Águila Norte, y los sondajes CPTu mencionados se realiza la caracterización del suelo para el proyecto FONDEF [59]. Dicha caracterización se muestra en la

Tabla 20 y Tabla 21.

Tabla 20 Caracterización del suelo en Estribos. Informe Hito 2 Proyecto FONDEF [71].

Estrato	Profundidad [m]	γ [kN/m ³]	ν [-]	G_0 [Mpa]	E_0 [Mpa]	E_s [Mpa]	ϕ	S_u [kPa]	D_R %
Arena Gravosa	0-2	19	0,35	51	140	54	35	-	-
Grava media	2-8.5	20	0,35	245	660	168,6	40	-	80
Arcilla limosa	8.5-10.5	18	0,4	50	140	30	10	10	-
Grava gruesa	10.5-20	21	0,35	280	750	187	43	-	80

Tabla 21 Caracterización del suelo para cepas. Informe Hito 2 Proyecto FONDEF [71].

Estrato	Profundidad [m]	γ [kN/m ³]	ν [-]	G_0 [Mpa]	E_0 [Mpa]	E_s [Mpa]	ϕ	S_u [kPa]	D_R %
Grava media	0-5.5	20	0,35	245	660	168,6	40	-	80
Arcilla limosa	5.5-8.5	18	0,4	50	140	30	10	10	-
Grava gruesa	8.5-20	21	0,35	280	750	187	43	-	80

Con la caracterización del suelo realizada, tanto para cepas como para pilotes, se procedió a determinar los valores de los P_{ult} , γ_{50} , T_{ult} , z_{50} y Q_{ult} para la obtención de las curvas P - y , T - z , y Q - z los materiales $PySimple1$, $TzSimple1$ y $QzSimple1$, con las expresiones indicadas en el capítulo 1. Se presentan los valores obtenidos en la Tabla 22 y

Tabla 23.

Tabla 22 Valores para Curvas P - y , T - z y Q - z en pilotes de estribos. Informe Hito 2 Proyecto FONDEF.

Estrato	Profundidad [H]	L_t [m]	P_{ult} [kN/m]	γ_{50} [m]	P_{ult} [kN]	T_{ult} [kN/m]	z_{50} [m]	T_{ult} [kN]
Grava media	0	0,01	889,70	0,00309	8,90	455,39	0,00307	4,55
Grava media	0,5	1	1186,71	0,00269	1186,71	473,77	0,00319	473,77
Grava media	1,5	1	1905,58	0,00585	1905,58	500,90	0,00337	500,90
Grava media	2,5	1	2790,92	0,00694	2790,92	516,19	0,00347	516,19
Grava media	3,5	1	3842,72	0,00803	3842,72	530,06	0,00357	530,06
Grava media	4,5	1	5060,98	0,00911	5060,98	542,73	0,00365	542,73
Grava media	5,375	0,75	6263,51	0,01006	4697,63	554,18	0,00373	415,63
Arcilla	6	0,5	339,29	0,06000	169,65	262,76	0,00283	131,38
Arcilla	6,5	0,5	339,29	0,06000	169,65	271,26	0,00284	135,63
Arcilla	7	0,5	339,29	0,06000	169,65	279,76	0,00285	139,88
Arcilla	7,5	0,5	339,29	0,06000	169,65	288,26	0,00286	144,13
Grava gruesa	7,875	0,25	14162,24	0,01740	3540,56	675,93	0,00400	168,98
Grava gruesa	8,5	1	15800,85	0,01834	15800,85	684,12	0,00405	684,12
Grava gruesa	9,5	1	18608,78	0,01983	18608,78	696,72	0,00413	696,72

Estrato	Profundidad [H]	L_t [m]	P_{ult} [kN/m]	y₅₀ [m]	P_{ult} [kN]	Q_{ult} [kN/m]	z₅₀ [m]
Grava gruesa	10	0,5	20098,67	0,02058	10049,33	3249,06	0,01050

Tabla 23 Valores para Curvas P-y, T-z y Q-z en pilotes de cepas. Informe Hito 2 Proyecto FONDEF.

Estrato	Profundidad [H]	L_t [m]	P_{ult} [kN/m]	y₅₀ [m]	P_{ult} [kN]	T_{ult} [kN/m]	z₅₀ [m]	T_{ult} [kN]
Grava media	0	0,01	0,95	0,00415	0,01	92,70	0,00062	0,93
Grava media	0,5	1	68,13	0,00527	68,13	255,15	0,00172	255,15
Grava media	1,5	1	329,23	0,00637	329,23	334,70	0,00225	334,70
Grava media	2,5	1	756,79	0,00586	756,79	378,68	0,00255	378,68
Grava media	3,5	1	1350,82	0,00504	1350,82	410,27	0,00276	410,27
Grava media	4,5	1	2111,31	0,00613	2111,31	435,62	0,00293	435,62
Grava media	5,25	0,5	2790,92	0,00694	1395,46	452,46	0,00305	226,23
Arcilla	5,75	0,5	339,29	0,06000	169,65	120,57	0,00265	60,29
Arcilla	6,5	1	339,29	0,06000	339,29	133,32	0,00283	133,32
Arcilla	7,5	1	339,29	0,06000	339,29	150,33	0,00288	150,33
Arcilla	8,25	0,5	339,29	0,06000	169,65	163,08	0,00270	81,54
Grava gruesa	8,75	0,5	9783,46	0,01460	4891,73	593,29	0,00351	296,64
Grava gruesa	9,5	1	11438,31	0,01572	11438,31	607,19	0,00360	607,19
Grava gruesa	10,5	1	13845,26	0,01722	13845,26	624,29	0,00370	624,29
Grava gruesa	11,5	1	16481,35	0,01871	16481,35	639,74	0,00379	639,74
Grava gruesa	12,5	1	19346,56	0,02021	19346,56	654,62	0,00388	654,62
Grava gruesa	13,5	1	22440,90	0,02170	22440,90	669,21	0,00396	669,21
Grava gruesa	14,5	1	25764,37	0,02320	25764,37	682,82	0,00405	682,82
Grava gruesa	15,5	1	29316,97	0,02469	29316,97	695,56	0,00412	695,56
Grava gruesa	16,375	0,75	32613,45	0,02600	24460,09	705,68	0,00418	529,26

Estrato	Profundidad [H]	L_t [m]	P_{ult} [kN/m]	y₅₀ [m]	P_{ult} [kN]	Q_{ult} [kN/m]	z₅₀ [m]
Grava gruesa	16,75	0,5	34079,93	0,02656	17039,96	3249,06	0,01050

CAP. 5. AMENAZA SÍSMICA

Para la amenaza sísmica, se recurre al trabajo realizado en el Informe Hito 3 del Proyecto FONDEF ID18I10103 [59], y del trabajo de Castro y Ochoa [60]. En dicho estudio, se obtienen registros de superficie sintéticos generados a partir de registros “semilla” obtenidos de terremotos reales seleccionados según su fuente sismogénica. Para ello, primeramente se obtiene el espectro de aceleraciones objetivo mediante ecuaciones de predicción de movimiento fuerte (“Ground Motion Prediction Equations”), propuestas en la literatura, considerando la condición local de referencia en roca. Dado que las expresiones existentes para GMPE son variadas, se utilizaron las expresiones propuestas por Montalva et al. [61], Idini et al. [62] y Grazier y Kalkan [63] para considerar la sismicidad nacional, ocupándose para obtener el espectro objetivo. Dado que en la utilización de los GMPE existe gran dispersión, se optó por establecer dos sets de resultados, uno considerando el promedio y otro considerando el promedio más una desviación estándar. Una vez definidos los espectros objetivo, se obtiene un registro compatible con técnicas de ajuste espectral (“spectral matching”), utilizando las ecuaciones propuestas por Adekristi y Eatherthon [64] y considerando los registros semillas mencionados. Como se mencionó, el ajuste espectral consideró dos casos, uno en que se consideró el promedio de las expresiones de GMPE más una desviación estándar, y otro sin considerar la desviación estándar, por lo que los registros obtenidos fueron denominados registros CD, y registros SD, respectivamente. Posteriormente se somete este registro espectro-compatible a una propagación unidimensional de ondas de corte, mediante el software DEEPSOIL [65], considerándose para ello modelos de degradación del suelo de la zona del puente, obteniéndose finalmente los registros superficiales propagados, los cuales constituyen la amenaza sísmica como sollicitación al modelo tridimensional.

Para la elección de los registros semillas, se consideró la variedad sismogénica nacional (Leyton, 2014) [66], la cual se muestran en la Figura 49.

- a) Registros de sismos que se generan en la zona de contacto entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, conocidos como sismos de subducción, o sismos interplaca, como los terremotos de Valparaíso 1985 y Maule 2010.
- b) Aquellos cuya fuente está al interior de la placa de Nazca y que son de profundidad intermedia, entre 50 a 250 kilómetros, llamados registros intraplaca, como los eventos de Chillan 1939 y Punitaqui 1997.
- c) Registros de sismos que se generan al interior de la placa sudamericana, cercanos a la superficie, con profundidades menores a los 30 kilómetros, llamados registros superficiales o corticales, como sismo de Las Melosas 1958.
- d) Registros Outer rise: Son registros de sismos superficiales (profundidad menor a 30 kilómetros) producidos en la placa de Nazca a más de 150 kilómetros de la costa, de menor intensidad por su lejanía, y que no fueron considerados en este trabajo.

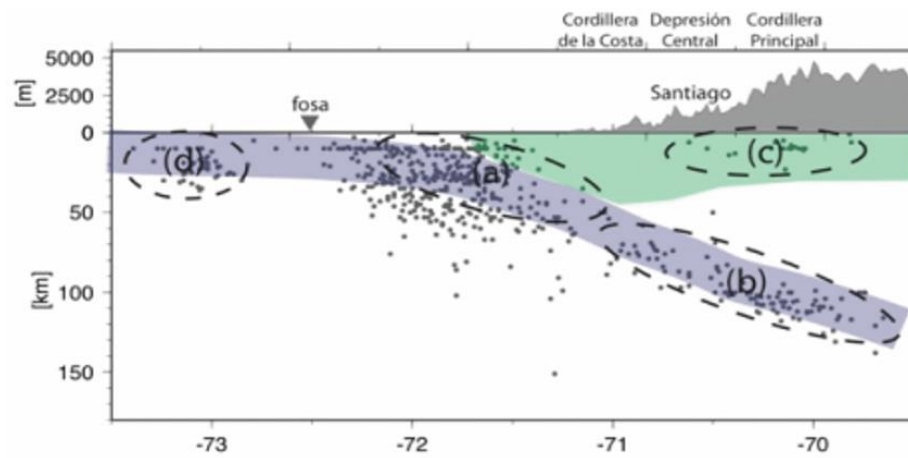


Figura 49 Tipos de sismos que se producen en Chile. Leyton, 2014

5.1.- Registros utilizados

Se consideraron tres pares de semillas (componentes horizontales), por cada tipo de fuente sísmogénica. Los registros para el sismo del Maule del 2010 se consideraron como sismos interplacas, y el sismo de Tarapacá del 2005 se consideró como sismo intraplaca, los cuales se obtuvieron del Centro Sismológico Nacional, CSN [67]. También se recurrió a registros obtenidos en terremotos extranjeros, dado que no siempre es posible encontrar registros que cumplan con las características adecuadas en el catálogo nacional, por lo cual, para eventos intraplaca y superficiales se recurren a catálogos extranjeros (México, Estados Unidos y Japón). En la tabla se muestran los registros semilla utilizados, junto a sus características.

Tabla 24 Registros semilla utilizados.

Evento	Año	Estación	Mw	Distancia [km]	Prof. [km]	V _{S30} [m/s]	PGA [g]
Maule (Chile)	2010	Santa Lucía	8.8	125*	30.1	>1500	0,17 0,12
Maule (Chile)	2010	Las Tórtolas	8.8	139*	30.1	>1500	0,18 0,17
Maule (Chile)	2010	Melado	8.8	122*	30.1	-	0,14 0,14
Tarapacá (Chile)	2005	PIS	7.8	156**	108	>1500	0,31 0,44
Puebla (México)	2017	HMTT	7.1	79**	51.2	-	0,17 0,15
Puebla (México)	2017	RABO	7.1	62**	51.2	-	0,16 0,13
Iwate (Japón)	2008	IWT	6.9	16.3	8.0	826	0,23 0,29
Northridge (USA)	1994	Wonderland	6.7	20.3	18	1223	0,10 0,10
San Fernando (USA)	1971	PSL	6.6	22	8.4	969	0,10 0,200

Para la propagación del registro, se utiliza un amortiguamiento obtenido a través de un proceso iterativo detallado a continuación:

1. Realizar la propagación en DEEPSOIL con análisis lineal, considerando un amortiguamiento constante del 3%.
2. Obtener la deformación máxima en función de la profundidad (output de DEEPSOIL).

3. Calcular el 65% de esa deformación máxima en cada punto y evaluar dicho valor en la curva de degradación que corresponda, para obtener el amortiguamiento en la mitad de cada estrato.
4. Calcular el promedio ponderado según el espesor de cada estrato.
5. Comparar el promedio ponderado con el valor de amortiguamiento utilizado en el análisis, si difieren, repetir hasta que converjan.

Para las curvas de degradación del suelo se utilizaron las recomendaciones formuladas por Aditya & Anbazhagan [68]:

Tabla 25 Modelos de degradación de suelo propuesto por Anbazhagan [68].

Tipo suelo	Curva de degradación
Grava	(Rollins et al. 1998)
Arena	(Seed & Idriss, 1970)
Arcilla	(Vucetic & Dobry, 1991)

Tabla 26 Amortiguamientos usados en los registros utilizados.

Tipo de Sismo	Observación	Amortiguamiento [%]
Interplaca	Sin desviación	3,7
Intraplaca	Sin desviación	5
Superficial	Sin desviación	3
Interplaca	Con desviación	5
Intraplaca	Con desviación	7
Superficial	Con desviación	4,5

Finalmente, del trabajo realizado para el Hito 3 Informe de Amenaza Sísmica, Proyecto FONDEF, se obtienen 18 registros con dirección Norte- Sur y Oriente – Poniente, los cuales se utilizan como demanda sísmica. La Figura 50 muestra un diagrama de flujo para la generación de los registros sintéticos.

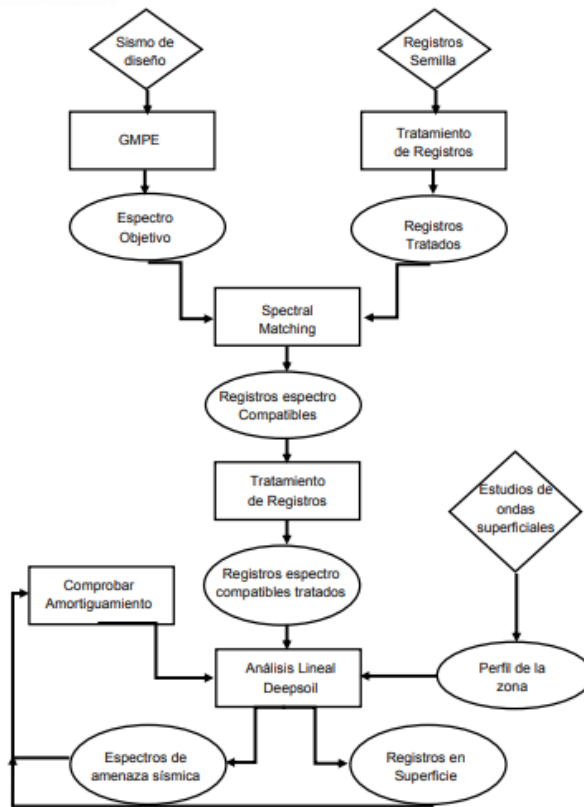


Figura 50 Diagrama de flujo para la generación de registros utilizados. Fuente: Informe de Amenaza Sísmica, Proyecto FONDEF.

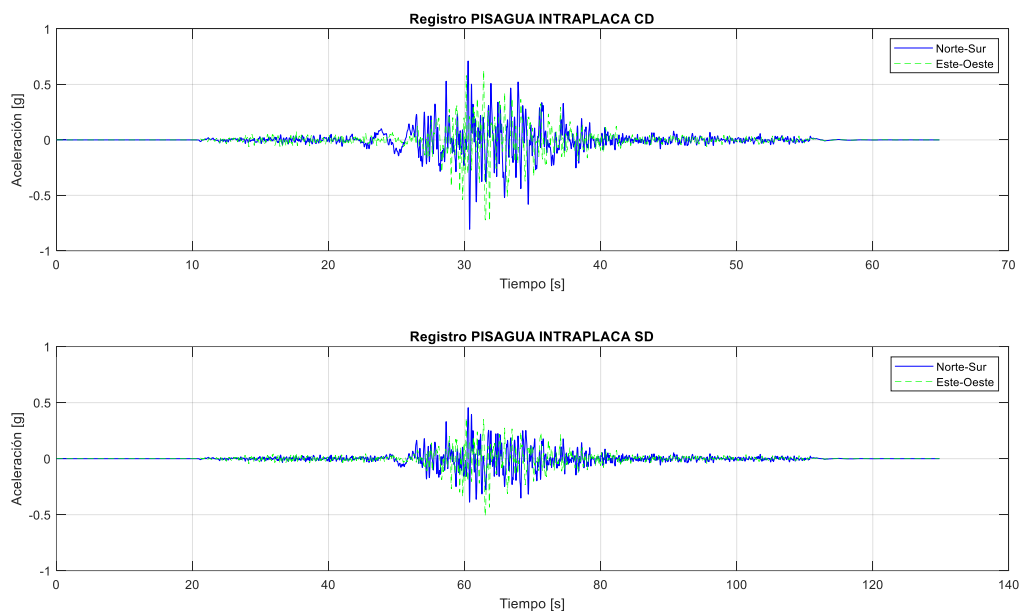


Figura 51 Registro sintético utilizado de Pisagua con Desviación Estándar y sin desviación estándar

5.2.- Otros Registros Utilizados.

Adicionalmente a los registros mencionados, se utilizaron registros reales obtenidos del sismo del Maule 2010, incorporándose los registros de Concepción y Constitución, por ser registros de alta demanda sísmica, y los registros en Santiago, en Puente Alto y Peñalolén por ser cercanos a la ubicación del puente.

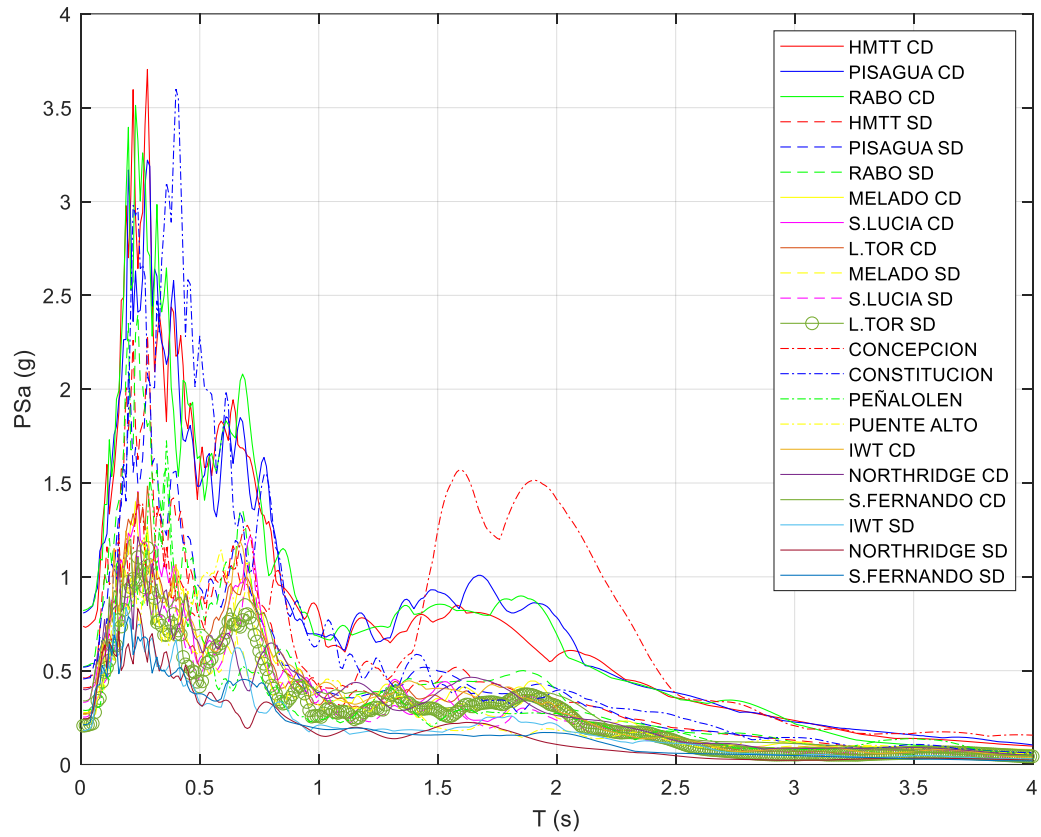


Figura 52 Espectros de pseudo aceleración para los registros usados

En la Figura 51 se muestra uno de los registros resultantes del procedimiento descrito, el correspondiente a Pisagua, con desviación estándar, direcciones norte sur, este -oeste, y en la Figura 52 se muestran los espectros de pseudo aceleración de los 22 registros a utilizar.

En el Anexo A se muestran los 22 registros utilizados, con sus respectivas direcciones norte-sur, este-oeste.

CAP. 6. MODELACIÓN PUENTE ÁGUILA NORTE CON MODELO

6.1.- Análisis Modal

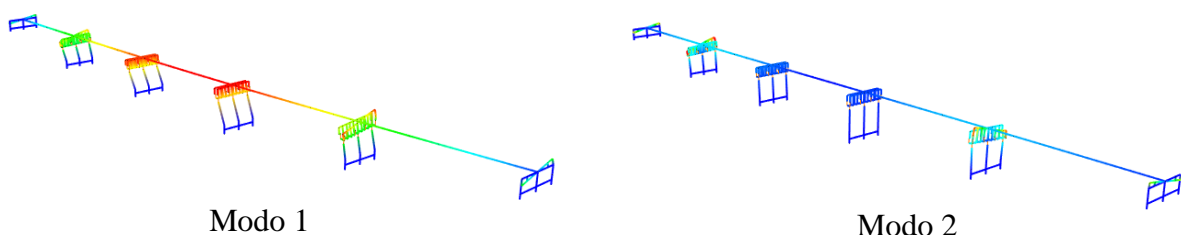
Con el modelo 3D desarrollado en OpenSees, se realiza un análisis modal para determinar los periodos fundamentales de la estructura y los modos de vibración. En la

Tabla 27 se muestran los periodos obtenidos, y en la Figura 53 y Figura 54, se muestran los modos de vibrar de la estructura con base empotrada y con SSI.

Tabla 27 Periodos Obtenidos en OpenSees de Modelo Puente Águila Norte, con Base Empotrada y con SSI

MODO	BASE EMPOTRADA		CON SSI	
	T [s]	Tipo de modo	T [s]	Tipo de modo
1	0,762	Transversal	0,764	Longitudinal
2	0,747	Torsional	0,748	Transversal
3	0,693	Transversal	0,695	Torsional
4	0,688	Torsional	0,691	Transversal
5	0,670	Torsional	0,671	Transversal
6	0,639	Transversal	0,643	Torsional
7	0,622	Vertical	0,640	Transversal con torsión
8	0,592	Longitudinal	0,623	Vertical
9	0,544	Trasversal	0,593	Vertical
10	0,531	Transversal 2ble curvatura	0,576	Transversal 2ble curvatura
11	0,507	Vertical	0,554	Vertical
12	0,426	Vertical	0,531	Vertical

En la Tabla 27, se puede ver que, en el caso del modelo con base empotrada, el primer modo es de tipo transversal, el segundo modo es torsional, el tercer modo es de tipo transversal. Más abajo, se aprecia que el primer modo longitudinal corresponde al octavo modo de la estructura. Esta situación es distinta en el modelo con SSI, ya que el primer modo es longitudinal, el segundo transversal y el tercero es de tipo torsional, lo cual da luces de la importancia de considerar la SSI en la modelación, pues el comportamiento de la estructura puede tener cambios importantes. Otro aspecto importante para destacar es que, en el caso de los pilotes, según se ve en la Figura 54, éstos se mantienen casi sin movimiento en su parte inferior, en prácticamente todos los modos, y solamente la parte más cercana a la superficie experimenta oscilación de algún tipo, lo cual significa que, a partir de cierta profundidad, se puede considerar que el pilote está perfectamente empotrado.



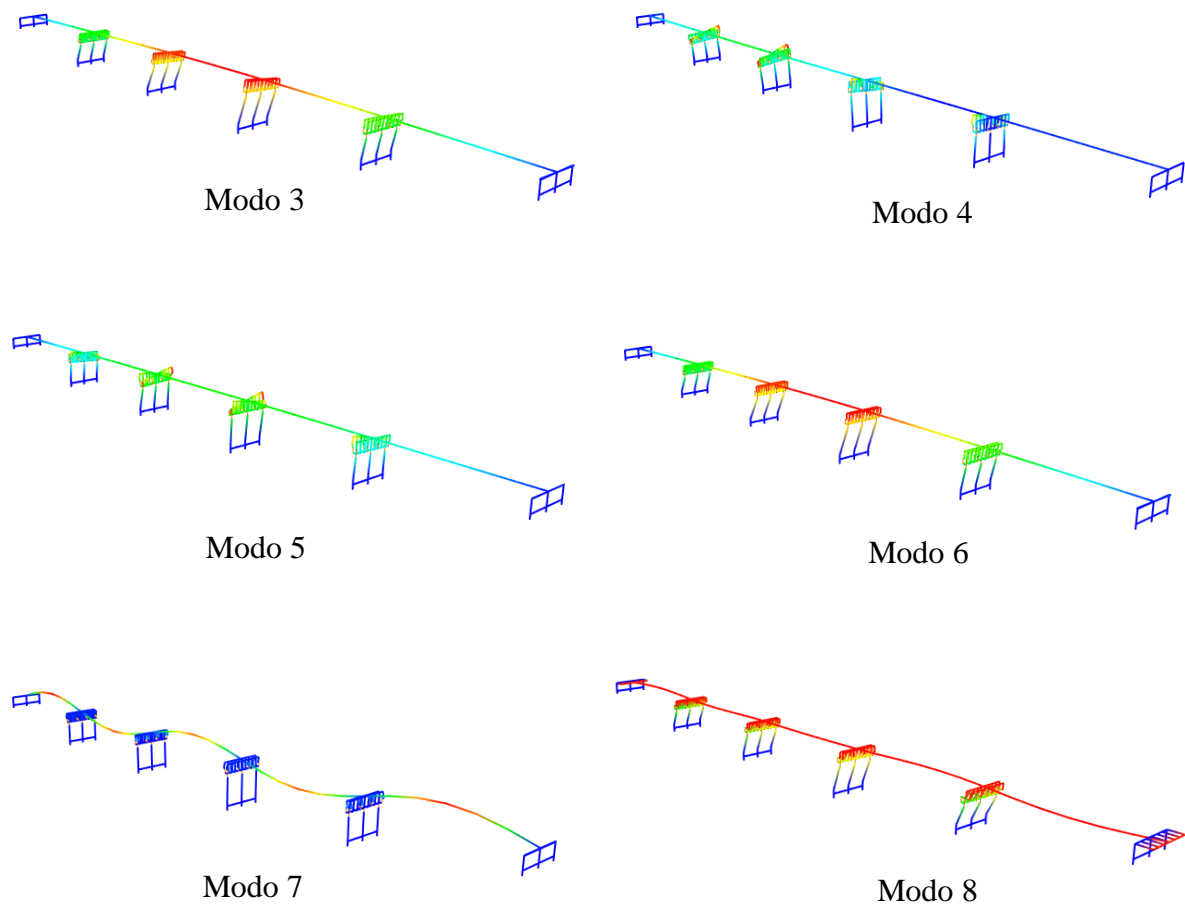
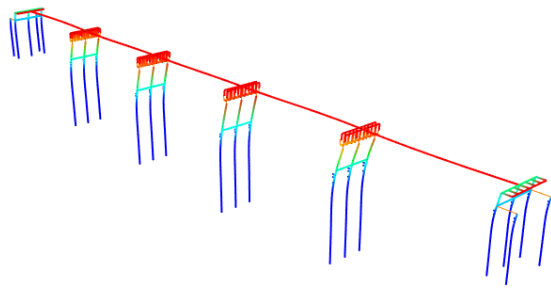
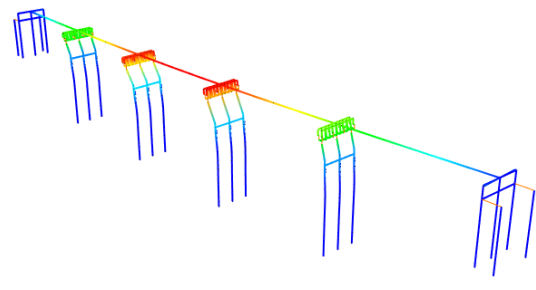


Figura 53 Formas de Vibrar para modelo base Empotrada para primeros 8 modos

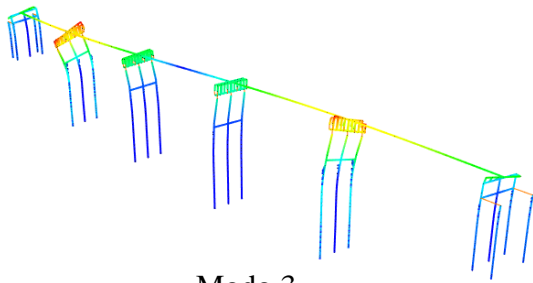
En esta parte, se realiza una variación del parámetro G , módulo de corte del elastómero, para revisar cómo afectan esta variación a los periodos de la estructura. Según se indicó en la *Tabla 14* el valor considerado en el Manual de Carreteras, para el módulo de corte es de 1,3 MPa. En la Figura 55 se muestra los periodos obtenidos para el modelo del puente Águila Norte en la condición con SSI, variando los valores del módulo de corte G , pudiendo ver que el periodo de la estructura es sensible a este parámetro del elastómero. El valor de 1,3 MPa, indicado en el Manual de Carreteras conduce a valores de periodo más altos que los periodos estimados de la estructura en el capítulo 1. En este sentido, de los valores obtenidos en la *Tabla 5* de frecuencias naturales obtenidas, la frecuencia obtenida en el primer modo tenía un valor de 1,96 [Hz] y era longitudinal, lo cual corresponde a un periodo de 0,51 [s], lo que es bastante distinto al valor de 0,76 segundos obtenido del análisis modal en OpenSees, lo cual represente un 49% de diferencia. Esto indica que los elastómeros del puente podrían tener en la práctica un módulo de corte mucho mayor al indicado en el Manual de Carreteras [2], lo cual se aprecia si se observa la Figura 55, en que se requiere valores de G bastante más altos al considerado en el Manual de Carreteras, superiores a los 2,8 MPa para obtener periodos similares a los obtenidos en el capítulo 1. Este resultado tan diferente entre los periodos obtenidos en la modelación en OpenSees y la identificación de sistemas se debe también a que los desplazamientos obtenidos en el puente con las vibraciones ambientales son muy bajos, por lo que se está en el rango inicial de la curva fuerza - desplazamiento de los elastómeros, sector en que la rigidez es más elevada, lo cual conduce a valores de módulo de corte más altos que el considerado en el análisis con OpenSees.



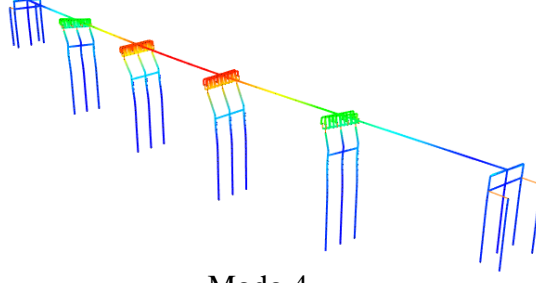
Modo 1



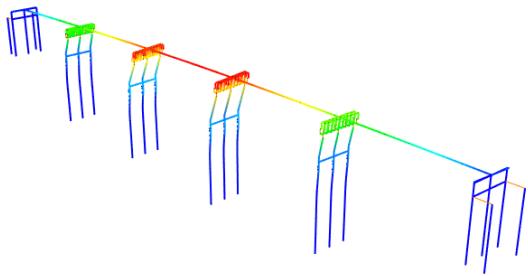
Modo 2



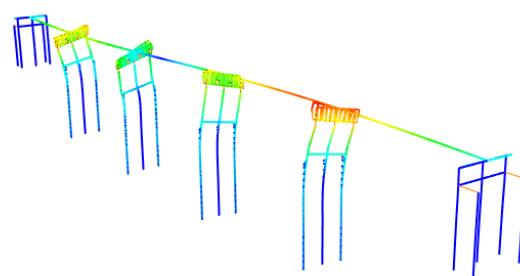
Modo 3



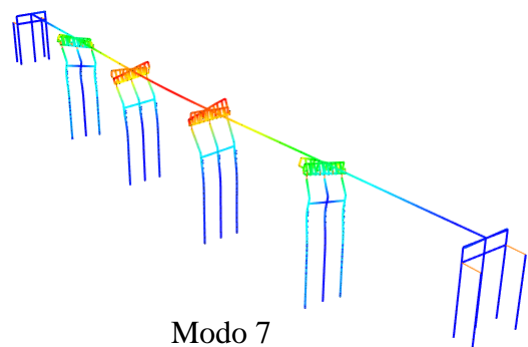
Modo 4



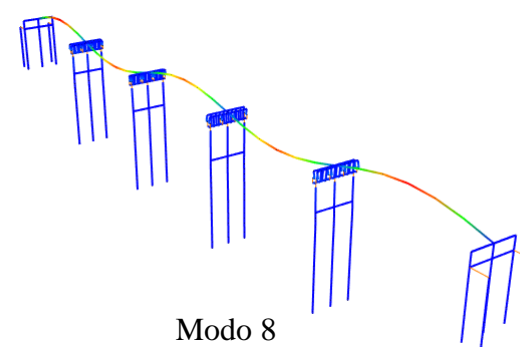
Modo 5



Modo 6



Modo 7



Modo 8

Figura 54 Formas de Vibrar para modelo con SSI para primeros 8 modos

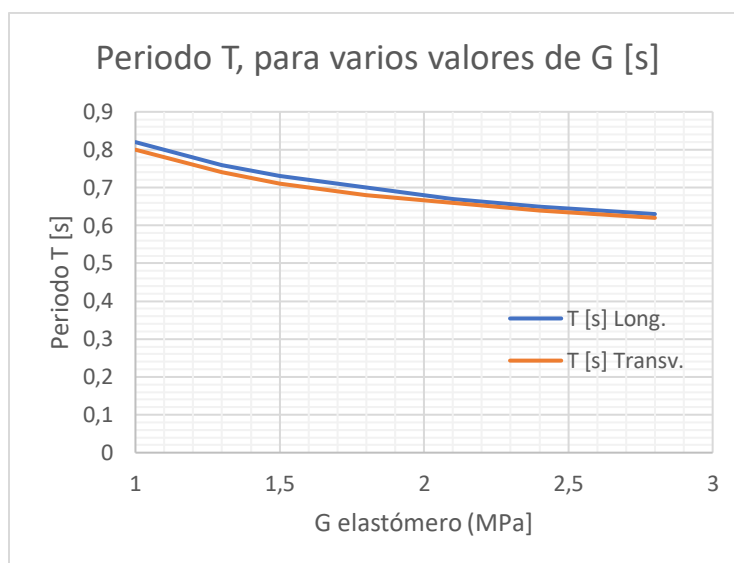


Figura 55 Valores de T para varios valores de G del elastómero.

Otro aspecto importante se aprecia al observar la Tabla 28, en que se obtienen periodos a partir de las frecuencias obtenidas con la metodología de identificación de sistemas de la Tabla 5. Se puede advertir que el primer periodo corresponde a un modo longitudinal, y el segundo a un modo transversal, lo cual es más parecido a los resultados obtenidos con la condición con SSI, al contrario de la modelación con base empotrada. Esto permite inferir que para lograr modelaciones más realistas es importante considerar la modelación suelo estructura, dado que tiende a parecerse a lo observado en las mediciones ambientales.

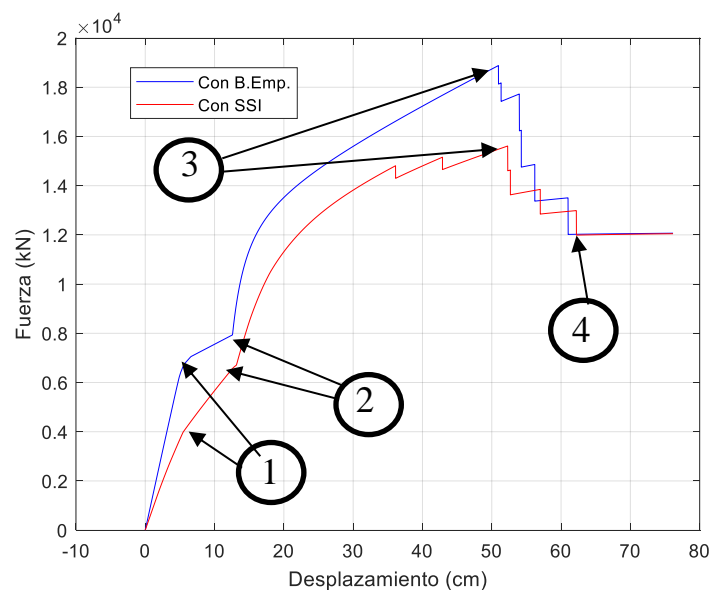
Tabla 28 Valores de Periodos obtenidos con las frecuencias estimadas con Vibraciones ambientales

Frecuencias [Hz]	T [s]	Tipo
1,96	0,510	Longitudinal
2,36	0,424	Transversal
2,7	0,370	Transversal
3,3	0,303	Transversal
3,8	0,263	Vertical
3,93	0,254	Longitudinal
4,01	0,249	Vertical
4,26	0,235	Longitudinal

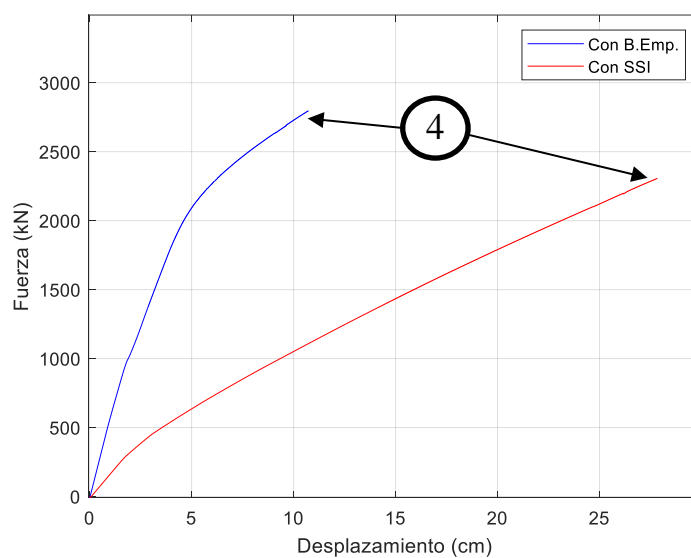
6.2.- Análisis Estático No Lineal (pushover)

Se realiza en OpenSees un análisis estático no lineal (Pushover). Para ello, se considera un nodo de control ubicado en el medio del tablero, de tal manera de estudiar el comportamiento global del puente, y determinar la curva de capacidad de la estructura. Además, este tipo de modelación permite revisar que todos los elementos no lineales se estén comportando de acuerdo a la curva constitutiva adoptada para el elemento, de acuerdo a lo indicado en el capítulo 4. En la Figura 56 y Figura 57 se puede ver el comportamiento de la estructura frente a una carga incremental horizontal aplicada en el centro del tablero, en la dirección longitudinal y en la dirección transversal, respectivamente, pudiéndose apreciar el mecanismo de falla de la estructura a medida que se incrementa la carga. En la dirección longitudinal, Figura 56 (a), no actúan los topes sísmicos dado que funcionan como tapas laterales en la dirección transversal, por lo tanto, sólo están actuando los elastómeros, las barras sísmicas y la reacción del suelo tras del estribo. Al incrementar la carga se

puede ver que, primeramente están actuando los elastómeros, las barras sísmicas y las columnas, aunque estas últimas se mantienen casi en el rango lineal. A los 5,6 centímetros aproximadamente (indicado con número 1) fluyen los elastómeros, de acuerdo con el modelo Steel 01, quedando sólo la acción de las barras sísmicas y las columnas. A los 12 centímetros en el caso base empotrada y 13 centímetros para modelo con SSI (indicado con el número 2), se alcanza el gap entre el estribo y las vigas, y la reacción del suelo comienza a oponerse a la fuerza aplicada, apreciándose una curva de forma hiperbólica y que se aprecia en ambos modelos (zona entre punto 2 y 3). Finalmente, a partir del punto 3, las barras sísmicas empiezan a fallar, produciéndose una caída sucesiva en la curva de capacidad a medida que van fallando las barras sísmicas, hasta el punto 4, en que quedan sólo los elastómeros en fluencia, por lo cual se aprecia un línea horizontal. Es importante destacar la comparación entre el modelo con base empotrada y con SSI, los cuales aunque siguen el mismo patrón de comportamiento presentan diferencias importantes. Por ejemplo, para alcanzar las mismas deformaciones, el modelo con SSI requiere la aplicación de una menor fuerza, ya que presenta una mayor flexibilidad que el modelo con base empotrada.



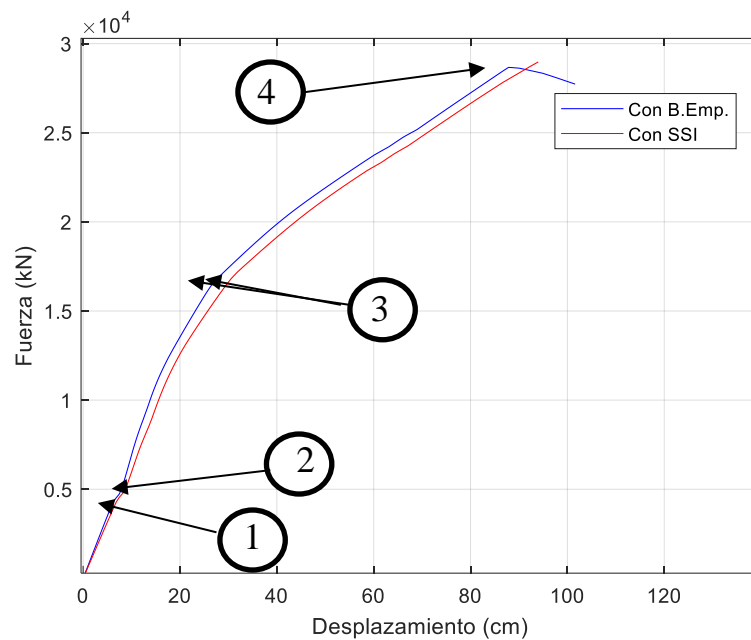
(a)



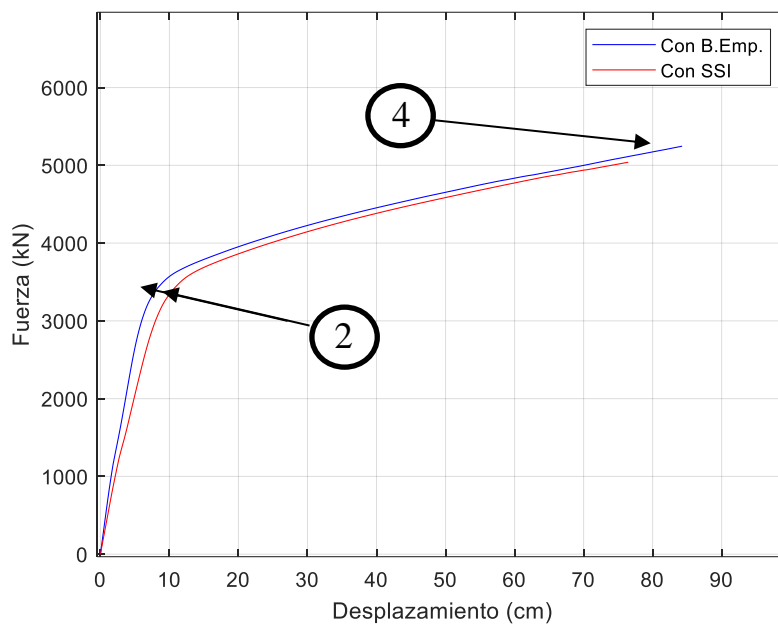
(b)

Figura 56 Resultados del análisis Push Over. (a) curva de capacidad (fuerza-desplazamiento) con nodo de control en el centro del tablero. (b) curva de capacidad con nodo de control en Cepa 2 para Base Empotrada y con SSI, dirección longitudinal.

En el caso de la comparación de las curvas de Corte basal versus desplazamiento de la viga cabezal, mostrada en la Figura 56 (b), se puede ver para el caso de la condición empotrada, se mantiene lineal hasta la deformación de 5 centímetros se aprecia un cambio de rigidez, lo que indica la fluencia de las columnas, lo cual no sucede en el caso del modelo con SSI, dado que la deformación del suelo retarda este efecto, manteniéndose las columnas prácticamente en el rango lineal hasta que se alcanza la caída de resistencia de las barras, al final de la curva graficada.



(a)



(b)

Figura 57 Resultados del análisis Push Over. (a) curva de capacidad (fuerza-desplazamiento) con nodo de control en el centro del tablero. (b) curva de capacidad con nodo de control en Cepa 2 para Base Empotrada y con SSI., dirección transversal.

En la Figura 57, se muestran los resultados del análisis pushover aplicando la fuerza en el centro del tablero, en la dirección transversal. En este caso, no actúa la reacción del suelo detrás del estribo, como en el caso anterior, pero sí la resistencia del tope sísmico. Primeramente, se aprecia una zona inicial en que están actuando todos los elementos, salvo los topes externos, en que aumenta la resistencia hasta que se alcanza el deslizamiento de los elastómeros (indicado en 1), apreciándose

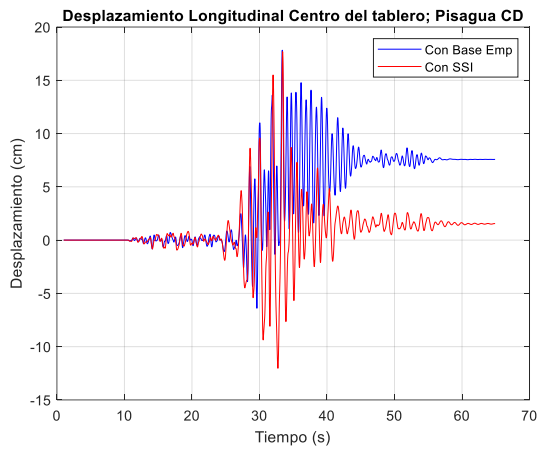
una disminución de la rigidez en un tramo corto (punto 2), hasta que se alcanza el gap entra las vigas y el tope, en los 10 centímetros aproximadamente. A partir de este punto empiezan a aportar resistencia los topes externos, traspasando fuerza a las columnas, de manera que éstas comienzan a incursionar en el rango no lineal. Esto se ve más claramente en la curva de corte basal de la cepa 2 versus el desplazamiento superior de la columna central, mostrado en la Figura 57 (b). Posteriormente, a medida que se incrementa la fuerza sobre el centro del tablero, la cepa sigue tomando fuerza, pasando por el punto 3, en que se visualiza una leve disminución de rigidez, producida por el cambio de pendiente en el modelo de los topes sísmicos (Ver Figura 43). La capacidad de la cepa sigue aumentando hasta alcanzar la deformación de 84 centímetros para el caso de base empotrada (punto 4), punto en que se empieza a visualizar que comienza la caída de resistencia, debido a que comienzan a fallar las barras sísmicas. En el caso del modelo con condición SSI, este efecto se retrasa producto de la deformación del suelo, no alcanzándose a apreciar en la figura. Es importante destacar que, el comportamiento del modelo con base empotrada y del modelo con SSI siguen el mismo patrón, e incluso son muy similares. La diferencia está en que la curva del modelo con SSI está levemente por debajo de la curva con modelo de base empotrada, debido a la deformación que se produce en el suelo en el modelo con SSI, situación ya explicada anteriormente.

6.3.- Análisis Dinámico no lineal (NTHA)

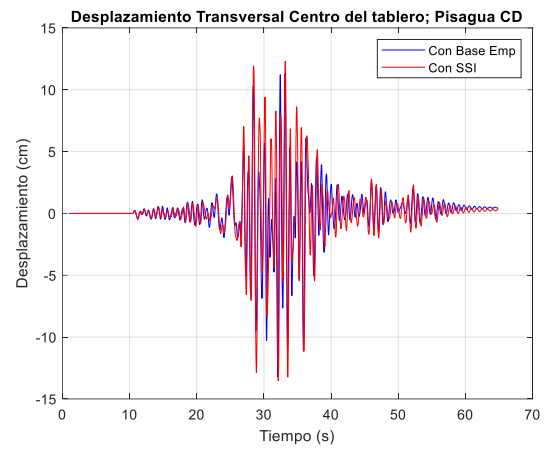
Se realizan análisis tiempo historia no lineales con los registros mencionados en el CAP. 5; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, y se incorporan los resultados con el registro de Pisagua intraplaca CD (registro que en su generación considera el valor del promedio de los GMPE, más una desviación estándar, según lo indicado en CAP. 5), dado que con él se obtiene una mayor demanda sísmica en la estructura modelada. Primeramente, se realiza el NTHA considerando el modelo con base empotrada y con SSI. Posteriormente, se realizan diversos análisis, considerando algunas modificaciones en la modelación para evaluar la variación en la respuesta sísmica de la estructura. En particular, se evalúan diferentes modelos para los elastómeros, y la contribución de los topes sísmicos y el efecto de grupo en pilotes.

6.3.1.- Resultados.

La Figura 58 presenta la respuesta en el centro del tablero del modelo del puente Águila Norte, con base empotrada y con SSI, utilizando el registro de Pisagua con desviación estándar (Pis CD). Se puede ver que, para la dirección longitudinal, Figura 58 (a), hay una importante diferencia en el comportamiento entre base empotrada y modelo con SSI a partir de los 27 segundos, en que el modelo con base empotrada alcanza una deformación que no se recupera, manteniendo una oscilación en torno a un desplazamiento de 7,5 centímetros. Esto se debe a que, en el modelo con base empotrada, sus elementos incursionan en forma más anticipada en el rango no lineal, generándose deformaciones que no se recuperan. En el caso con SSI, el suelo tiene la capacidad de actuar como elemento disipador de energía, logrando que sus componentes tengan menor incursión no lineal. En cuanto al nivel de deformaciones, ambos modelos tienen deformaciones similares, aunque levemente mayores en el caso con SSI, debido a la deformación que presenta el suelo al interactuar con la estructura, situación que no sucede en el modelo de base empotrada. En el caso de la dirección transversal, Figura 58 (b), el comportamiento entre ambos modelos es muy similar, siendo levemente menor la deformación residual en el caso del modelo con SSI.

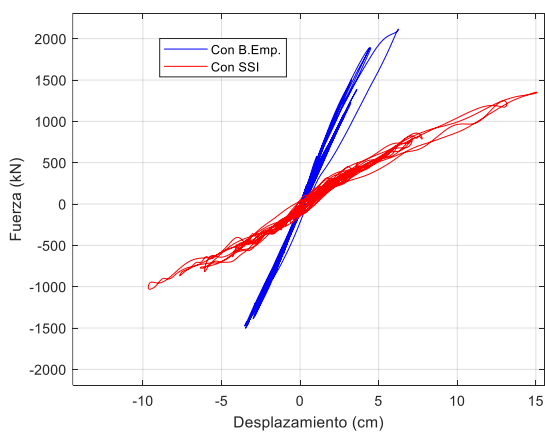


(a)

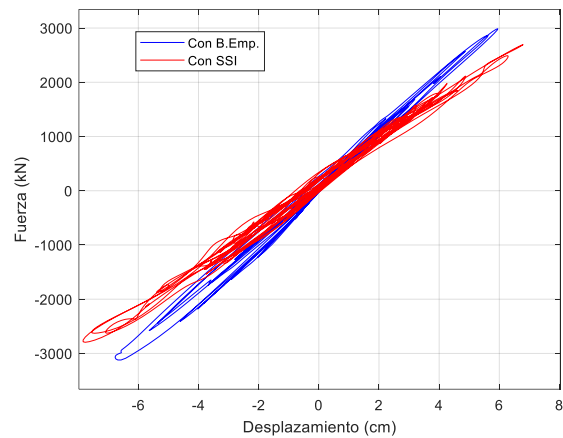


(b)

Figura 58 Desplazamiento Longitudinal (a) y transversal (b) del Centro del tablero. Pisagua CD.

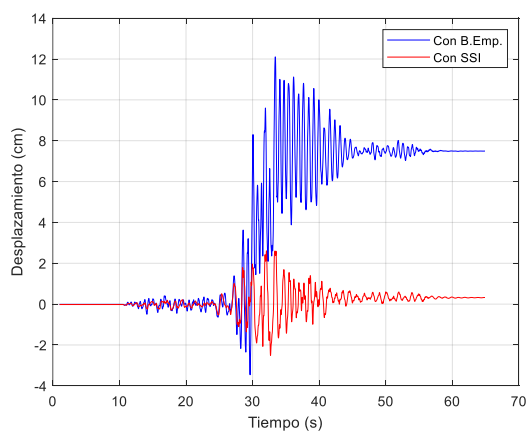


(a)

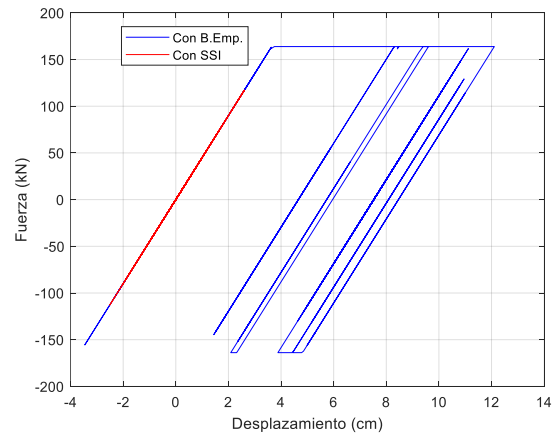


(b)

Figura 59 Corte Basal vs Desplazamiento. en columnas de cepa 2, Longitudinal (a) y transversal (b) Registro Pisagua CD.



(a)



(b)

Figura 60 Desplazamiento relativo vs tiempo (a) y Fuerza vs desplazamiento relativo (b) en elastómero exterior sur de Cepa 2, dirección longitudinal, para modelo con Base Empotrada y modelo con SSI, utilizando registro Pisagua CD.

En la Figura 59 se presenta el corte basal en la base de las columnas de la cepa 2 versus el desplazamiento en la mitad de la viga cabezal, relativo a la base de la columna central, para la dirección longitudinal y transversal. Se puede apreciar que en la dirección longitudinal hay una importante diferencia en la rigidez inicial, siendo bastante mayor para el caso de base empotrada,

esto debido a que al incorporar el suelo en el modelo se alcanzan valores de deformaciones mayores. En el caso transversal, el comportamiento es muy similar, aunque se mantiene la tendencia de mayores deformaciones en el caso del modelo con SSI.

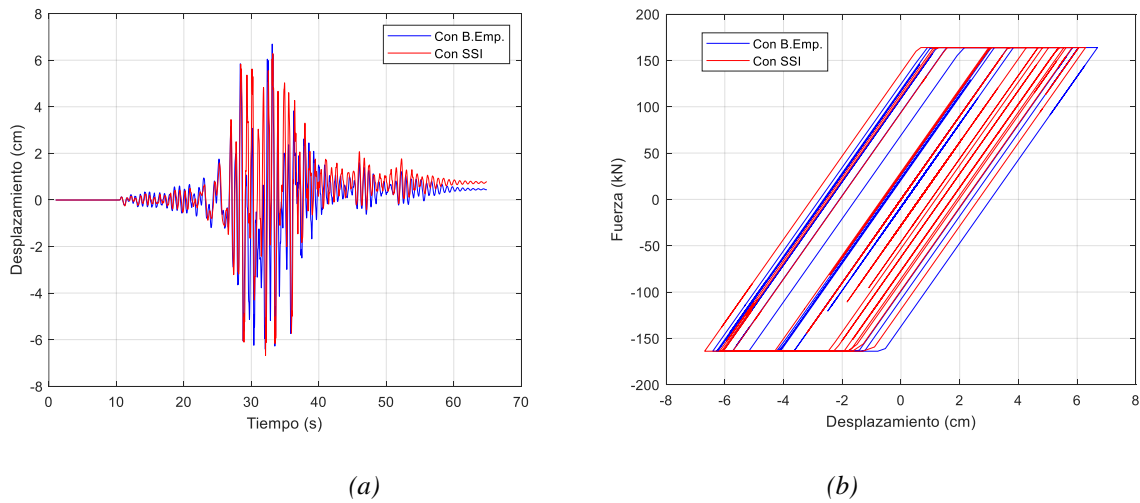


Figura 61 Desplazamiento relativo vs tiempo (a) y Fuerza vs desplazamiento relativo (b) en elastómeros exterior sur de Cepa 2, dirección transversal, para modelo con Base Empotrada y modelo con SSI, utilizando registro Pisagua CD.

En la Figura 60 y Figura 61 se muestra la deformación relativa (deformación de la parte superior menos la deformación de la parte inferior) en el elastómero más cercano al tope externo, lado sur de la cepa (Ver Figura 26) versus tiempo (figura a) y la fuerza versus deformación relativa obtenida en el mismo elastómero, (figura b), para la dirección longitudinal y transversal respectivamente. En el caso de la dirección longitudinal, Figura 60, al igual que el análisis anterior, se aprecian más diferencias debido a que hay más incursión no lineal en el caso de base empotrada que en el caso con SSI, dado el efecto disipador del suelo, apreciándose deformación residual en el caso base empotrada. Esto se ratifica en el gráfico de la derecha, gráfico fuerza versus deformación en el que se observa que para el caso con SSI, se mantiene en el rango lineal, a diferencia del caso base empotrada que hay bastantes ciclos con incursión no lineal. En la Figura 61, el comportamiento entre ambos modelos es muy similar apreciándose pocas diferencias. Esto se debe a la presencia de los toques sísmicos que hacen incursionar en el rango no lineal a las columnas, como se vio anteriormente, por lo que el efecto disipador del suelo se hace menos evidente, aunque igual existe.

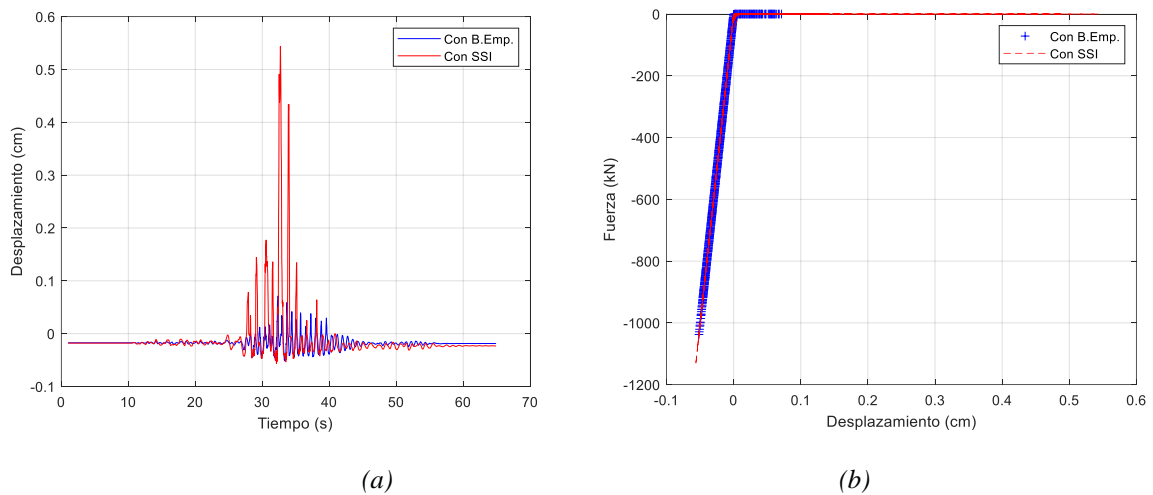
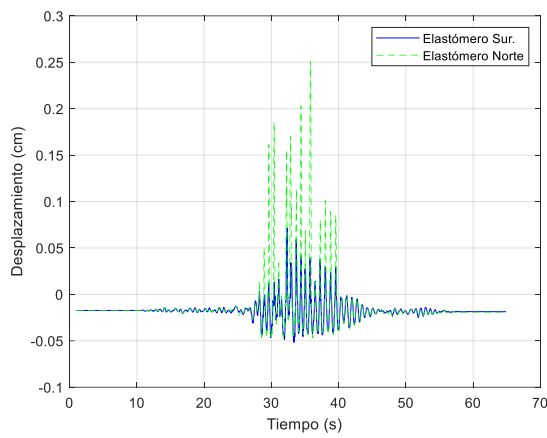
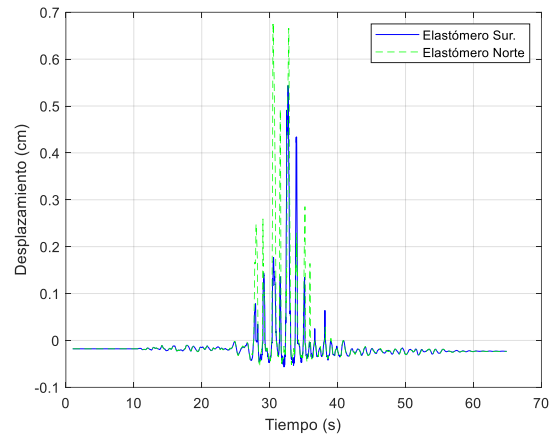


Figura 62 Gráficos Desplazamiento relativo vs tiempo y Fuerza vs desplazamiento relativo en elastómeros exterior lado sur de Cepa 2, para Modelo con Base Empotrada y con SSI, dirección Vertical, utilizando registro Pisagua CD.



(a)

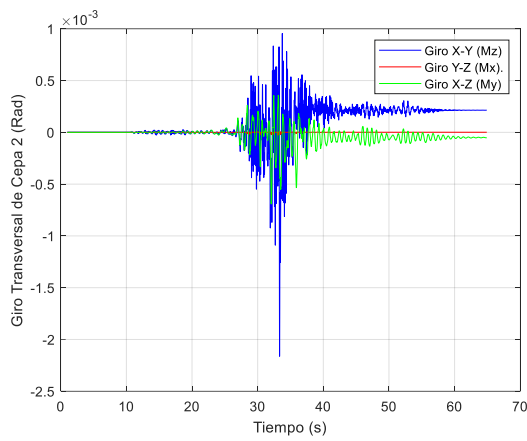


(b)

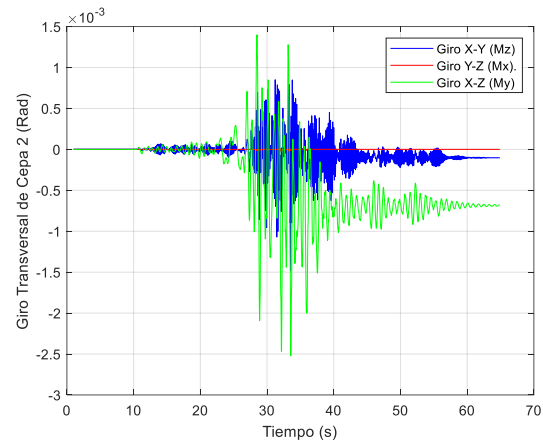
Figura 63 Desplazamiento relativo vs tiempo en elastómeros exterior lado sur y norte de Cepa 2, para Modelo con Base Empotrada (a) y con SSI (b), dirección Vertical, utilizando registro Pisagua CD.

En la Figura 62 y Figura 63, se muestra el comportamiento vertical del elastómero sur de la cepa 2, a través del gráfico deformación versus tiempo y del gráfico fuerza versus deformación. Se puede ver que hay una deformación inicial generada por el peso propio del tablero y las vigas, y posteriormente una oscilación en torno a esta deformación durante la aplicación del movimiento sísmico. Esta oscilación a veces genera mayor deformación de compresión y en otras se aprecia una deformación hacia arriba del elastómero, lo cual podría ser un efecto de “levantamiento” del tablero y giro de la cepa, que genera esta deformación vertical positiva. Se debe notar que esta deformación vertical es muy baja, solamente corresponde a fracción de milímetros en el caso de la base empotrada, y cercano a los 5 milímetros en el caso con el modelo con SSI. Incluso es posible apreciar en el gráfico Fuerza versus deformación vertical (b), que la mayor parte del tiempo la fuerza es cero, y la curva fuerza deformación es lineal, según lo considerado en el modelo, y solo en la dirección negativo, es decir, solo compresión en el elemento.

Para profundizar en este efecto de levantamiento del elastómero, se compara su respuesta con el elastómero del lado contrario a la cepa, es decir del lado norte, en la Figura 63, en que se muestra el desplazamiento relativo del elastómero norte y sur de la cepa 2, para la condición de base empotrada (figura a) y para la condición con SSI, (figura b). Se puede apreciar que en ambas modelaciones existe una diferencia importante, la cual se empieza a notar a partir aproximadamente de los 27 segundos del tiempo del registro, apreciándose más variación en el caso base empotrada que en el caso con SSI, pues, en el caso con base empotrada la deformación máxima hacia arriba llega a los 7 milímetros en el elastómero sur, y en el elastómero norte llega a los 25 milímetros. En el caso de la condición con SSI, la diferencia es menor de 5 y 7 milímetros respectivamente, sin embargo, aproximadamente en los 30 segundos se aprecia que la deformación en un elastómero norte es de caso 7 milímetros, en cambio en el elastómero del otro extremo, es de solamente 18 milímetros, es decir casi 4 veces mayor.



(a)



(b)

Figura 64 Giro de la cepa vs tiempo de Cepa 2, para Modelo con Base Empotrada (a) y con SSI (b), utilizando registro Pisagua CD.

En la Figura 64 se muestra el giro de la cepa 2 versus tiempo para el registro de Pisagua CD. Se muestran tres giros para cada modelo, giro en el plano X-Y (Mz), Y-Z (Mx) y X-Z (My), según se muestra en el esquema de la Figura 35. Se puede apreciar importantes diferencias para los dos tipos de modelaciones. Mientras que para el caso base empotrada, los giros en las direcciones Mx y Mz, son prácticamente nulos producto del empotramiento mismo y de la rigidez transversal de la viga cabezal, los giros en plano X-Y generados por los desplazamientos longitudinales son mayores, llegando hasta 0,002 radianes. Por su parte, en el modelo con SSI cambia esta tendencia, apreciándose que los giros en el plano X-Y son mayores, generados por la diferencia de los desplazamientos verticales en los extremos de la cepa, principalmente debido a la ausencia de empotramiento y la acción de los resortes T-z.

En la Figura 65, Figura 66 y Figura 67, se muestra el comportamiento de otros elementos modelados en el puente como las barras sísmicas, los topes sísmicos de las cepas y la reacción del suelo, y la comparación de la respuesta entre el modelo con base empotrada y con SSI. Se puede ver en la Figura 65, la respuesta en el tiempo de las barras sísmicas ubicadas en el lado sur de la cepa 2, en dirección longitudinal (Figura 65 a) y transversal (Figura 65 c), y la relación fuerza – desplazamiento obtenida en este mismo elemento en dirección longitudinal (Figura 65 b) y transversal (Figura 65 d), pudiendo observar que, en el modelo base empotrada dirección longitudinal, en figura a), se aprecia mayor incursión no lineal y mayor desplazamiento residual de 7,7 centímetros hacia un lado, y también se aprecia en el gráfico fuerza – deformación, figura b), mayor cantidad de ciclos hacia un solo lado, dado que la estructura termina oscilando en torno a la deformación remanente mencionada. Esto no ocurre para el caso con SSI, ya que prácticamente no hay deformación residual y los ciclos de histéresis se ven más simétricos. En la dirección transversal (gráficos c y d) no se advierte la situación anterior y la respuesta es más simétrica, pues la deformación residual es muy baja, para ambos modelos.

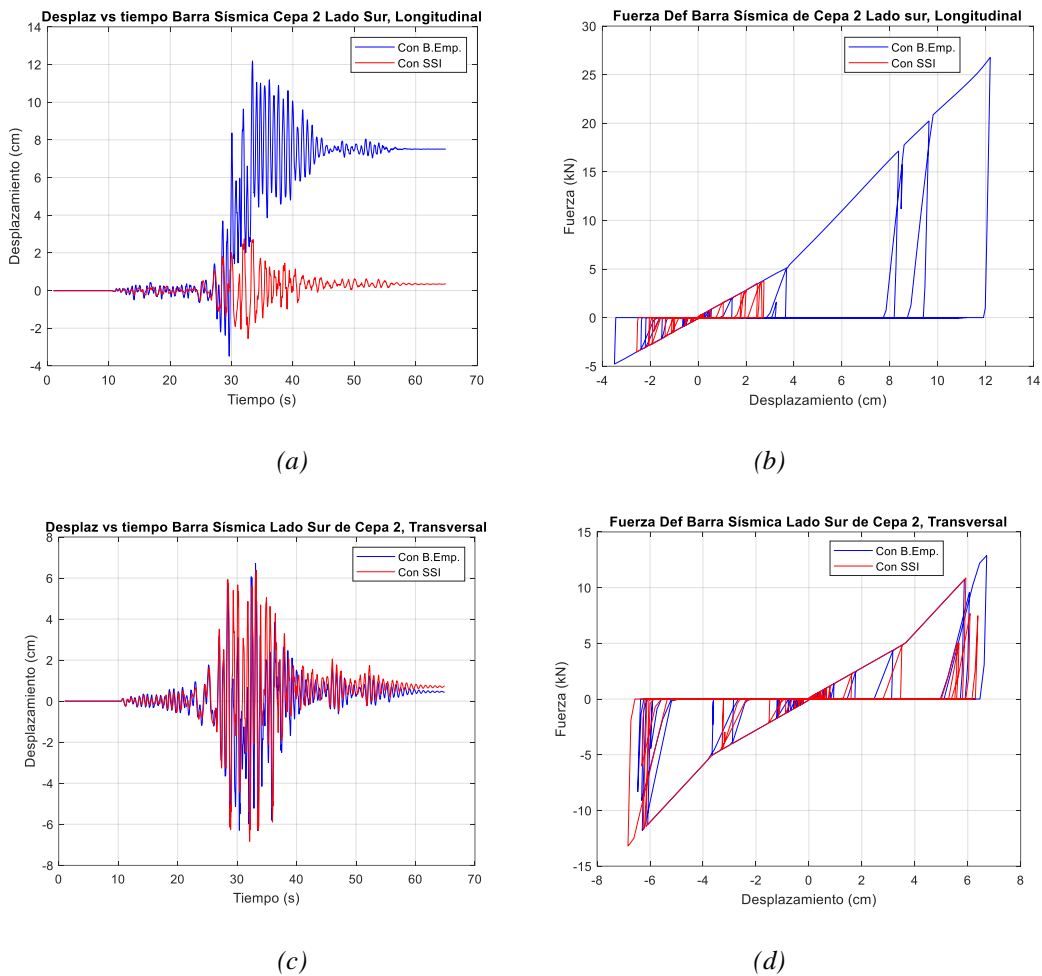


Figura 65. Resultados de NTHA de otros elementos del modelo: Barras sísmicas en Cepa 2 lado sur, para modelo con base empotrada y modelo con SSI, utilizando el registro Pisagua CD.

En la Figura 66 a) se muestra la respuesta deformación versus tiempo y en la Figura 66 b) se observa la respuesta fuerza versus deformación de los topes sísmicos de la cepa 2, lado sur. Se puede apreciar que el modelo con base empotrada y el modelo con SSI tienen un comportamiento muy similar dado que, como se ha visto anteriormente, la respuesta transversal es muy similar tanto para el modelo con base empotrada como el modelo con SSI.

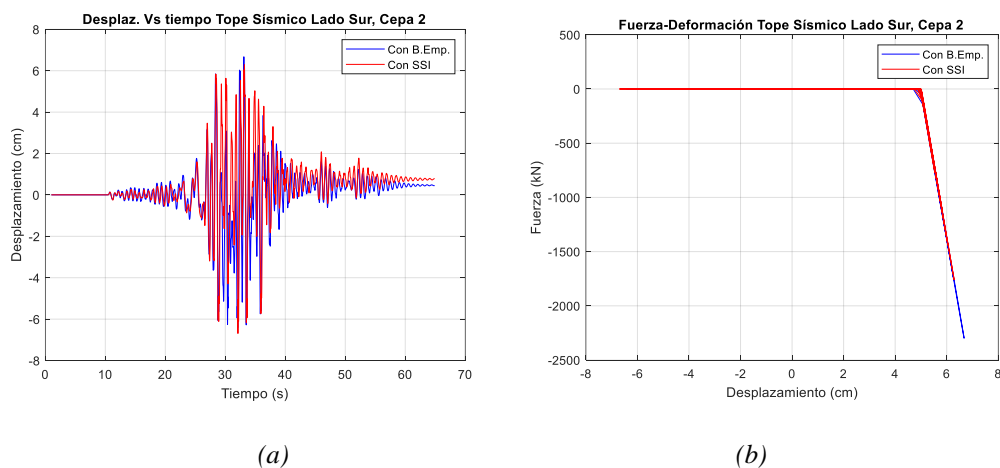


Figura 66. Resultados de NTHA de Topes sísmicos, en Cepa 2 lado sur, para modelo con base empotrada y modelo con SSI, utilizando el registro Pisagua CD.

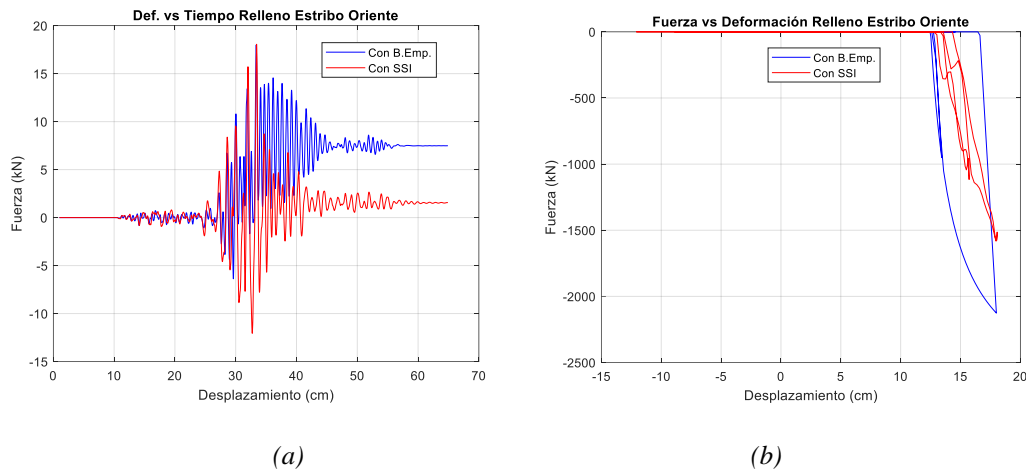


Figura 67. Resultados de NTHA de relleno del suelo en estribo oriente, para modelo con base empotrada y modelo con SSI, utilizando el registro Pisagua CD.

Finalmente, se muestra en la Figura 67 la deformación en el tiempo que experimenta la reacción del suelo, figura a) y el valor de la reacción del suelo detrás del estribo, versus deformación, figura b), respuesta que se produce solo en el estribo oriente, dado que para el estribo poniente no se alcanza a superar el gap entre el estribo y las vigas. Esta situación se produce, como se ha visto también en otros gráficos de deformación longitudinal versus tiempo anteriores, debido a que se produce una deformación residual no recuperada hacia el lado oriente, estribo 2 en la modelación, por lo que no se traspasan fuerzas al suelo en el estribo poniente.

6.3.2.- Comparación de la respuesta de elastómeros modelados Con Flat Slider Bearing y con Steel01

En los resultados mostrados anteriormente, para los elastómeros se ha utilizado el material Steel01, el cual establece que alcanzada cierta deformación, el elemento presenta deformación sin presentar oposición, es decir, “desliza” horizontalmente, considerando que el elastómero no tiene elementos que impidan su desplazamiento, como ocurre en elastómeros que no tienen pernos de anclaje, y que se encuentran solamente entre la viga y el apoyo, según se muestra en la Figura 21. En realidad, sí existe una oposición al deslizamiento del elastómero y es la fuerza de roce entre la goma y el hormigón, la cual depende de la fuerza normal, que es la reacción del apoyo de la viga, y del coeficiente de roce. El elemento FlatSliderBearing de OpenSees, permite modelar el elastómero de manera que el material del elastómero opone resistencia a la aplicación de una fuerza, pero a su vez, esta acción se realiza mientras exista roce entre el hormigón y la goma. Por lo tanto, si dentro de la respuesta del puente la fuerza normal disminuye, la fuerza de roce entre el hormigón y la goma puede ser superada por la sollicitación horizontal en el elemento y, por lo tanto, el elemento comienza a deslizar. Esto representa un comportamiento más real del elastómero que usando el material Steel01, dado que este en último modelo, se produce deslizamiento independiente de la reacción vertical, sino cuando se alcanza cierto valor de fuerza. Por lo anteriormente señalado, y para comparar las respuestas entre estos dos tipos de modelaciones, se evalúa el comportamiento sísmico del puente utilizando el elemento FlatSliderBearing, en adelante FSB. Para la modelación del elastómero con FSB en OpenSees se requiere las rigideces, horizontales, verticales, rigidez rotacional y torsional, además del coeficiente de roce, para el cual se consideró el modelo de fricción constante. Los valores requeridos para la modelación se indican en las Tabla 14, Tabla 15 y Tabla 16.

Se realiza un NTHA con el modelo con SSI utilizando el registro de Pisagua CD, y modelando los elastómeros con el elemento Flat Slider Bearing (FSB), de la librería OpenSees [3], y se compara con la modelación anterior de los elastómeros realizada con material Steel01 y con elemento ZeroLength, de OpenSees. Esta comparación se realiza para el modelo con SSI. En la Figura 68 se aprecia la respuesta longitudinal, en la Figura 69 se muestra la respuesta transversal y en la Figura 70 se entrega la respuesta vertical obtenidas.

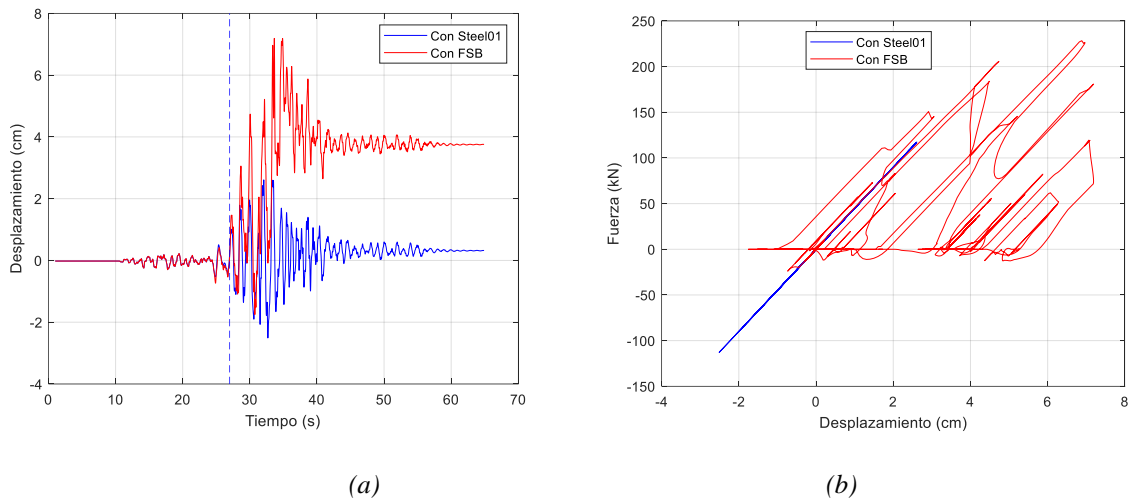


Figura 68 Gráficos Desplazamiento relativo vs tiempo (a) y Fuerza vs desplazamiento relativo (b) en elastómeros exterior de Cepa 2 lado sur, para Modelo con SSI, dirección longitudinal, con FSB y Steel01 registro Pisagua CD.

En la Figura 68, se muestra la comparación en la respuesta entre modelar los elastómeros con FSB y con material Steel01, para el modelo con SSI, en la dirección longitudinal. Al comparar las respuestas de ambos modelos se ve que, al inicio no hay gran variación entre la respuesta, pero a partir de los 27 segundos (indicado con línea segmentada) se produce el deslizamiento de la goma sobre la viga cabezal, por lo que se generan ciclos inestables, sumado a una deformación residual del elastómero cercana a los 4 centímetros. Esto se puede ratificar al observar la Figura 70 en que se muestra la respuesta vertical, en que a partir de los 27 segundos aproximadamente (indicado con línea segmentada) se aprecia una deformación vertical positiva del apoyo. Esto significa que la goma deja de tener carga vertical y, por lo tanto, la fuerza de roce generada en el elastómero se anula, por lo que se produce el deslizamiento.

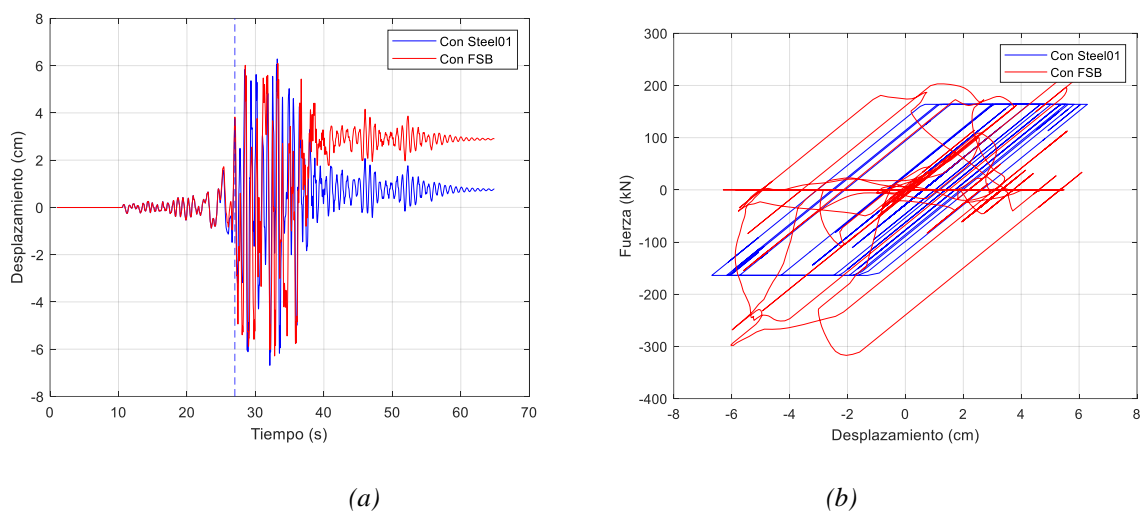


Figura 69 Gráficos Desplazamiento relativo vs tiempo y Fuerza vs desplazamiento relativo en elastómeros exterior de Cepa 2, para Modelo con SSI, dirección transversal, con FSB y Steel01 registro Pisagua CD.

En la Figura 69 se muestra la respuesta en el elastómero en la dirección transversal y también se aprecia que a partir de los 27 segundos hay deslizamiento de la goma sobre la viga

cabezal. Lo anterior queda más claro al ver la Figura 71 en que se muestra la variación de la fuerza en el tiempo para la dirección longitudinal, transversal y vertical, en que se aprecia que a partir de los 27 segundos la fuerza se anula, producto de la pérdida de apoyo de la goma en la viga cabezal.

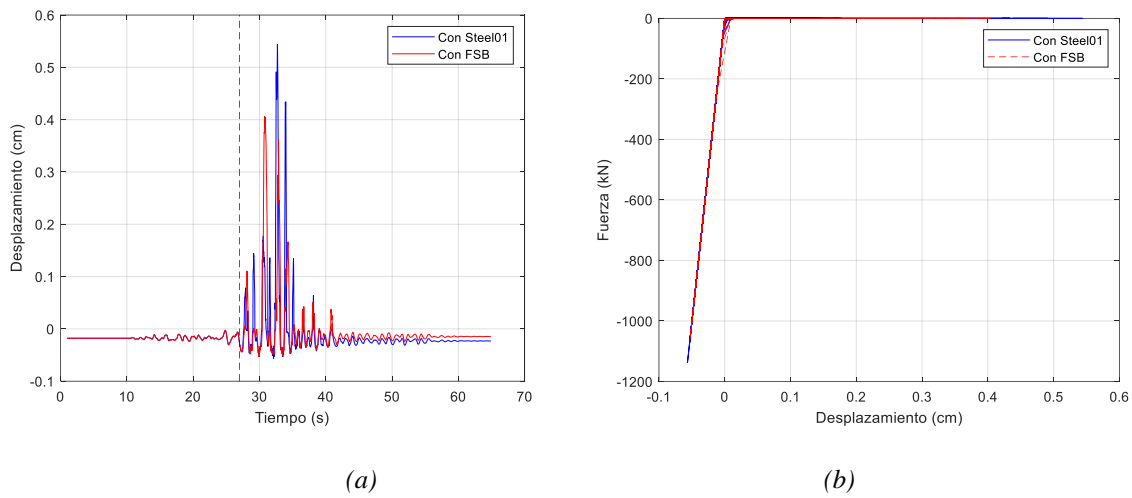


Figura 70 Desplazamiento relativo vs tiempo (a) y Fuerza vs desplazamiento relativo (b) en elastómero exterior de Cepa 2, lado sur, para Modelo con SSI, dirección vertical, con FSB y Steel01 registro Pisagua CD.

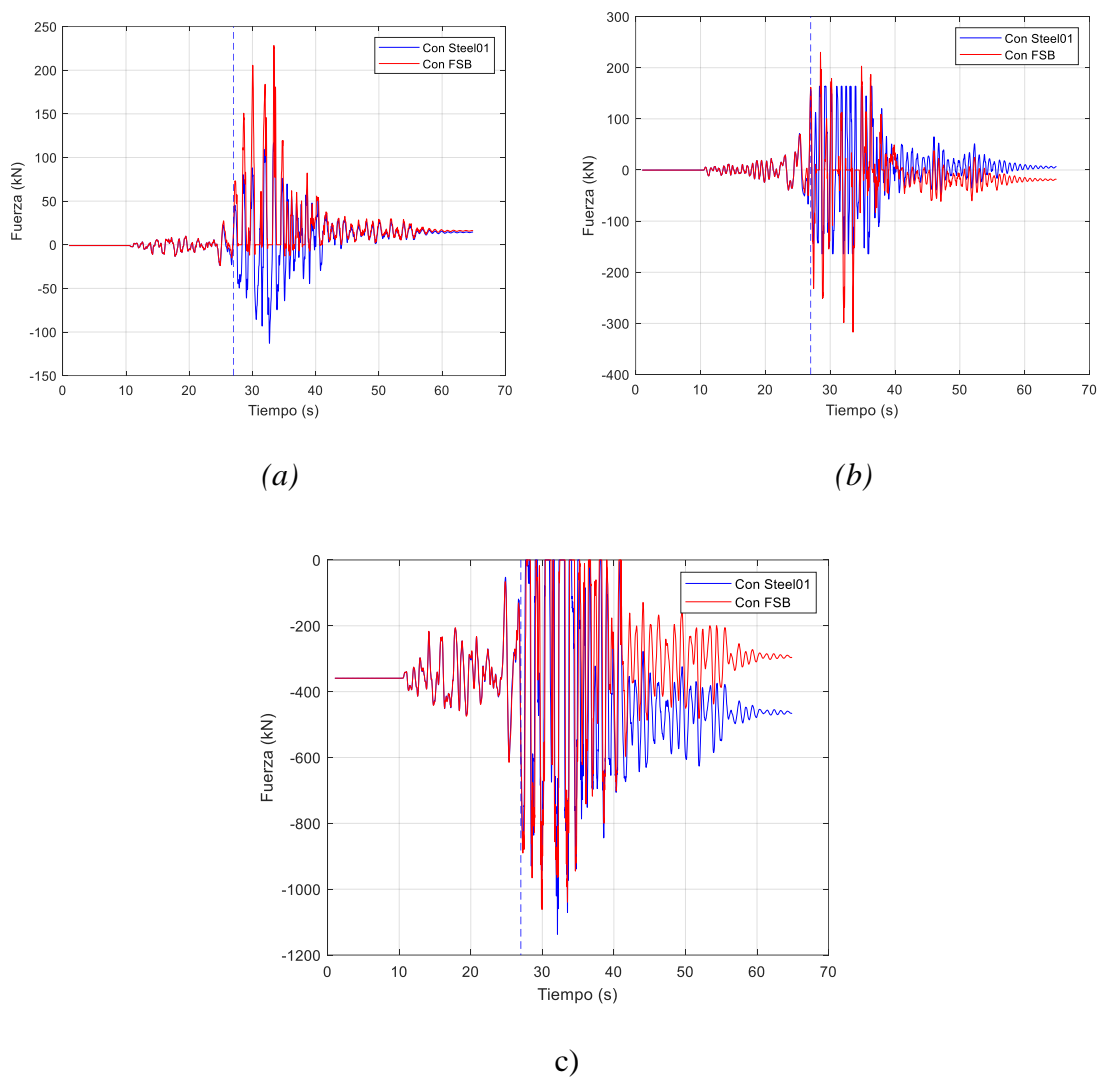
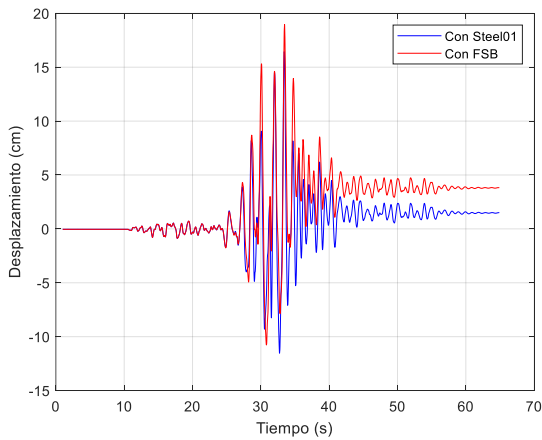


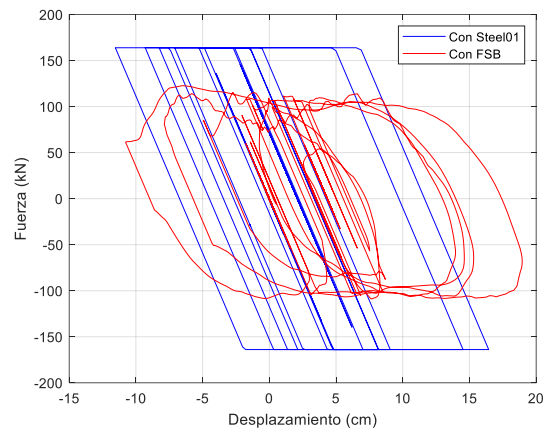
Figura 71 Fuerza vs tiempo en elastómero Cepa 2 lado sur, dirección longitudinal (a), transversal (b) y vertical (c).

En la Figura 72, Figura 73, Figura 74, se muestra el desplazamiento relativo en el tiempo del elastómero ubicado en la cepa 2, lado sur (figuras a) y el gráfico fuerza-deformación en el elastómero (en la figura b). Esto se presenta para la dirección longitudinal (Figura 72), transversal

(Figura 73), y vertical, (Figura 74). Se puede apreciar que las respuestas en el tiempo son similares en tanto para el modelo con Steel01 como para el modelo con FSB. También se aprecia que los ciclos de histéresis son mucho más estables que el caso anterior, debido a que hay menores deformaciones en los estribos, por ser estos elementos más rígidos. La deformación vertical del elastómero también es baja como se aprecia en la Figura 74 b), y esta deformación es siempre negativa, lo que indica que el elastómero está todo el tiempo en compresión, y por lo tanto, actuando la fuerza de roce entre la goma y el apoyo sobre el estribo.

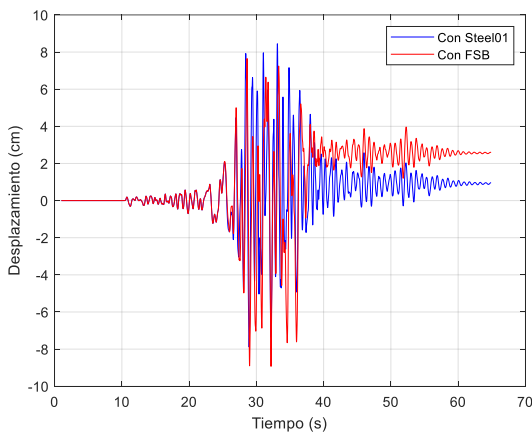


(a)

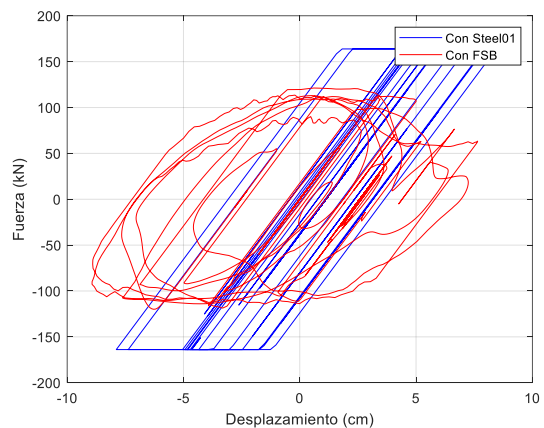


(b)

Figura 72 Gráficos Desplazamiento relativo vs tiempo y Fuerza vs desplazamiento relativo en elastómero exterior de Estribo oriente, para Modelo con SSI, dirección longitudinal, con FSB y Steel01 registro Pisagua CD.



(a)



(b)

Figura 73 Gráficos Desplazamiento relativo vs tiempo y Fuerza vs desplazamiento relativo en elastómeros de Estribo oriente, para Modelo con SSI, dirección transversal, con FSB y Steel01 registro Pisagua CD.

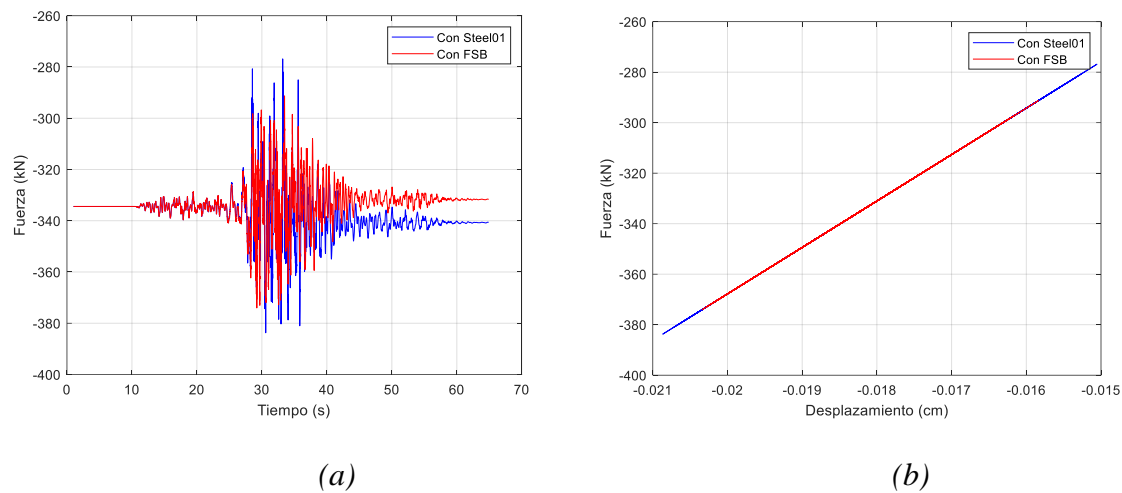


Figura 74 Gráficos Desplazamiento relativo vs tiempo y Fuerza vs desplazamiento relativo en elastómeros exterior de Estribo oriente, para Modelo con SSI, dirección vertical, con FSB y Steel01 registro Pisagua CD.

Cabe señalar que, en las figuras anteriores, se aprecia una diferencia en la fuerza máxima que toma el elastómero antes de deslizar, para el caso del modelo con FSB, respecto del modelo con Steel01. En el modelo con FSB las fuerzas máximas llegan hasta 120 [kN], en cambio la fuerza de deslizamiento para el caso del elastómero modelado con Steel01, es constante y es el F_y calculada en la *Tabla 14*, con un valor igual a 163 [kN], es decir un 35% de variación. Dado que las fuerzas estáticas para ambos tipos de modelación es la misma, es decir, antes de que se inicie el movimiento, la fuerza vertical que toma el elastómero es la misma en el caso con FSB y con Steel01, lo cual se puede apreciar en la Figura 74 a) en que hasta los 27 segundos las respuestas son las mismas, a partir de ese instante comienzan a generarse diferencias en las fuerzas verticales del elastómero, producto de la acción del terremoto, lo cual genera una redistribución de esfuerzos verticales en los puntos de apoyo de las vigas, lo cual genera una disminución de la fuerza de roca, y hace que el elastómero comience a deslizar con fuerzas más bajas. Esto no ocurre para el modelo con Steel 01, dado que el deslizamiento se produce al alcanzar el valor de F_y , independiente de la fuerza axial que tenga el elemento. Esto puede representar una ventaja de la modelación con FSB, respecto a la modelación con Steel01, dado que el primero muestra efectos en la estructura que el segundo no puede mostrar por su condición de modelación.

6.3.3.- Comparación de la respuesta del modelo con SSI con y sin topes externos.

Entre los daños que generó el terremoto del Maule 2010, se evidenció varios colapsos de puentes, muchos de ellos con caída del tablero, producto de la falla de topes sísmicos, entre otros tipos de causas (Buckle [1]). Esto genera la interrogante de cuán importante puede ser este elemento en el comportamiento del puente, y de qué manera afecta la resistencia de este elemento al desempeño sísmico del puente y también a su vulnerabilidad. Es por ello que, en esta parte del trabajo, se presenta una variación en la modelación del puente, considerando una alternativa sin topes sísmicos externos, y la comparación de su desempeño con el modelo original, con tope externo

En las siguientes figuras se compara la respuesta del modelo con SSI considerando topes sísmicos y sin considerar topes sísmicos, para el registro de Pisagua CD. Primeramente, se muestra en la Figura 75, el desplazamiento del centro del tablero en la dirección longitudinal (a) y el transversal (b). Se puede apreciar que, para la dirección longitudinal, prácticamente no se aprecian diferencias, lo cual es esperable pues los topes sísmicos no actúan en la dirección longitudinal, luego su ausencia no debe afectar la respuesta en esta dirección, situación que se advierte en el gráfico. En la dirección transversal, figura de la derecha, se ve que hay una diferencia entre la deformación versus tiempo para el modelo con FSB y el modelo con Steel01, la cual se empieza a notar de mayor manera poco antes de los 30 segundos. Sin embargo, se aprecia que los valores máximos en ambos casos son aproximadamente 13 centímetros, aunque en orientaciones diferentes. Incluso las deformaciones

residuales son de signo contrario, aunque muy pequeñas, menores a 1 centímetro en ambos tipos de modelación.

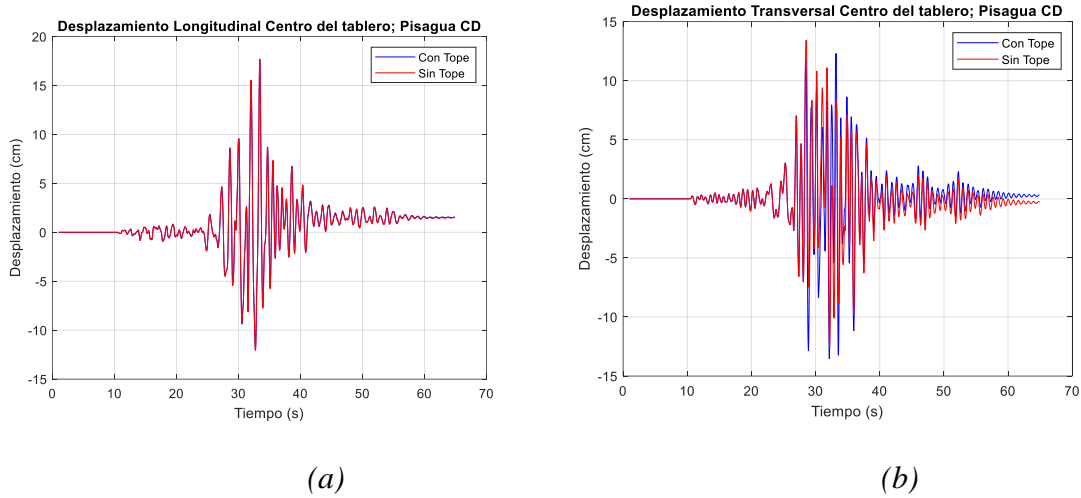


Figura 75 Desplazamiento longitudinal (a) y transversal (b) del tablero para modelo con y sin topes sísmicos laterales, para modelo con SSI, y con registro Pisagua CD.

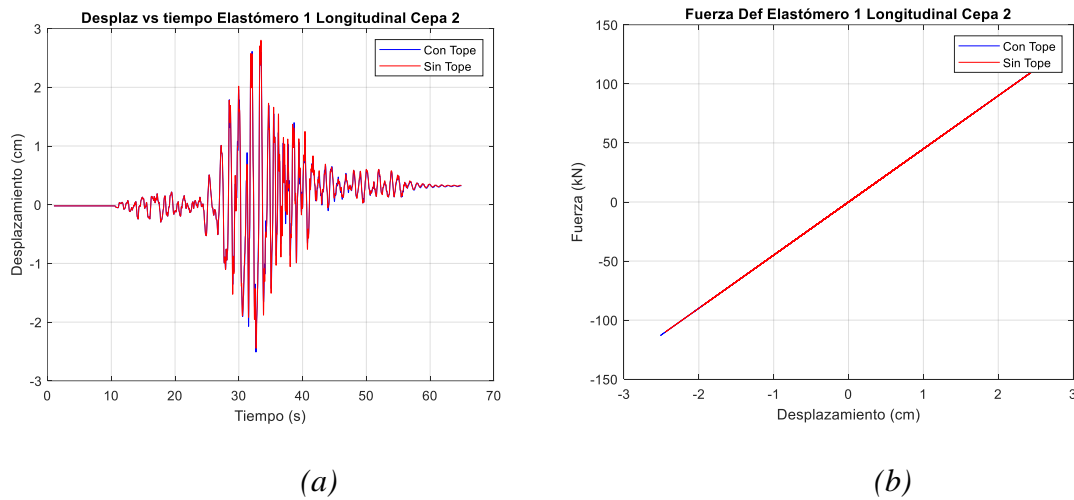


Figura 76 Desplazamiento versus tiempo, dirección longitudinal (a) y gráfico Fuerza vs desplazamiento (b) en elastómeros de cepa 2 para modelo con y sin topes sísmicos laterales, para modelo con SSI, y con registro Pisagua CD.

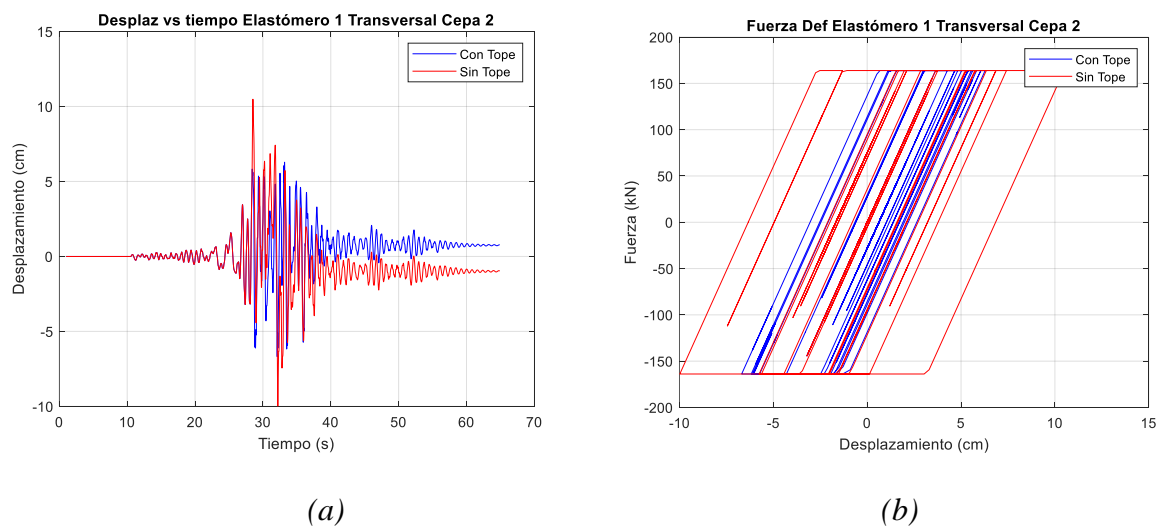


Figura 77 Desplazamiento versus tiempo, dirección transversal (a) y gráfico Fuerza vs desplazamiento (b) en elastómeros de cepa 2 para modelo con y sin topes sísmicos laterales, para modelo con SSI, y con registro Pisagua CD.

En la Figura 76 y Figura 77 se ve la respuesta de los elastómeros frente a la acción del registro utilizado. En la dirección longitudinal (Figura 76 a), no se aprecia prácticamente diferencia, debido a que el tope no actúa en esa dirección. En la dirección transversal, Figura 77, se aprecia una diferencia en la respuesta de los elastómeros en el gráfico desplazamiento versus tiempo, en que se ve que a partir de los 27 segundos la oscilación empieza a ser diferente, generándose deformaciones residuales de distinto signo, y valores de deformación máxima relativa diferentes; mientras en el modelo con tope se tienen deformaciones de 6,5 centímetros, en el modelo sin tope se aprecian deformaciones mayores a 10 centímetros. En el gráfico de fuerza versus deformación, se puede ver que los ciclos en el caso sin tope sísmicos son más amplios que en el caso con tope, pues al no haber tope lateral, los desplazamientos del elastómero son mayores. En los capítulos siguientes, se verá que aumentando la intensidad de los registros se aumenta este efecto, lo cual aumenta la vulnerabilidad de los puentes sin topes para eventos de gran magnitud.

6.3.4.- Comparación de la respuesta del modelo con SSI aplicando factor de grupo a los pilotes.

En el modelo del puente Águila Norte con SSI, se aplican factores a los valores de los P_{ult} , acorde a las recomendaciones de PEER 2015 [30] para cierta densidad de pilotes, por lo que los valores de P_{ult} se deben reducir aplicando un factor de grupo de pilotes, debido a que la acción conjunta es diferente a la acción individual de cada pilote. En la Tabla 29, Tabla 30 y Tabla 31 se muestran los factores de grupo para los resortes P-y y T-z para grupo de pilote en cepas y estribos. En la Figura 78 se ve el desplazamiento del centro del tablero en la dirección longitudinal (a) y en la dirección transversal (b), apreciándose que en la dirección longitudinal no hay grandes variaciones. Sin embargo, en la dirección trasversal, hay deformaciones levemente mayores hacia el final del registro, pero que no son de consideración, con lo cual, al menos en la deformación superior de la estructura al incorporar factores de grupo en las resistencias de los pilotes no se afecta de manera mayormente.

Tabla 29 Factores de grupo para P-y, en cepas PEER[30]

Dirección	Pilotes en Cepas		
	Izquierdo	Central	Derecho
Transversal	0,55	0,4	0,55
Longitudinal	0,8	0,8	0,8

Tabla 30 Factores de grupo para T-z en estribos. PEER [30]

	Pilotes en Estribos		
	Izquierdo	Central	Derecho
Atrás	0,67	-	0,67
Delante	0,67	0,8	0,67

Tabla 31 Factores de grupo para P-y en estribos (PEER [30])

	Pilotes en Estribos		
	Izquierdo	Central	Derecho
Atrás	0,67	-	0,67
Delante	0,67	0,8	0,67

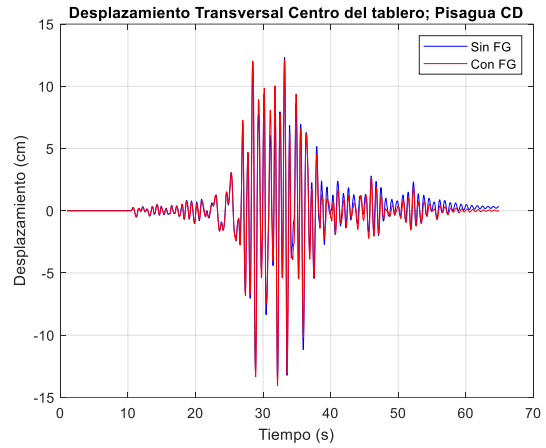
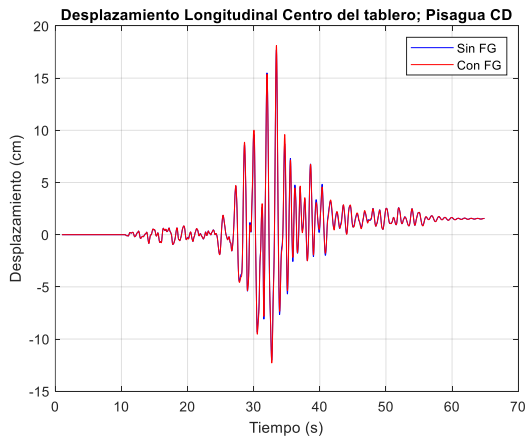
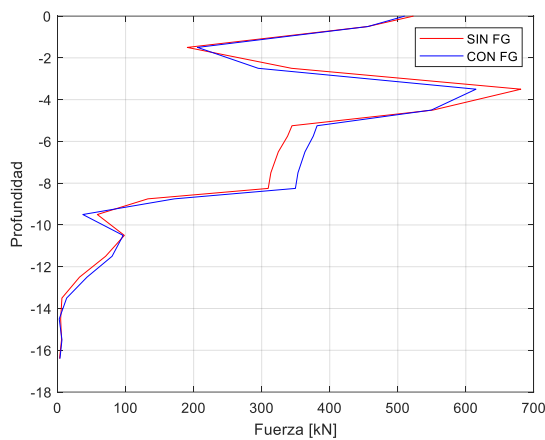
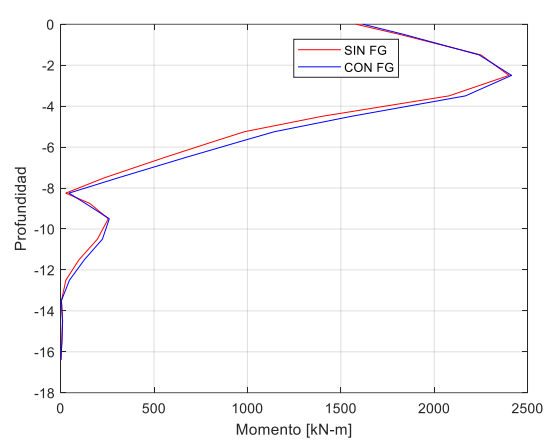


Figura 78 Desplazamiento del tablero de modelo con SSI, en la dirección longitudinal y transversal, aplicando los factores de grupo de pilotes.

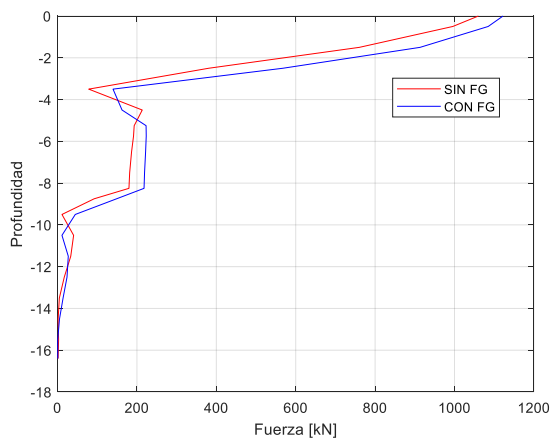


(a)

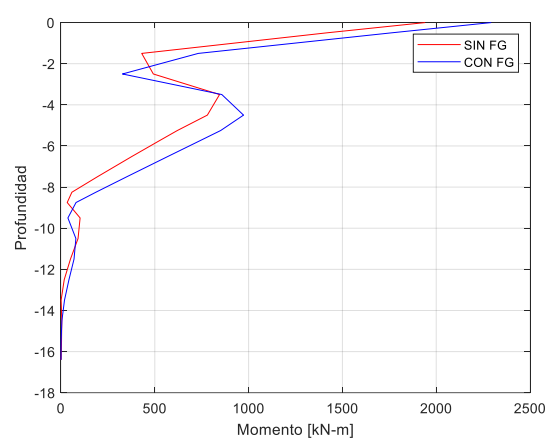


(b)

Figura 79 Diagramas de Corte máximo (a) y de momento máximo (b) en pilote exterior de cepa 2 en función de la profundidad, dirección longitudinal, para registro Pisagua CD.



(a)



(b)

Figura 80 Diagramas de Corte máximo (a) y de momento máximo (b) en pilote exterior de cepa 2 en función de la profundidad, dirección transversal, para registro Pisagua CD.

En la Figura 79 y Figura 80 se muestra la variación en la profundidad de la fuerza de corte máximo y de momento máximo en el pilote exterior de la cepa 2, para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. En estos gráficos se compara el efecto del factor de grupo aplicado a la resistencia de los resortes P-y y T-z, versus el caso de no considerar este factor de grupo. Se puede apreciar en

general, que las curvas son muy parecidas. En la dirección longitudinal el valor del corte máximo sin aplicar el factor de grupo es 680 [kN] y aplicando factor de grupo es de 614 [kN], por lo que hay una disminución del 17% aplicando el factor de grupo. Sin embargo, no todos los valores se reducen, pues a ciertas profundidades se aprecia que los valores considerando el factor de grupo son mayores. Esta inversión en la tendencia de los resultados se debe a la presencia de diferentes estratos de suelo, principalmente a la presencia del estrato arcilloso. En cuanto a la envolvente de momentos, para el caso longitudinal, son casi idénticas. En la dirección transversal, las envolventes de corte son muy parecidas para ambos casos, por lo que el factor no influye en esta dirección. En las envolventes de momentos para el caso trasversal se aprecia que los momentos máximos sin aplicar el factor de grupo es de 1941 [kN-m] y aplicando el factor de grupo es de 2293 [kN-m], es decir, un 18%, por lo que en general se puede ver que el factor de grupo es de poca incidencia, tendiendo a ser levemente conservador en las fuerzas obtenidas. En algunas situaciones, se aprecia que el efecto del cambio de estrato y de tipo de suelo, puede afectar la tendencia, es decir, que el pilote tenga mayores solicitaciones para el caso sin aplicar el factor de grupo, pero en general, este efecto no es importante al determinar las fuerzas máximas sobre el pilote.

CAP. 7. MODELACIÓN PUENTE ÁGUILA NORTE CON MODELO SIMPLIFICADO

Se realiza un modelo del puente Águila Norte con un programa de cálculo y diseño de estructuras de uso habitual en la práctica de las oficinas de ingeniería, como es el software SAP2000® de CSI Computers and Structures, Inc.[4]. En este caso, se utiliza un modelo simplificado del puente en que se modelan las columnas de manera lineal, al igual que en los elementos de viga cabezal, viga encepado y tablero. La interacción del suelo con los pilotes, como la reacción del suelo de respaldo de los estribos se consideran con resortes lineales. Con este modelo simplificado, se realiza un análisis modal para ver los modos de vibrar de la estructura y se realiza un análisis modal espectral con el Espectro de aceleraciones de diseño establecido en el Manual de Carreteras y se comparan los resultados de desplazamientos y fuerzas con los resultados obtenidos en el análisis no lineal realizado en el capítulo anterior. Se considera un modelo con base empotrada y un modelo con interacción suelo estructura con resortes lineales, basado en los requerimientos del Vol 3.1000 del Manual de Carreteras de la Dirección de Vialidad [2].

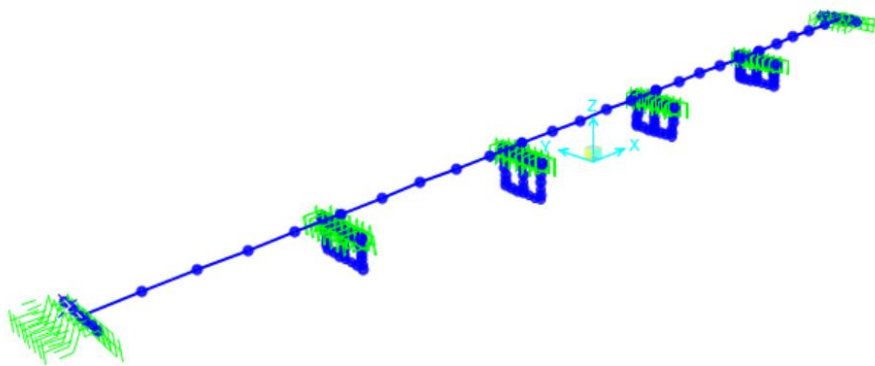


Figura 81 Modelo base Empotrada en SAP2000

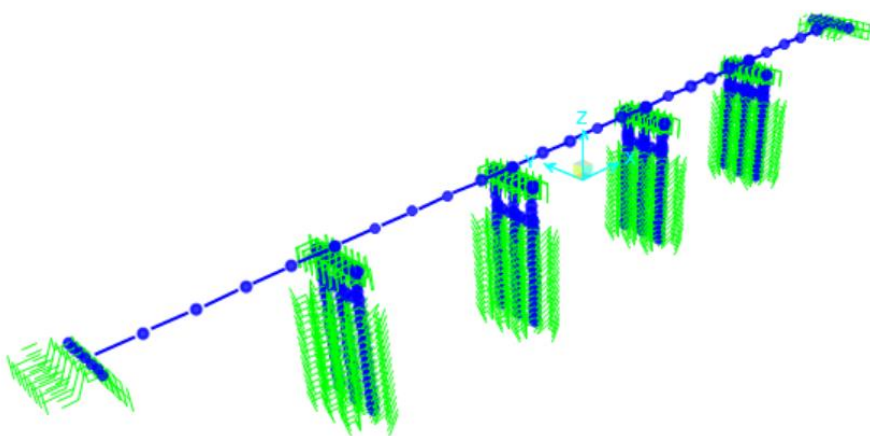


Figura 82 Modelo con SSI simplificada con SAP2000.

7.1.- Análisis modal

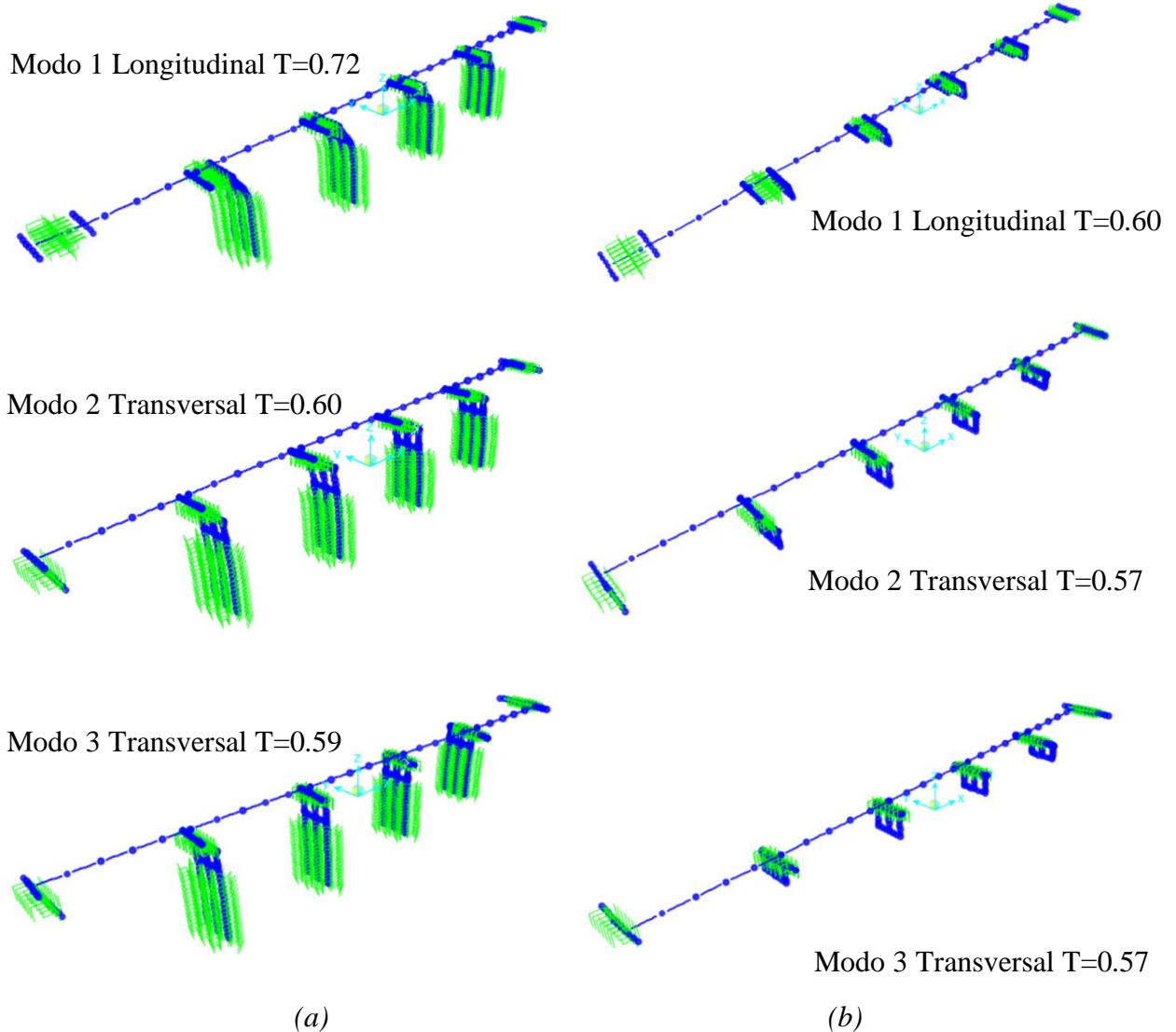


Figura 83 Periodos y modos de vibrar para modelos simplificado con SAP2000. Modelo con SSI(a) y modelo con Base empotrada(b)

Se realiza primeramente un análisis modal del modelo simplificado en SAP2000 [4], obteniéndose los periodos y modos indicados en la Figura 83. Primeramente, se hace la comparación con los periodos obtenidos con el modelo de OpenSees. Se puede comentar que los periodos obtenidos con el modelo en OpenSees y en SAP2000, para la condición con SSI son muy similares, 0,76 [s] en el modelo con OpenSees, y 0,72 [s] en el modelo con SAP2000, lo que significa una diferencia porcentual, respecto del primero de 5,3%. Adicionalmente, se puede ver que los modos principales también son coincidentes para la condición con SSI, siendo el primer modo longitudinal y el segundo transversal, tanto para el modelo en OpenSees como en SAP2000. Esto representa una ventaja en la modelación de estructuras con SSI, pues se puede ver que se tienen periodos y modos similares, al contrario de la condición de base empotrada en que se encuentran más diferencias, principalmente en los periodos, ya que el periodo obtenido con SAP2000 es de 0,6 [s], lo que representa una diferencia de 21% respecto del periodo obtenido en OpenSees.

7.2.- Análisis modal espectral.

Para realizar el Análisis Modal Espectral se utiliza el espectro de aceleraciones de diseño propuesto en el Manual de Carreteras, Cap. 3.1000 según las siguientes expresiones:

$$S_a(T_n) = \begin{cases} 1.5 K_1 S A_0 & T_n \leq T_1 \\ K_1 K_2 S \frac{A_0}{2} \frac{1}{T_n^3} & T_n > T_1 \end{cases} \quad \text{Ec. 88}$$

En que:

A_0 : Aceleración efectiva máxima, que depende de zona sísmica, según Tabla 32

K_1 : Coeficiente de importancia de la estructura. Se asume valor 1,0

$K_2; T_1$: Constantes espectrales que dependen de tipo de suelo, según Tabla 33

S : Coeficiente del suelo según Tabla 33

T_n : Periodo de la estructura, obtenido con análisis modal.

Tabla 32 Aceración efectiva máxima. Fuente M.C. Cap. 3.1000

Zona Sísmica	A_0	A'_0
1	0,2 g	0,2
2	0,3 g	0,2
3	0,4 g	0,2

Tabla 33 Constantes sísmicas S , T_1 y K_2 . M.C. Cap. 3.1000

Tipo de Suelo	S	T_1 [s]	K_2
I	0,9	0,2	0,513
II	1	0,3	0,672
II	1,2	0,7	1,182
IV	1,3	1,1	1,598

El puente Águila Norte, según la zonificación sísmica del Manual de Carreteras Cap. 3.1000, se encuentra en zona sísmica 2, y el suelo de fundación del puente se clasifica en categoría III, según la velocidad de ondas de corte V_s obtenida en el trabajo de Grand [58], por lo que los valores adoptados para el espectro de diseño para S es 1,2, para T_1 es 0,7 segundos, y para K_2 es 1,182. Con estos valores se obtiene el siguiente Espectro de diseño, mostrado en la Figura 84.

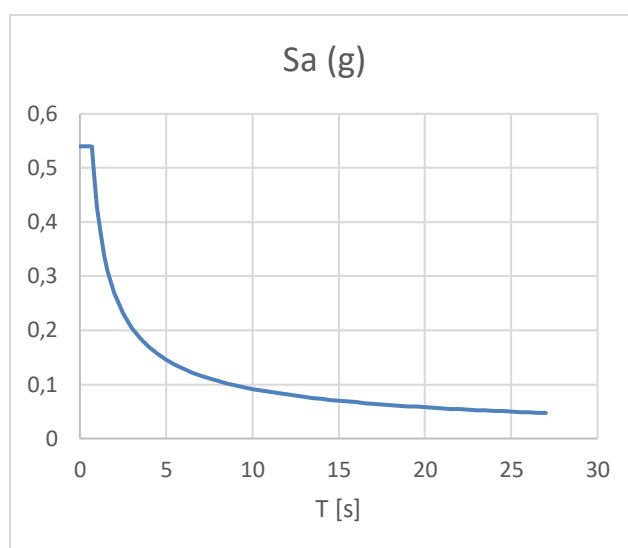


Figura 84 Espectro de Aceleraciones de Diseño para Zona Sísmica 2 y suelo tipo III.

Además del espectro de diseño del Manual de Carreteras [2], se utiliza para el análisis modal espectral, el espectro de aceleraciones correspondiente al registro de Pisagua CD, utilizado en el análisis Dinámico no lineal del capítulo anterior que se muestra en la Figura 85.

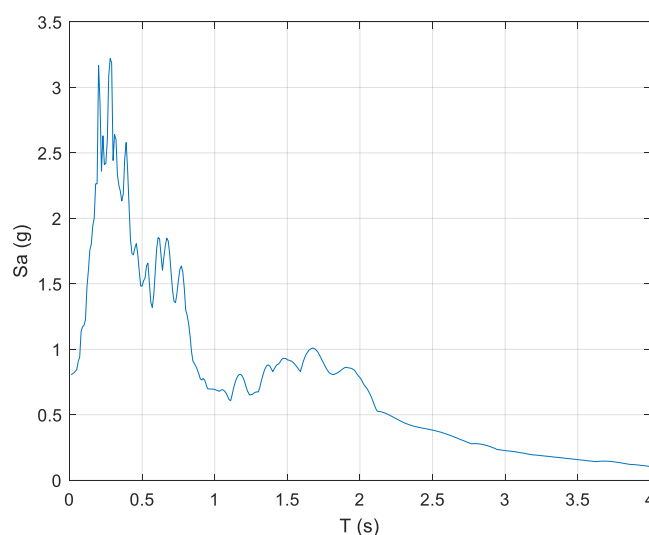


Figura 85 Espectro de Aceleraciones para registro Pisagua CD.

7.3.- Modelación Interacción Suelo Estructura según M.C. para modelo simplificado.

Para la modelación de la interacción de los pilotes con el suelo de fundación se utilizó el método general establecido en el Manual de Carreteras [2], consistente en modelar los pilotes como una viga de Winkler, con resortes lineales lo cuales se obtienen con las Ec. 89 y Ec. 90.

Para la obtención del Módulo de Elasticidad del suelo se utilizan las expresiones de Bowles [69], a partir del coeficiente de balasto k_s , el que se obtiene del estudio realizado por Grand [58] en el suelo de fundación del puente Águila Norte, que se muestra en la *Tabla 35*.

$$E_o = k_s A_{eff} \quad \text{Ec. 89}$$

$$A_{eff} = cm D \Delta H \quad \text{Ec. 90}$$

Donde,

cm: factor Bowles según diámetro del pilote, para este caso: 1,25

D: Diámetro del pilote [m]

ΔH : Discretización del pilote en la profundidad.

Los valores para los resortes se obtienen aplicando el factor de corrección de la rigidez C_r , por presencia varios pilotes en línea, mostrado en la Figura 86, que, en este caso, se aplica sólo a la dirección transversal, y el Factor de rigidez sísmica F_r , que depende del tipo de suelo de cada estrato, mostrado en la Tabla 34, ambas establecidas en el cap. 3.1000 del Manual de Carreteras Vol. III. [2].

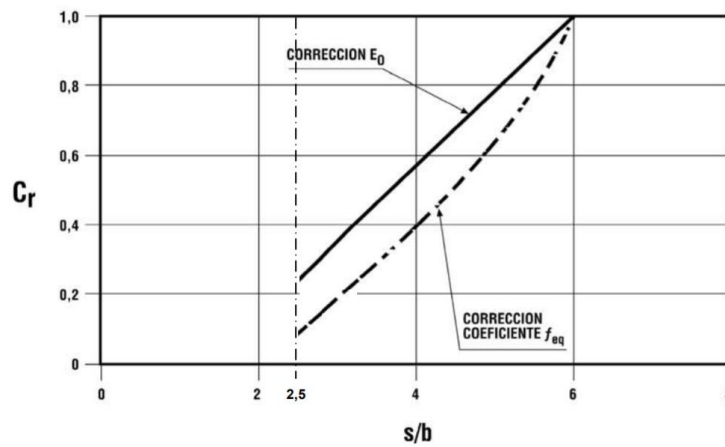


Figura 86 Factor de corrección del resorte C_r en función de cociente entre distancia entre pilotes y diámetro del pilote. M.C. Vol. III, Cap. 3.1000.

Tabla 34 Factor de rigidez Sísmica. M.C. Vol. III.[2].

TIPO DE SUELO	FACTOR DE RIGIDEZ SÍSMICA	
	Multiplica a f_{eq}	Multiplica a E_0
Gravas arenosas	1,6 a 2,2	1,3 a 1,6
Arenas	0,7 a 1,0	0,8 a 1,0
Suelos finos parcialmente saturados	0,7 a 1,0	0,8 a 1,0
Suelos finos saturados	1,0 a 3,2*	1,0 a 2,0*

* Valor inferior si el módulo de deformación para sollicitación estática se determina con la deformación no drenada del suelo.

* Valor superior si el módulo se determina con la deformación del suelo que incluye la deformación no drenada del suelo más la deformación por consolidación

Con lo anterior, se obtienen los valores de constante del resorte, para la dirección longitudinal sin aplicar el factor C_r , y para la dirección transversal aplicando el factor C_r , lo cual se presenta en la Tabla 35.

Tabla 35 Valores de K del resorte obtenidos para el modelo con SAP2000

Estrato	k_s [kN/m ³]	E_o [kN/m]	K_i [kN/m]	C_r	F_r	Kresorte long. [kN/m]	Kresorte transv. [kN/m]
1	104000	156000	117000	0.37	1.3	56277	152100
2	208000	312000	234000	0.37	1.3	112554	304200
3	350000	525000	393750	0.37	1.3	189393.75	511875

7.4.- Resultados

En la Figura 87 Figura 1; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra la demanda de corte en los pilotes con un análisis modal espectral, aplicando el espectro de diseño del Manual de Carreteras y también el espectro de aceleraciones correspondiente al registro de Pisagua CD, obtenidos con el modelo en SAP2000. Ambos se comparan con la respuesta obtenida en el análisis *NTHA* utilizando el registro de Pisagua CD, obtenida en OpenSees. En el caso de la demanda obtenida aplicando el Manual de Carreteras, se incorpora una combinación de sollicitaciones consistente en el estado de carga en una dirección más el 30% del estado de carga en la otra dirección. En la Figura 88 se muestra la misma comparación correspondiente a la envolvente de momentos.

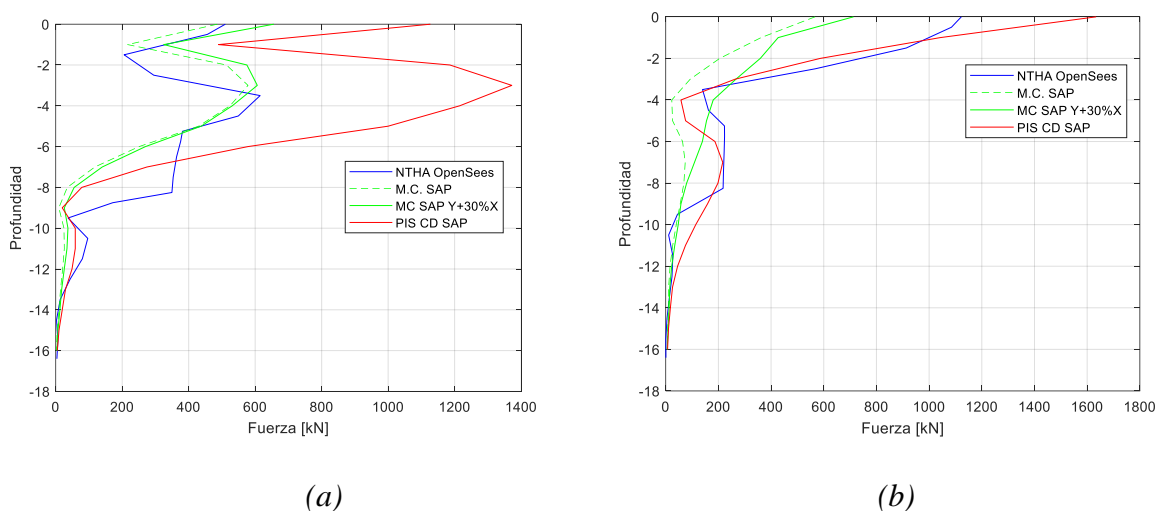
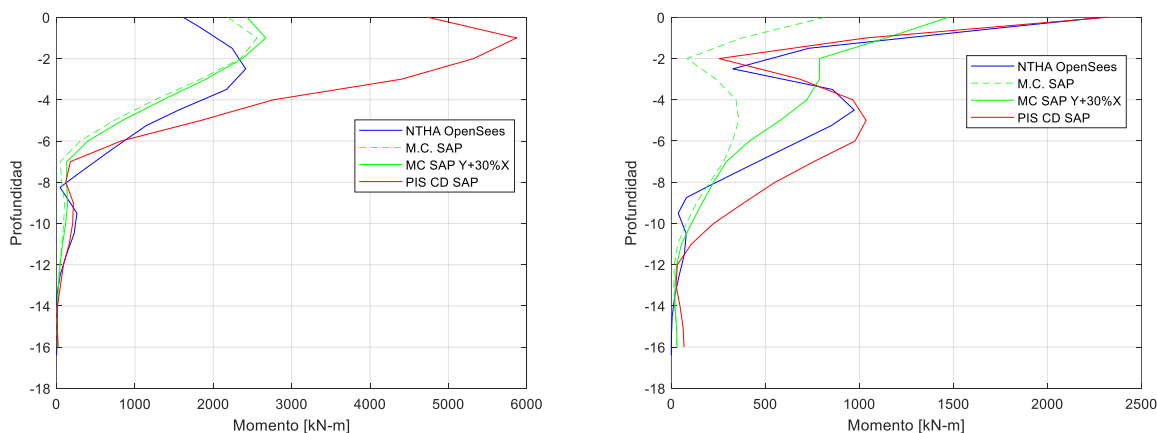


Figura 87 Envolvente de Corte en pilote exterior de cepa 2 en función de la profundidad, dirección longitudinal (a) dirección transversal (b) utilizando espectro de diseño según M.C., espectro de aceleraciones para registro Pisagua CD, en comparación con respuesta obtenida en pilotes en análisis *NHTA* con registro Pisagua CD.



(a)

(b)

Figura 88 Envolvente de Momentos en pilote exterior de cepa 2 en función de la profundidad, dirección longitudinal (a) dirección transversal (b) utilizando espectro de diseño según M.C., espectro de aceleraciones para registro Pisagua CD, en comparación con respuesta obtenida en pilotes en análisis NHTA con registro Pisagua CD.

Las figuras anteriores muestran primeramente que la forma de las curvas es similar en todas las curvas, aunque en algunos casos hay diferencias importantes. Al comparar la envolvente de corte en el caso longitudinal, se aprecia primeramente que el resultado de envolvente correspondiente al espectro de diseño del Manual de Carreteras tiene una buena aproximación con el resultado obtenido en el NHTA con OpenSees. Lo mismo ocurre en el caso de la envolvente de momentos, por lo que, si se utilizara el espectro de diseño del Manual para diseñar este puente, estas solicitaciones sobre los pilotes no quedarían subvaloradas. Sin embargo, no ocurre lo mismo en el caso de la dirección transversal, pues se aprecia que la demanda obtenida con el espectro del Manual de Carreteras, como la combinación de estados de carga establecida en el Manual, no son suficientes para predecir la respuesta máxima sobre el pilote obtenida con análisis NHTA de OpenSees, siendo un 69% mayor para el caso de la demanda por corte, y un 50% para el caso de la envolvente de momentos. Respecto de la demanda obtenida con el espectro de aceleraciones obtenido del registro Pisagua CD, se aprecia en general que las respuestas obtenidas para este caso son muy mayores a las dos anteriores. Solamente en el caso transversal, la respuesta utilizando el espectro es similar a la respuesta obtenida con NHTA. Para el caso longitudinal, el corte máximo obtenido es cercano a 1400 [kN], en cambio para la respuesta obtenida con OpenSees, se alcanza los 600 [kN], es decir, un 133% mayor. Para el momento máximo, el valor obtenido para el espectro de aceleraciones en SAP2000, es cercano a 6000 [kN-m], y el valor obtenido con OpenSees es 2200 kN-m, es decir, un 172% de excedencia.

Otro resultado de interés es notar la longitud de empotramiento efectivo de los pilotes, para todos los casos analizados, está entre los 14 y 16 metros, lo cual significa el 90 % de la longitud del pilote, con lo cual se concluye que hay mucha diferencia con la condición base empotrada.

Tabla 36 Fuerzas y deformación en elastómero sur de cepa 2, lado sur.

Software	Tipo de Análisis	Longitudinal		Transversal	
		Fuerza [kN]	Def [m]	Fuerza [kN]	Def [m]
SAP2000	Modal Espectral con espectro de M.C.	144,65	0,0325	188,38	0,05
SAP2000	Modal Espectral con espectro PISAGUA CD	337,2	0,074	551,36	0,12
OpenSees	NHTA con registro PISAGUA CD	112,8	0,026	163,9	0,067

Tabla 37 Desplazamientos en centro de tablero, vano central.

Software	Tipo de Análisis	Longitudinal	Transversal
		Def [m]	Def [m]
SAP2000	Modal Espectral con espectro de M.C.	0,073	0,053
SAP2000	Modal Espectral con espectro PISAGUA CD	0,154	0,167
OpenSees	NHTA con registro PISAGUA CD	0,17	0,12

En la Tabla 36 se entregan los resultados de la deformación del elastómero exterior, lado sur de la cepa 2 para el análisis modal con espectro de diseño según Manual de Carreteras y con espectro de aceleraciones correspondiente al registro Pisagua CD. Se agrega también la deformación obtenida con el análisis NHTA en OpenSees. Se puede ver en estos resultados que la deformación obtenida

con el espectro de diseño del Manual de Carreteras se asemeja a la deformación obtenida en OpenSees. En la dirección longitudinal la deformación obtenida con el espectro de diseño de Manual de Carreteras es de 3,2 centímetros, y con OpenSees y 2,6 centímetros, valores muy cercanos, por lo que en este sentido el análisis modal espectral del Manual de Carreteras entrega una buena estimación. En cuanto a las fuerzas, hay algunas diferencias, pero se puede ver que ambas se mantienen en el rango lineal del elastómero, antes de alcanzar la fuerza de deslizamiento establecida en 163 kN. Esta fuerza se alcanza para la dirección transversal, pero dado que el elemento en el modelo con SAP2000 es lineal, este elemento sigue tomando carga y no desliza, por lo que el valor de la fuerza alcanzada, 188 kN, sobrepasando la fuerza de deslizamiento de 163 kN. Referente a los resultados obtenidos con el espectro de aceleraciones correspondiente al registro de Pisagua CD, estos se escapan de los valores anteriores, debido a lo mencionado anteriormente, es decir, se puede ver que el elastómero tiene una rigidez constante, y sigue tomando sollicitación sin deslizar, aumentando la fuerza hasta casi un 200%, como se puede ver en la dirección transversal, respecto de la obtenida en los otros análisis.

En la

Tabla 37 se presentan los desplazamientos superiores a nivel del centro del tablero. Se puede observar que en este caso, hay una subvaloración de los desplazamientos superiores con el método modal espectral del Manual de Carreteras [2], que es significativa, pues los desplazamientos obtenidos con el espectro de aceleraciones correspondiente al registro Pisagua CD, y los desplazamientos obtenidos con el análisis dinámico no lineal en OpenSees, son mucho mayores, siendo del orden de dos a tres veces mayores, por lo que hay una subvaloración de los desplazamientos a nivel de tablero. Si bien es cierto que los desplazamientos relativos del elastómero obtenidos con el análisis modal espectral con espectro de diseño del Manual de Carreteras coinciden con lo obtenido en el análisis dinámico no lineal de OpenSees, los desplazamientos absolutos que entrega el análisis lineal elástico son menores, principalmente debido al comportamiento no lineal del suelo, no incorporado en el modelo utilizado en SAP2000.

CAP. 8. EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA.

8.1.- Análisis dinámico incremental (IDA)

Se realiza un análisis dinámico incremental en los modelos en OpenSees para evaluar y comparar las siguientes condiciones:

- Modelación con base empotrada y con SSI
- Influencia de la modelación de elastómeros con Steel01 y con FSB
- Influencia de topes sísmicos

Lo anterior se realiza con el objetivo de ver primeramente, los efectos de la modelación con SSI para grandes intensidades de terremotos y las diferencias que puede tener con una modelación con base empotrada. Además, se pretende ver si el análisis incremental entrega ventajas en alguna de las modelaciones de los elastómeros, ya sea con FSB o con Steel01, sobre todo con registros de gran intensidad. Finalmente, se quiere determinar si la presencia de los topes externos contribuye a evitar daños importantes en las estructuras en terremotos destructivos, y cuál es el aporte real de topes sísmicos robustos, o por el contrario, cual es el riesgo de tener topes externos más débiles.

Para llevar a cabo los análisis IDA se utilizan 22 registros sísmicos, amplificándolos desde 0,1 g hasta 2,5 g según el valor de la aceleración espectral - $S_a(T_n)$ - correspondiente al periodo fundamental de la estructura. Con los 22 set de registros amplificados se realizan análisis dinámico no lineal con cada uno de ellos, y se evalúa la respuesta de la estructura en parámetros de demanda ingenieril (EDP) en que, para este trabajo, se utiliza la ductilidad de desplazamientos en las columnas, que es un indicador de la incursión no lineal de las columnas de la cepa durante el registro, la deformación relativa en elastómeros, parámetro que indica el grado de deformación que puede alcanzar el tablero durante el sismo, y por lo tanto, puede señalar el riesgo de colapso del tablero, y la deformación residual en los elastómeros, que indica la deformación no recuperada en los elastómeros y es un indicador de daño en puentes, criterio que puede ser utilizado para definir su reparación. Para cada uno de estos EDPs, se debe definir el nivel de daño aceptable por lo cual se establecen los estados límite, los cuales se pueden definir a través de ensayos de laboratorio, o bien, en ausencia de éstos, a través de la literatura propuesta por académicos e investigadores.

8.1.1.- Estados Límite

En ausencia de ensayos de laboratorio para los indicadores de daño propuestos, se recurre a la literatura para establecer los valores límite. En cuanto a la ductilidad de desplazamiento en las columnas (μ), definida como el cociente entre la deformación máxima alcanzada en la columna durante el sismo y la deformación en la columna cuando se alcanza la fluencia, se utiliza el criterio de Billah y Alam [70], según la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**

Tabla 38 Niveles de daño para ductilidad de desplazamiento en columnas. Billah y Alam [70].

Parámetro de demanda	Estado Límite			
	Leve	Moderado	Severo	Colapso
Ductilidad de desplazamiento [μ]	1,00	1,22	1,78	4,80

Para determinar la deformación de las columnas cuando se alcanza la fluencia, se realizó un análisis no lineal estático con carga incremental (pushover) para una cepa del puente, considerando solamente las columnas y la viga cabezal, para la condición base empotrada y con SSI. En la Figura 90 y Figura 91, se muestran las curvas de capacidad de la cepa con la viga cabezal para ambas condiciones, con los valores de desplazamiento superior de la columna central al alcanzar la fluencia. Se estableció un modelo bilineal de estas curvas de capacidad según el criterio de FEMA [79], en que se establece un valor de fluencia y dos rigideces, una pre-fluencia y otra post fluencia, de manera que la recta que define la rigidez inicial intercepta a la curva original en el 60% de la fluencia adoptada, según se muestra en la Figura 89.

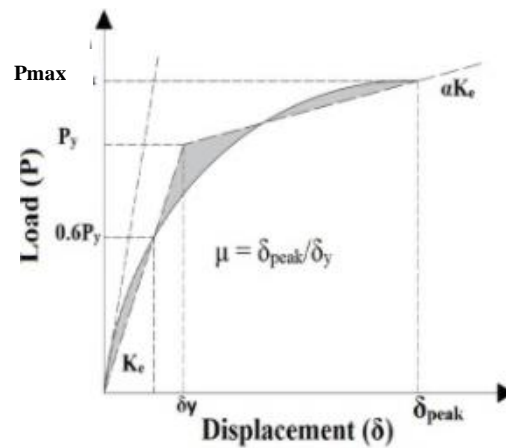


Figura 89 Modelo bilineal para curva de capacidad. Fuente: FEMA.[79]

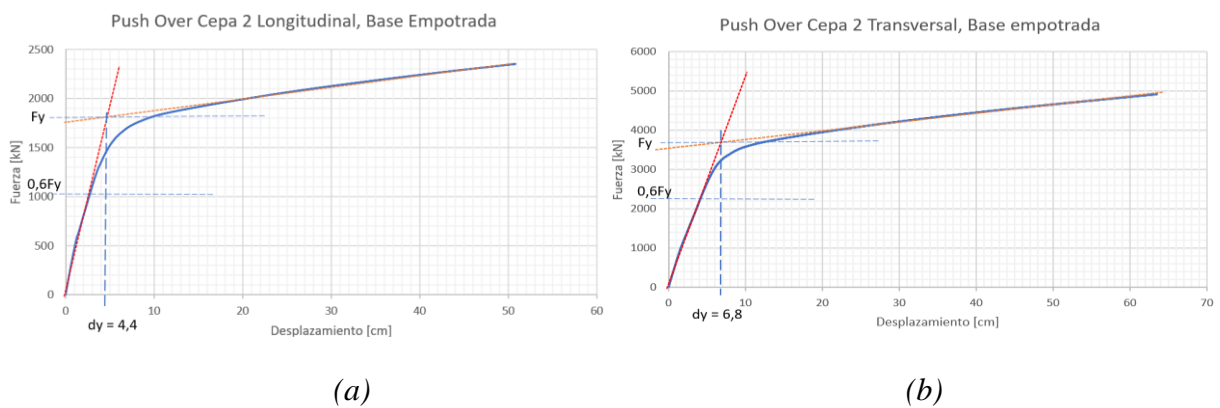


Figura 90 Modelo bilineal para cepa 2, dirección longitudinal (a) y transversal (b), Base Empotrada.

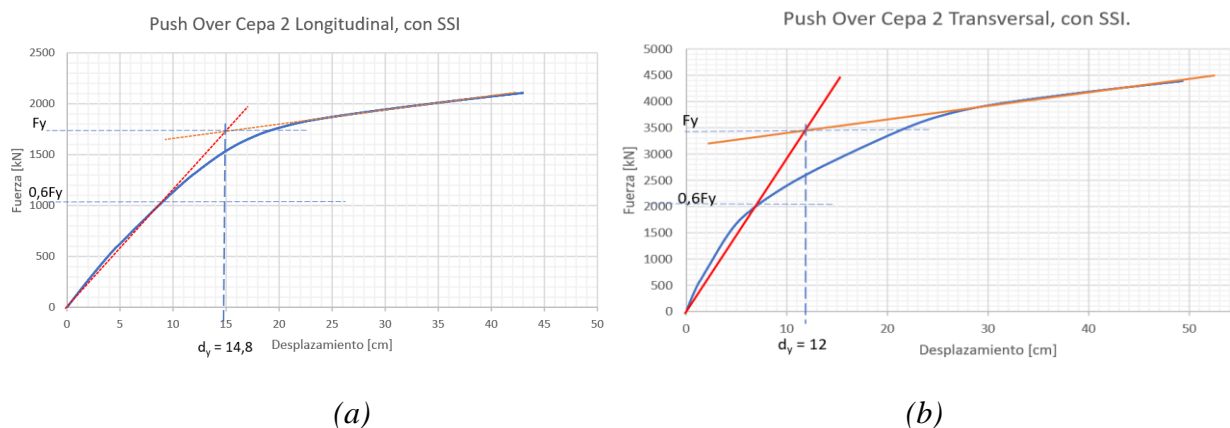


Figura 91 Modelo bilineal para cepa 2, dirección longitudinal (a) y transversal (b), Base Empotrada.

Para el desplazamiento relativo en los elastómeros se consideró un daño leve cuando se alcanza la deformación de deslizamiento estimada para las placas de apoyo elastoméricos, es decir, cuando:

Donde, F_y es la fuerza en que se produce el deslizamiento del elastómero.

Para la condición de colapso se consideró el criterio de Revel [81], en que se define el colapso como el desplazamiento del elastómero alcanzado para que la distancia de contacto con el apoyo es menor a 7,5 centímetros. Este concepto aplicado al puente Águila Norte, significa una deformación en el elastómero de 36,14 centímetros.

Finalmente, para el caso del desplazamiento residual de los elastómeros se consideró el criterio de deformación máxima de 50 mm adoptado en la Dirección de Vialidad después del sismo del Maule en 2010, como deformación que genera deterioro en el elastómero.

8.1.2.- Resultados Análisis IDA.

En las figuras siguientes se muestran las curvas IDA para los tres EDPs utilizados comparando la condición base empotrada con el modelo con SSI, ambos casos considerando los elastómeros modelados con material Steel01 y elemento ZeroLength de OpenSees.

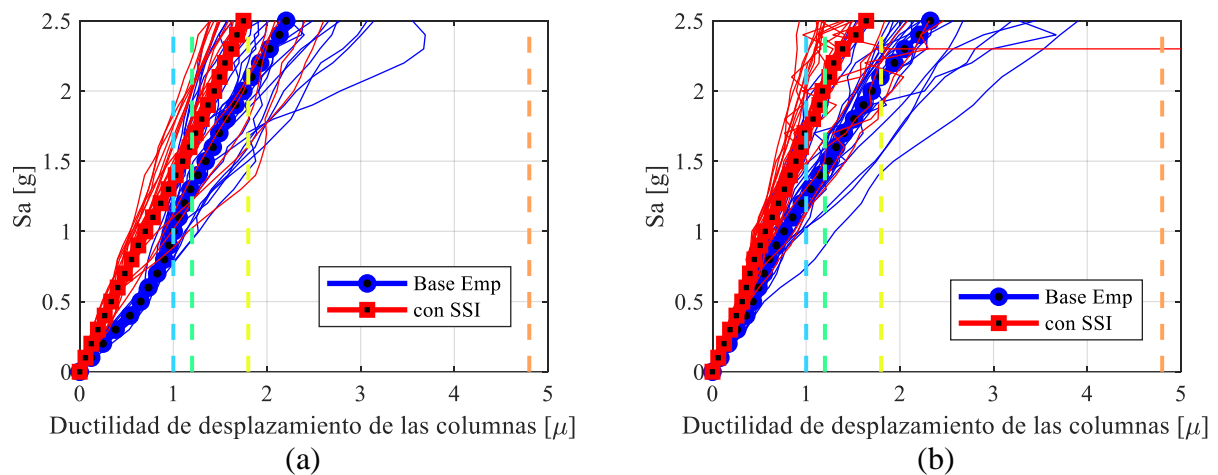


Figura 92 Curvas IDA para la ductilidad de desplazamiento en columnas. (a) Dirección Longitudinal, (b) Dirección Transversal

En la Figura 92 se puede observar que la demanda de ductilidad en columnas disminuye al utilizar la modelación SSI dado que las curvas IDA con el modelo con SSI, están siempre a la izquierda de las curvas con el modelo con base empotrada, es decir, para un mismo valor de S_a , las demandas de ductilidad son menores en el caso con SSI que con la condición base empotrada. La disminución de ductilidad en la demanda al utilizar el modelo con SSI se debe principalmente a un efecto aislador y disipador de energía que tiene el suelo lo que genera que se transmitan menos fuerzas hacia las columnas del puente.

Otra observación importante que se puede hacer al observar esta figura es que, a medida que se incrementa la intensidad del sismo, la ductilidad de las columnas nunca llega a valores altos, cercanos al valor definido como colapso, lo cual concuerda con los daños observados en esta estructura después del terremoto del Maule 2010, en que las columnas del puente Águila Norte no presentaron daños. En la figura se muestran imágenes de algunas columnas en cepas del puente Águila Norte, tomadas durante la campaña en terreno de 2019, en las que se puede apreciar que las columnas se encuentran sin deterioro y en muy buen estado, lo cual es consecuente con los resultados obtenidos.



Figura 93. Foto Cepa 1 Puente Águila Norte.



Figura 94. Foto Cepa 2 Puente Águila Norte.



Figura 95. Foto Cepa 3 Puente Águila Norte.

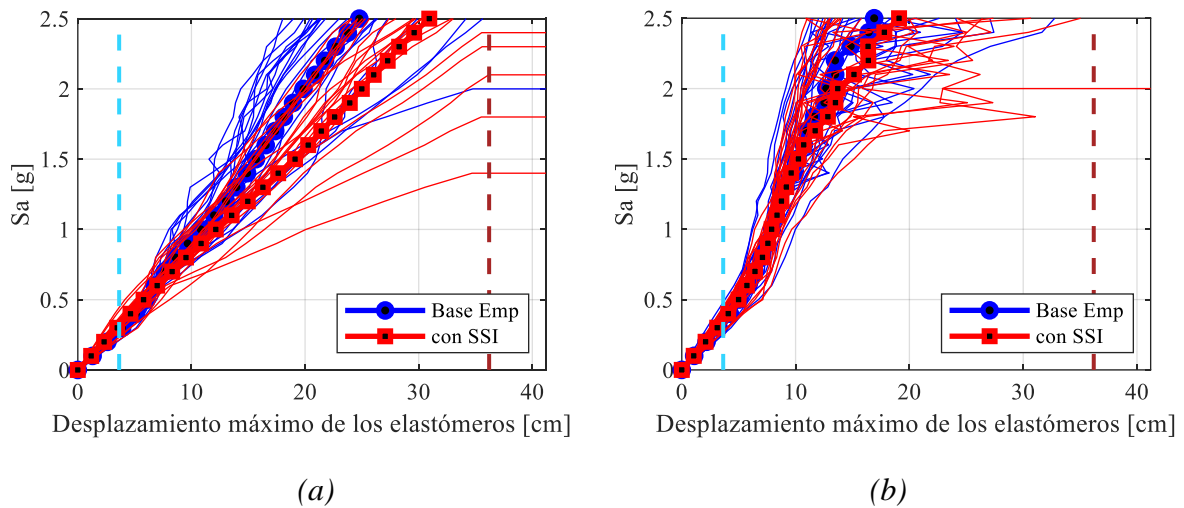


Figura 96 Curvas IDA para desplazamiento máximo relativo en elastómeros, comparando Condición base empotrada y con SSI, dirección longitudinal (a) y transversal (b).

En la Figura 96, se tienen las curvas IDA para la deformación máxima relativa en los elastómeros en que se puede apreciar un aumento en las deformaciones máximas cuando se utiliza el modelo con SSI en comparación a la condición base empotrada. Esto se debe a que el efecto del suelo, si bien genera una disminución de las fuerzas en las columnas, por otro lado, genera un aumento en las deformaciones del tablero, obteniéndose mayor deformación en los elastómeros para valores de S_a medianos a altos, sobre 1g. Para valores bajos, no se aprecian diferencias entre la modelación con base empotrada y con SSI. Se debe hacer mención que, en la dirección transversal, las deformaciones máximas relativas en los elastómeros son muy similares, siendo prácticamente las mismas para valores de S_a menores a 2g, y recién sobre este umbral se aprecian diferencias leves. Esto se debe a la acción de los topes sísmicos que limitan la deformación de los elastómeros, lo cual no ocurre en la dirección longitudinal.

En la Figura 97 se muestran las curvas IDA para la deformación residual en los elastómeros, comparando el efecto de considerar base empotrada y SSI, considerando la modelación de los elastómeros con material Steel01 y elemento ZeroLength.

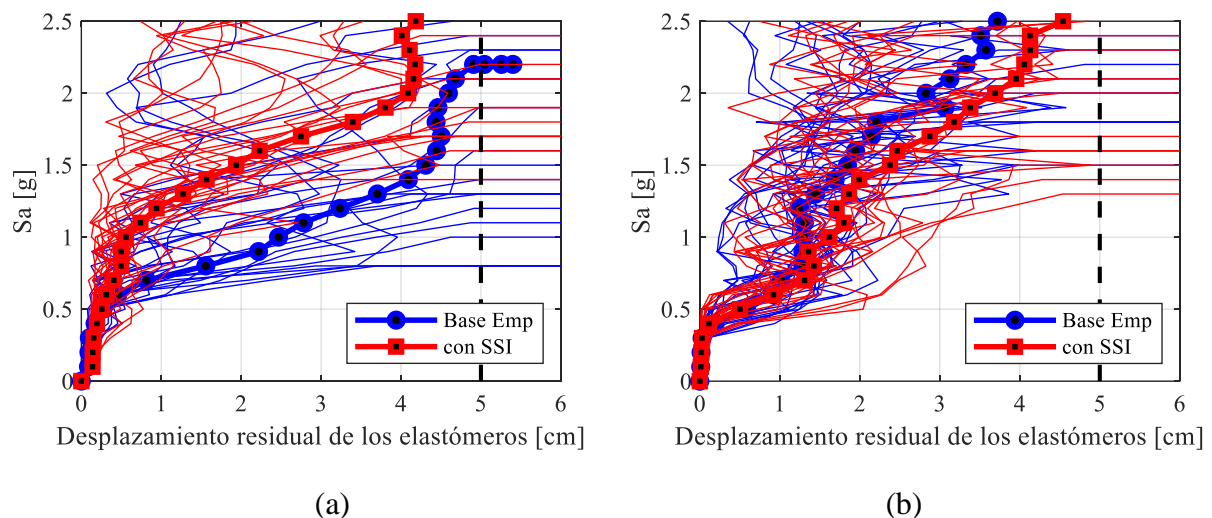


Figura 97 Curvas IDA para desplazamiento residual en elastómeros, comparando Condición base empotrada y SSI, dirección longitudinal (a) y transversal (b).

Se puede ver en la Figura 97 que las deformaciones residuales son mayores en el caso base empotrada que para el caso con SSI, sobre todo a partir del S_a de 1g, pues anterior a este límite, prácticamente no hay diferencias. A partir de 1g las deformaciones residuales aumentan en el elastómero debido a que con el modelo base empotrada hay mayor incursión no lineal que con el

modelo con SSI, principalmente en la dirección longitudinal. En la dirección transversal, las deformaciones en ambos modelos son muy similares, debido a la presencia de los topes sísmicos que limitan la deformación en los elastómeros. También es importante señalar que en muy pocos casos se logra el límite definido como daño severo, sobrepasando los 5 centímetros, solo en el caso de intensidades mayores a 2,3g, es decir para muy alta demanda sísmica, con la condición base empotrada. En la condición con SSI, no se logra en promedio el límite de daño severo, debido a la presencia de los topes, como ya se ha señalado anteriormente. En las figuras siguientes, Figura 98 a Figura 100, se muestran las curvas IDA para los tres EDPs indicados comparando la condición base empotrada con el modelo con SSI, esta vez considerando los elastómeros modelados con elemento FSB de OpenSees.

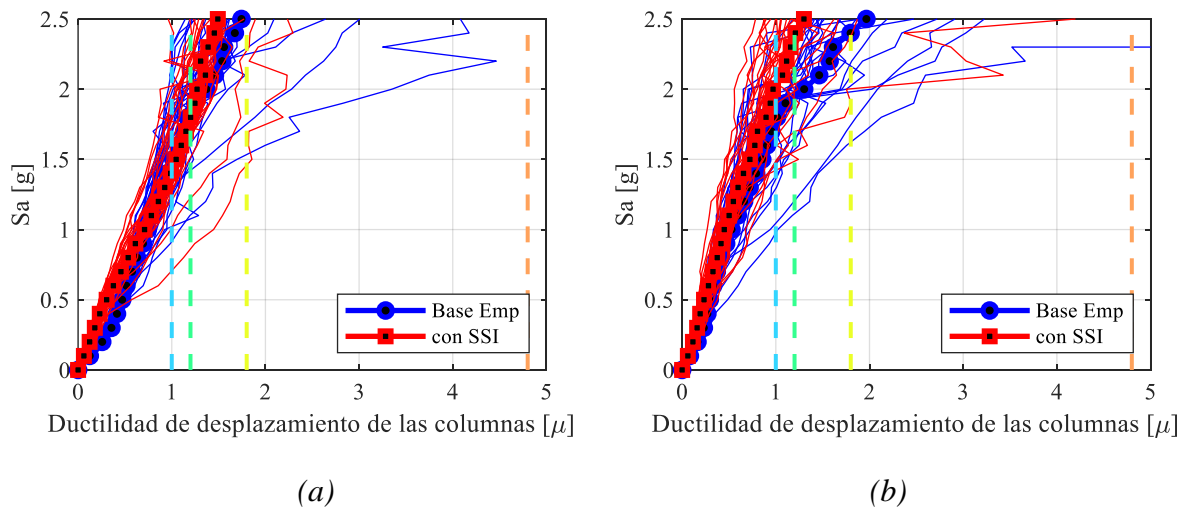


Figura 98 Curvas IDA para ductilidad en columnas, comparando Condición Base empotrada y con SSI, utilizando FSB en la modelación de los elastómeros, dirección longitudinal (a) y transversal (b).

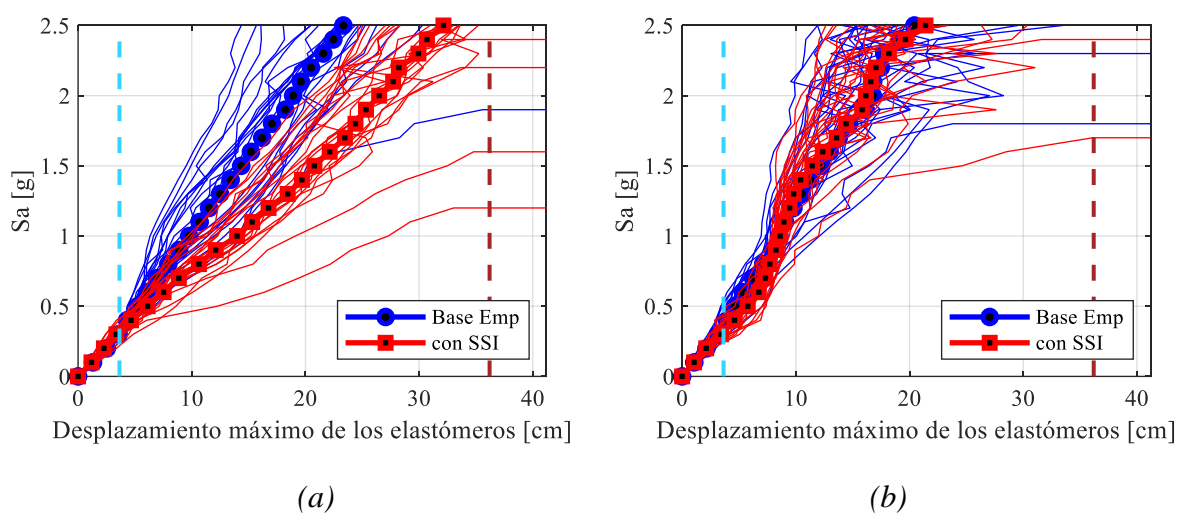


Figura 99 Curvas IDA para desplazamiento máximo relativo en elastómeros, comparando Condición base empotrada y con SSI, utilizando FSB en la modelación de los elastómeros, dirección longitudinal (a) y transversal(b).

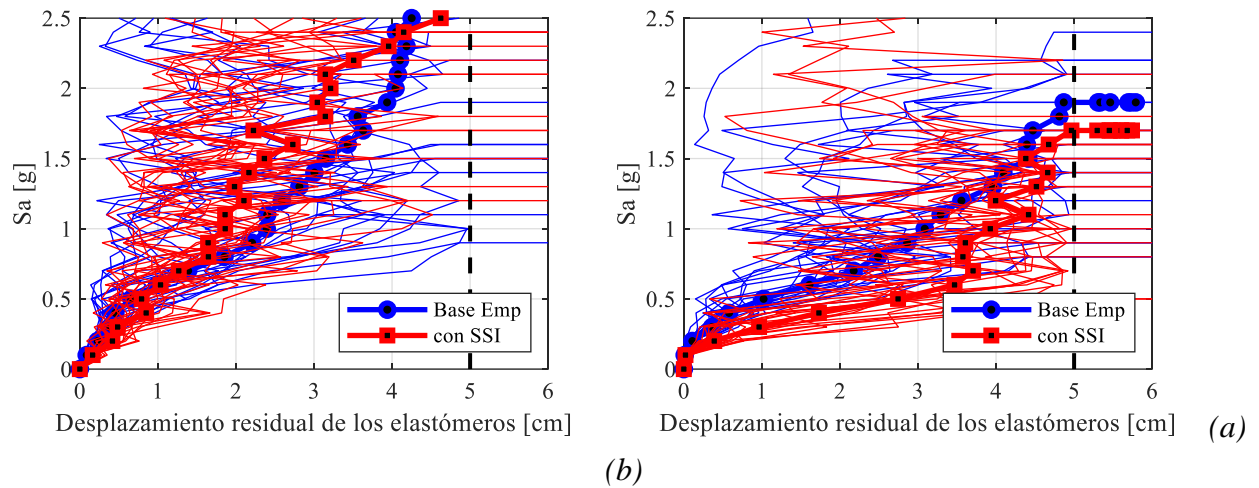


Figura 100 Curvas IDA para desplazamiento residual en elastómeros, comparando Condición base empotrada y SSI, utilizando FSB en la modelación de los elastómeros, dirección longitudinal (a) y transversal (b).

Se puede ver en las figuras anteriores que, en general se mantiene la tendencia mostrada para el caso con elastómeros modelados con Steel01, es decir que en el modelo con SSI se tienen menores demandas de ductilidad de desplazamiento en las columnas, y en los elastómeros se obtienen mayores deformaciones en comparación con el modelo con base empotrada. Sin embargo, se puede observar que, al modelar los elastómeros con FSB, las diferencias entre el modelo con base empotrada y con SSI son menores a cuando se utiliza Steel01. Esto se puede ver mejor al comparar la modelación con Steel01 y FSB, dejando fija la condición base empotrada y la condición con SSI, como se muestra a continuación.

En las siguientes figuras, Figura 101 a Figura 104 se muestran las curvas IDA para la ductilidad en columnas y para la deformación máxima relativa en elastómeros, comparando los resultados obtenidos para la modelación de los elastómeros con Steel01 y con el elemento FSB, dejando fijo la condición de apoyo. Al observar las curvas IDA de la Figura 101 y Figura 102, se puede observar que la demanda de ductilidad de desplazamiento en las columnas disminuye para el caso con FSB en relación con la modelación con Steel01, tanto para la condición base empotrada como con SSI. Sin embargo, se aprecia que las curvas son similares, especialmente para la condición con SSI en que las curvas se ven muy parecidas, apreciándose diferencias a partir de intensidades de 1,5 g.

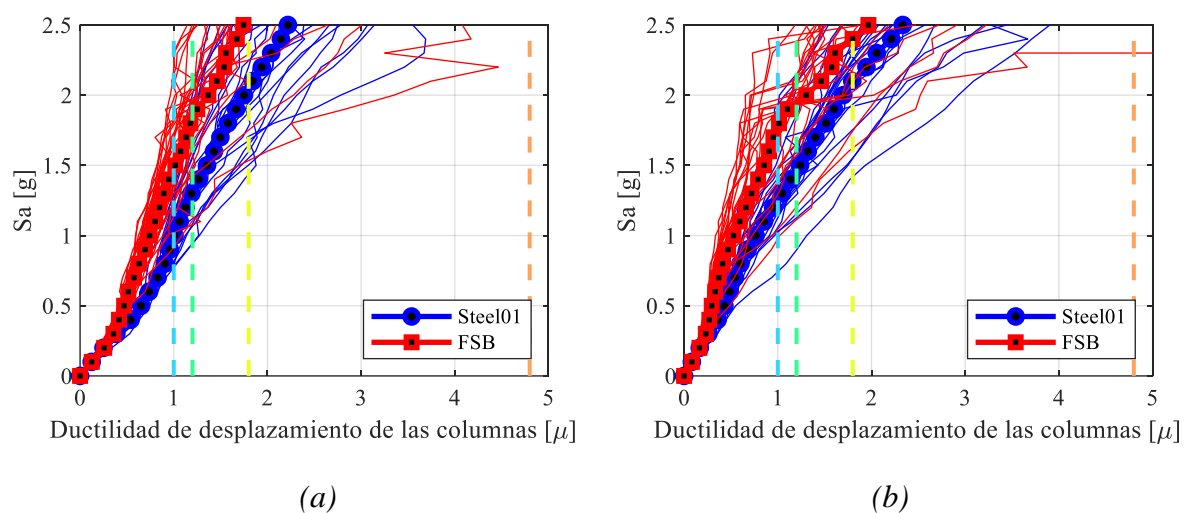


Figura 101 Curvas IDA para ductilidad en columnas, comparando Steel01 y FSB, fijo condición Base empotrada, dirección longitudinal (a) y transversal (b).

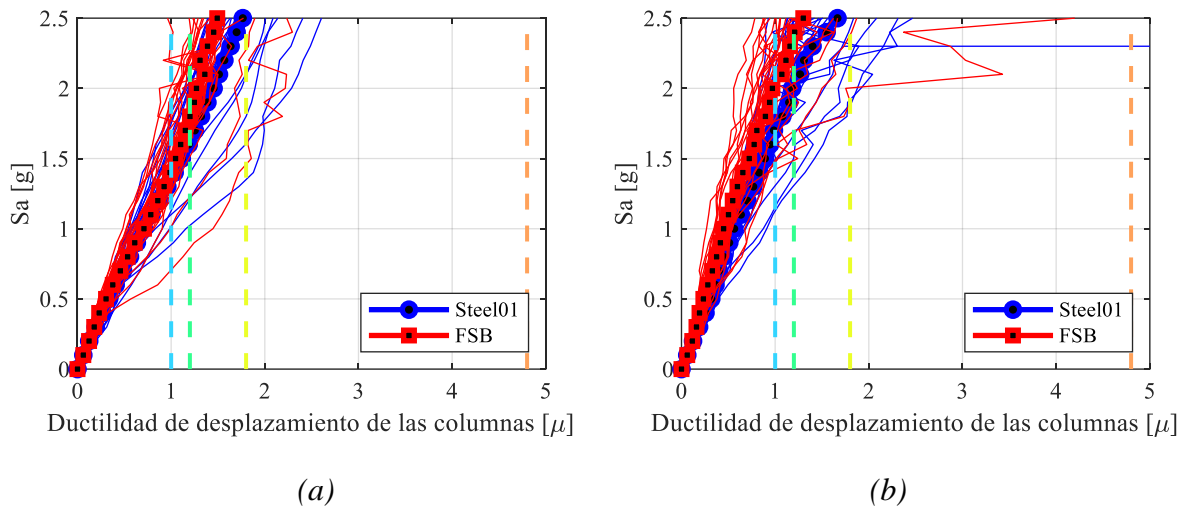


Figura 102 Curvas IDA para ductilidad en columnas, comparando Steel01 y FSB, fijo condición con SSI, dirección longitudinal (a) y transversal (b).

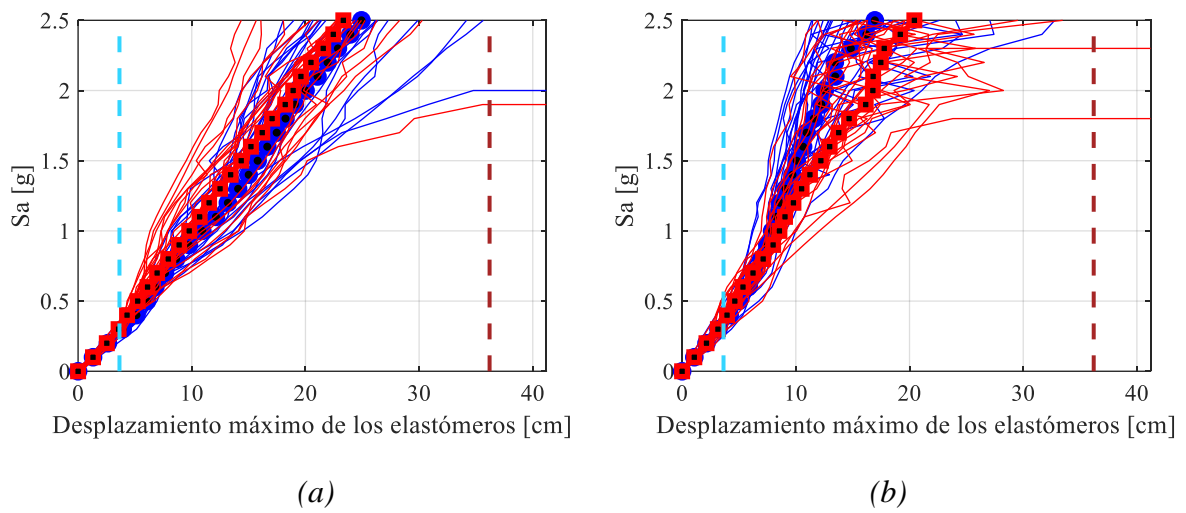


Figura 103 Curvas IDA para desplazamiento máximo relativo en elastómeros, comparando Steel01 y FSB, fijo Condición base empotrada, dirección longitudinal (a) y transversal (b).

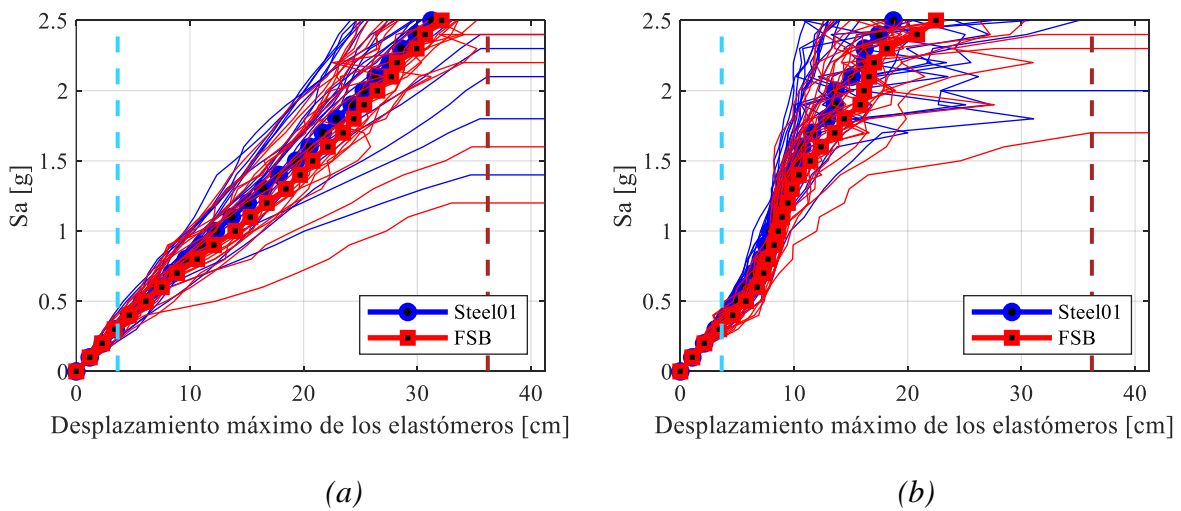


Figura 104 Curvas IDA para desplazamiento máximo relativo en elastómeros, comparando Steel01 y FSB, Fijo Condición SSI, dirección longitudinal (a) y transversal (b).

Por su parte, en la Figura 103 y Figura 104, se aprecian las curvas IDA para el desplazamiento máximo relativo de los elastómeros en que se observa que al usar FSB en la modelación de los elastómeros se obtienen mayores deformaciones. Sin embargo, las curvas en general son muy

parecidas, para ambos modelos de condición de apoyo, es decir para modelo con base empotrada y con SSI.

Por lo tanto, en esta primera parte de la presentación de resultados de las curvas IDA, es importante destacar algunos aspectos como que el efecto de la incorporación del suelo en el modelo actúa como un elemento disipador de energía, atenuando las fuerzas que se transmiten hacia las columnas, pero por otro lado, se aumentan los desplazamientos máximos en los elastómeros debido a un aumento en los desplazamientos del suelo, que genera mayores desplazamientos superiores. Pese a lo anterior, se pudo apreciar menores deformaciones residuales de los elastómeros para la modelación con SSI, en comparación con la modelación con base empotrada, lo que significa una menor incursión no lineal de los elastómeros, cuando se utiliza la condición con SSI.

En general, al comparar la modelación de los elastómeros, utilizando el elemento FSB y el elemento Steel01 con las curvas IDA, se pudo apreciar que los resultados con ambas modelaciones indican que el puente Águila Norte tiene un buen comportamiento frente a la sollicitación de grandes terremotos, tanto en las demandas de ductilidad de desplazamientos de las columnas, como en los desplazamientos máximos relativos y residuales de los elastómeros, lo cual es consecuente con el daño visualizado en terreno, lo que se puede apreciar en las fotografías, en que, si bien se advierte deformación residual en elastómeros, se puede estimar visualmente que ésta es de algunos centímetros, lo cual sería acorde a los resultados obtenidos en este y en los capítulos anteriores. En la Figura 105 y Figura 106 se muestra fotos de los elastómeros corresponde a los estribos, y en la Figura 107 se muestra la cepa 2, en que se puede ver que las barras sísmicas se mantienen bastante rectas y los topes externos no presentan ningún daño visible, lo que permite suponer que los elastómeros de esta cepa no presentaron grandes deformaciones residuales. Lo anterior permite ratificar que ambas modelaciones, con Steel01 y con FSB permiten tener resultados confiables.



Figura 105 Foto de elastómero en Estribo poniente.



Figura 106 Foto de elastómero en Estribo oriente.



Figura 107 Foto de Detalle de la cepa 2.

8.1.3.- Efecto de los topes sísmicos en la respuesta del puente.

En esta parte del trabajo se presenta compara un modelo del puente con topes externos sísmicos, como los casos mostrados anteriormente, con otro modelo que no tiene topes sísmicos, con el propósito de estudiar los efectos en la estructura que esto genera, y el posible aumento de vulnerabilidad del puente cuando se prescinde de este elemento, tal como se mencionó también al inicio de este capítulo.

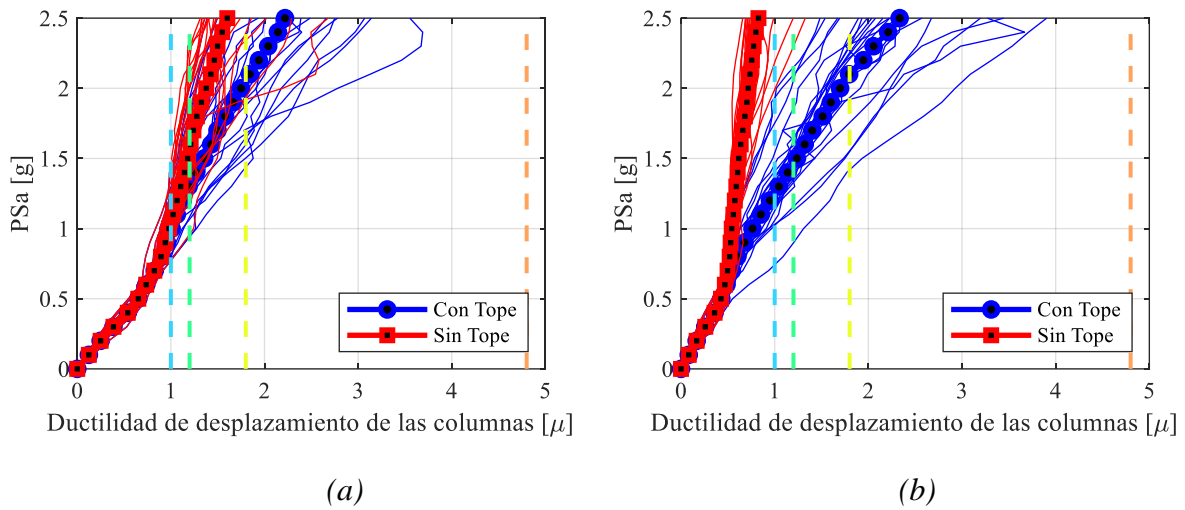


Figura 108 Curvas IDA para ductilidad en columnas, modelo con y sin tope, Fijo Condición base empotrada, dirección longitudinal (a) y transversal (b).

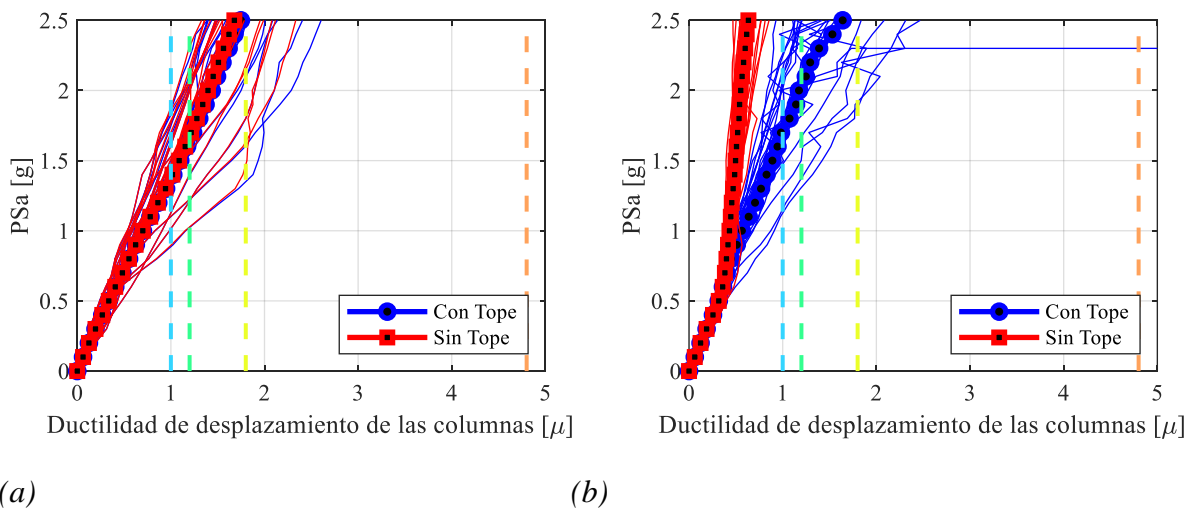


Figura 109 Curvas IDA para ductilidad en columnas, modelo con y sin tope, Fijo Condición con SSI, dirección longitudinal (a) y transversal (b).

En la Figura 108 y Figura 109 se muestran las curvas IDA para la ductilidad en columnas para los modelos con y sin tope, dejando fijo la condición base empotrada y con SSI, respectivamente. En ambas figuras se aprecia claramente que el modelo sin tope tiene menor ductilidad en las columnas, esto dado que la fuerza que se transmite a las columnas es menor. Se puede ver que, para la dirección longitudinal, la diferencia entre ambos casos, con y sin tope no es importante, sobre todo el caso para la condición con SSI, lo cual es esperable pues los tope no actúan en la dirección longitudinal, sino en la dirección transversal. Para el caso base empotrada, Figura 108, se observan diferencias a partir de 1,5 g, las cuales aumentan a medida que aumenta el valor de S_a , pero para valores bajos de S_a , se observa que las curvas son iguales. En la dirección transversal, se aprecian importantes diferencias a partir de 0,8 g aproximadamente en los valores de S_a , dado que al no existir tope, cuando desliza el elastómero no tiene la restricción lateral que le impone el tope, por lo que hay un menor traspaso de las fuerzas hacia las columnas, lo que da como resultado una menor ductilidad de desplazamiento en columnas. Otro detalle importante es que, para el modelo sin tope, dirección transversal, se aprecia que los valores de ductilidad de desplazamiento son menores a 1,0, valor en que se produce la fluencia de las columnas, por lo que, al no existir tope, las columnas se mantienen en el rango lineal y los elastómeros son los que reciben más fuerzas, por lo que se espera que la demanda sobre los elastómeros sea mayor, lo cual se puede observar en las figuras siguientes.

En la Figura 110 y Figura 111 se muestra el desplazamiento máximo relativo de los elastómeros obtenido de la respuesta de los dos modelos, con y sin topes sísmicos, dejando fijo la condición base empotrada y con SSI.

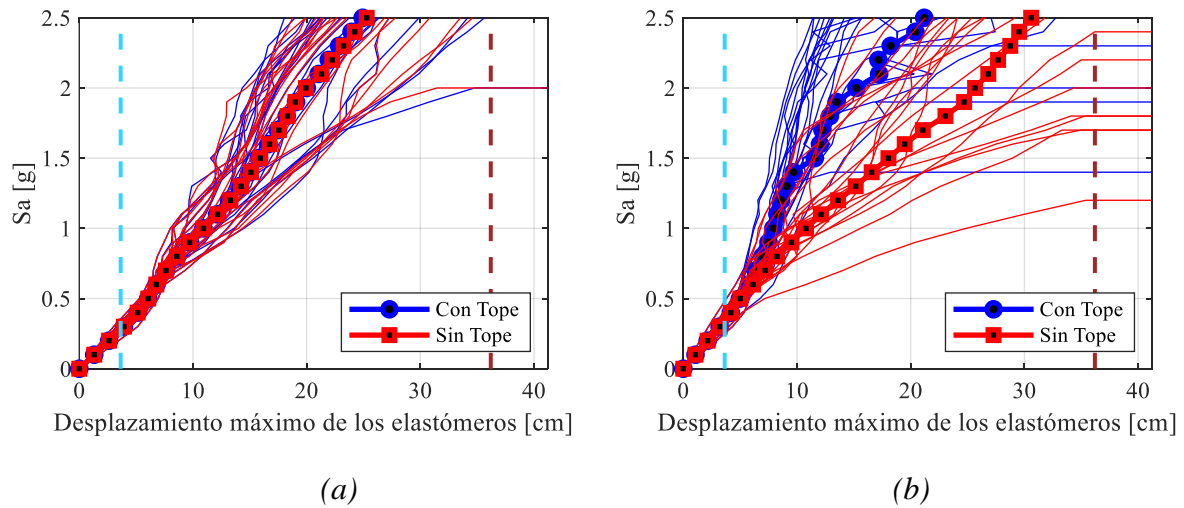


Figura 110 Curvas IDA para desplazamiento máx. relativo en elastómeros, modelo con y sin tope, Fijo Condición base empotrada, dirección longitudinal (a) y dirección transversal (b).

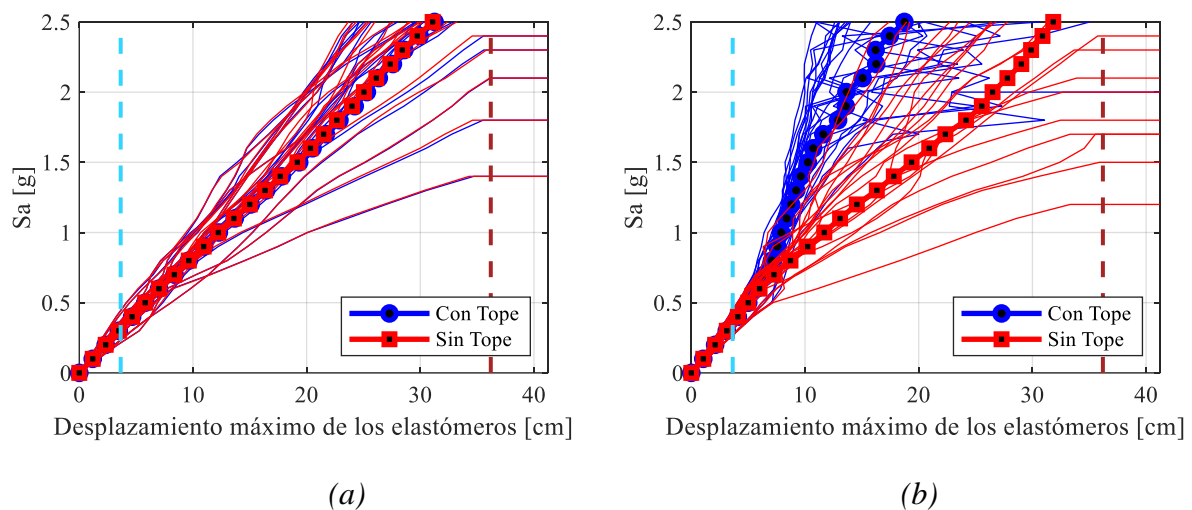


Figura 111 Curvas IDA para desplazamiento máx. relativo en elastómeros, modelo con y sin tope, fijo condición SSI, dirección longitudinal (a) y dirección transversal (b).

Se puede apreciar en estas figuras que los desplazamientos máximos alcanzados en la dirección transversal, en los modelos sin tope son mucho mayores que los correspondientes al modelo con tope. Esto se aprecia desde tempranos valores de S_a , desde 0,5 g, indicando la importancia del tope en el control de desplazamientos trasnversales excesivos, sobre todo para altos valores de S_a . Pese a lo anterior, para ningún valor de S_a los valores promedio de las curvas llegan al estado límite de colapso, lo que confirma el buen comportamiento observado del puente en los últimos terremotos ocurridos. En la dirección longitudinal se aprecia que no hay diferencias en las curvas IDA para los casos con y sin tope, dado que el tope no opera en este dirección, lo cual es un resultado esperado y consecuente con la modelación del puente.

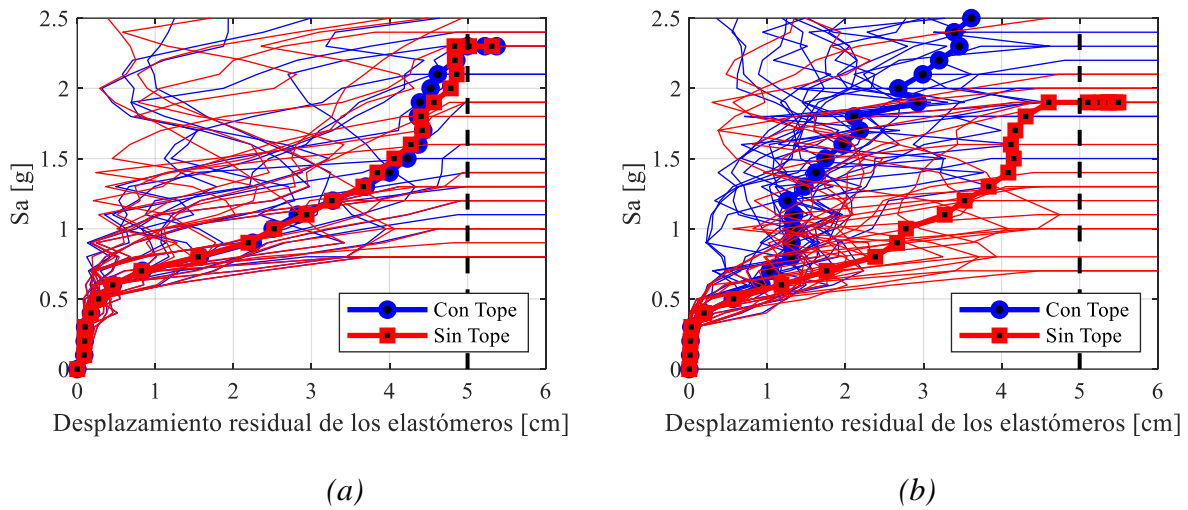


Figura 112 Curvas IDA para desplazamiento máx. relativo en elastómeros, modelo con y sin tope, Fijo Condición base empotrada. dirección longitudinal (a) y dirección transversal (b).

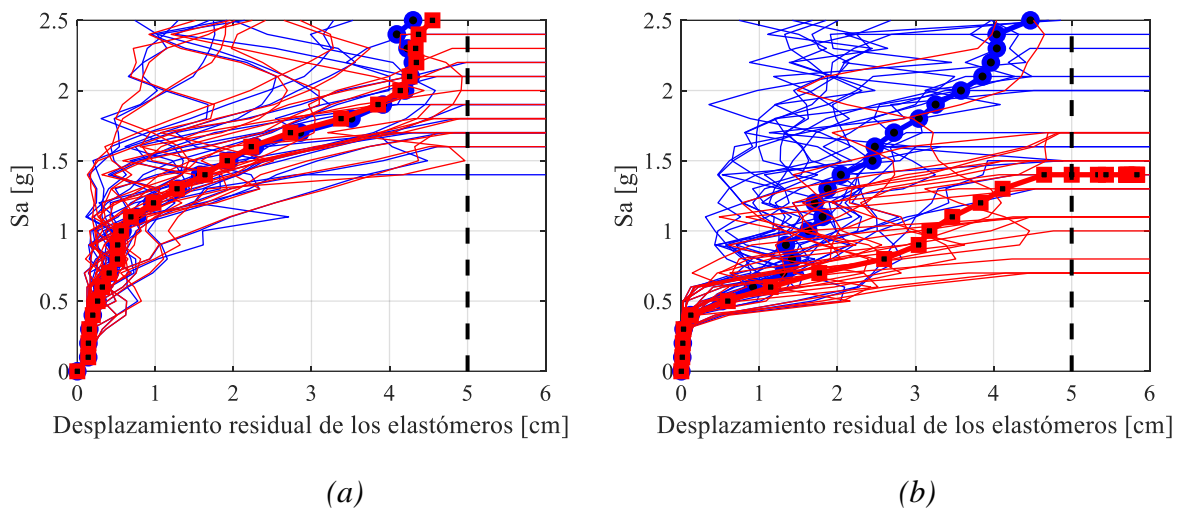


Figura 113 Curvas IDA para desplazamiento máx. relativo en elastómeros, modelo con y sin tope, Fijo Condición SSI, dirección longitudinal (a) y dirección transversal (b).

En la Figura 112 y Figura 113 se muestra la deformación residual en los elastómeros de la cepa 2 comparando la respuesta para el modelo con y sin tope, en condiciones de apoyo empotrado y con SSI. Se puede ver que en ambas figuras, para la dirección longitudinal, no hay diferencias entre las curvas IDA con y sin tope, como consecuencia de que el tope sólo opera en la dirección transversal. Respecto de la dirección transversal, se puede apreciar que para el caso sin tope, la curva IDA de la deformación residual del elastómero es mucho menos inclinada que la curva del modelo con tope, lo cual significa que se alcanzan altas deformaciones residuales en sismos de mediana a alta intensidad, alcanzando valores de deformación que sobrepasan los 5 centímetros, límite considerado para que el elemento sea reemplazado, según los criterios de la Dirección de Vialidad. Lo anterior ocurre a valores de S_a de 1,9 g para el modelo con base empotrada, y a 1,4 g para el modelo con SSI. Esto significa que, si este puente no tuviera tope externo, la deformación residual en elastómeros sería importante, debiendo recurrir a la reparación en puentes para sismos de mediana a fuerte intensidad. Si bien no significa un daño que genere colapso, es un daño importante en el elemento y que requiere su reparación, lo cual tiene un alto costo por la dificultad del reemplazo de los elastómeros. Esto ratifica la importancia de la existencia de los topes sísmicos en puentes pues limitan el daño a otros componentes que son más difíciles de reparar, como es el caso de los elastómeros.

En consecuencia, se ha visto la importancia de la existencia de los topes sísmicos en el diseño de puentes, pero es muy razonable preguntar qué tanto afecta el tipo de tope en los resultados, es decir,

cómo se modifica la respuesta frente a un tope más robusto, o frente a un tope más débil. Al respecto, se presenta en este trabajo una variación de la resistencia de los topes, aplicando un factor a los valores de resistencia de la ley constitutiva empleada y presentada en el capítulo 5, de manera de disminuir la resistencia del tope primeramente en un 50%, aplicando un factor 0,5, y amplificando la resistencia del tope aplicando un factor de 2,0, como se muestra en la Figura 114, para tener una sensibilidad en el comportamiento del puente frente a topes más robustos o más débiles.

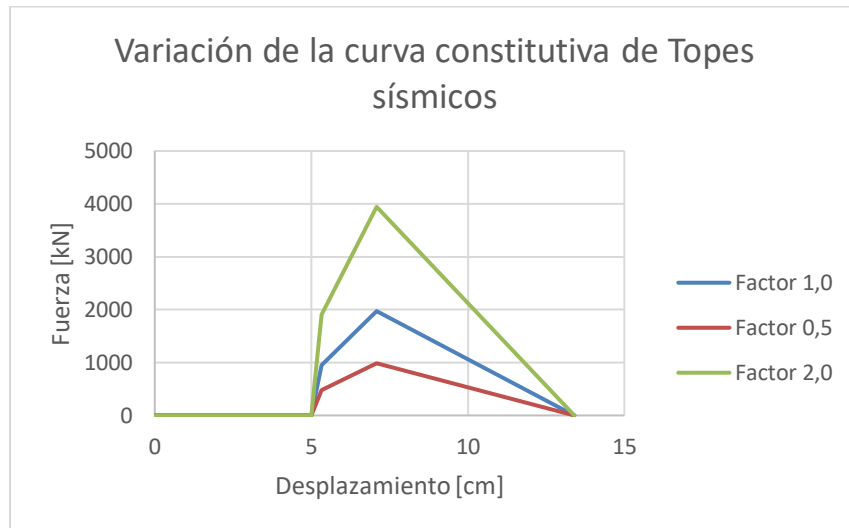


Figura 114 Variación de curva constitutiva de topes sísmicos

En la Figura 115 a Figura 120 se muestran los resultados para los tres EDPs considerando un modelo con la resistencia de los topes disminuida al 50% (curva en rojo), y otro con la resistencia de los topes aumentada al doble, es decir, con un factor aplicado de 2,0 (curva en verde), considerando como situación fija, la condición de apoyo empotrado, y la condición con SSI. También se ha incorporado la condición de la resistencia del tope sin factor (curva azul), para facilitar la comparación. Se incorpora solamente la dirección transversal, dado que en la dirección longitudinal no opera el tope sísmico, y como se ha visto, las curvas obtenidas para este dirección son prácticamente iguales.

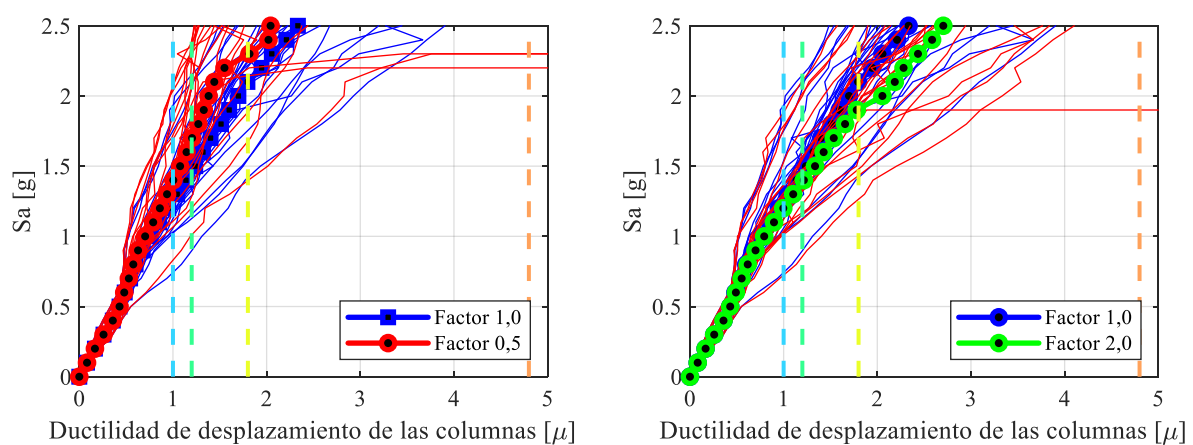


Figura 115 Curvas IDA para ductilidad en columnas, tope con factor 1, 0,5 y 2,0. Fijo Condición base empotrada.

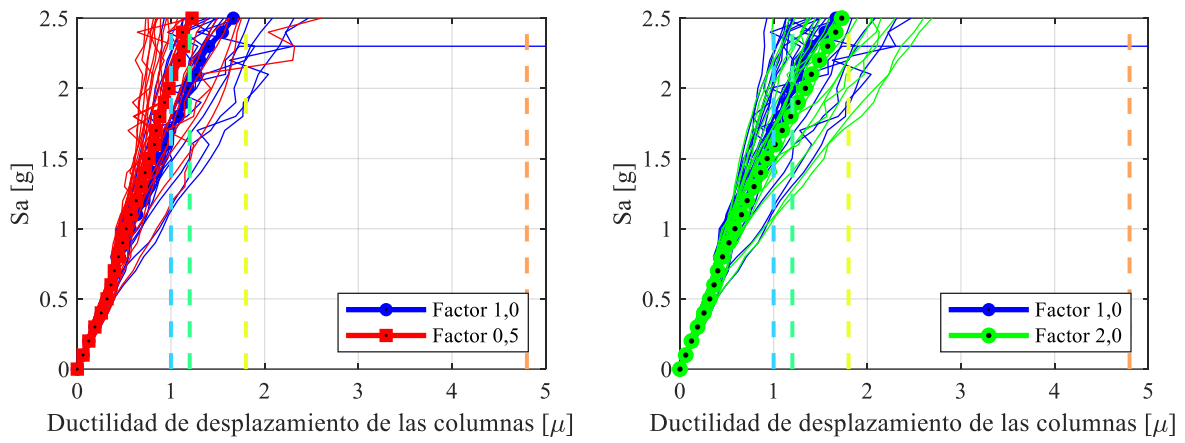


Figura 116 Curvas IDA para ductilidad en columnas, tope con factor 1, 0,5 y 2,0, Fijo Condición con SSI.

Primeramente, es posible observar en la Figura 115 y Figura 116, que la demanda de ductilidad requerida en las columnas aumenta en la medida que aumenta la resistencia del tope, lo cual es esperable debido a que mientras más oposición presente el tope al desplazamiento del tablero, más fuerzas se traspan a las columnas. Sin embargo, es posible ver que pese a un aumento al 100% de la resistencia de los topes no es tanto el aumento de ductilidad requerida, siendo las curvas para factor 1,0 y 2,0 casi iguales. Solamente en valores de Sa altos, sobre 2g, es posible advertir diferencias un poco mayores.

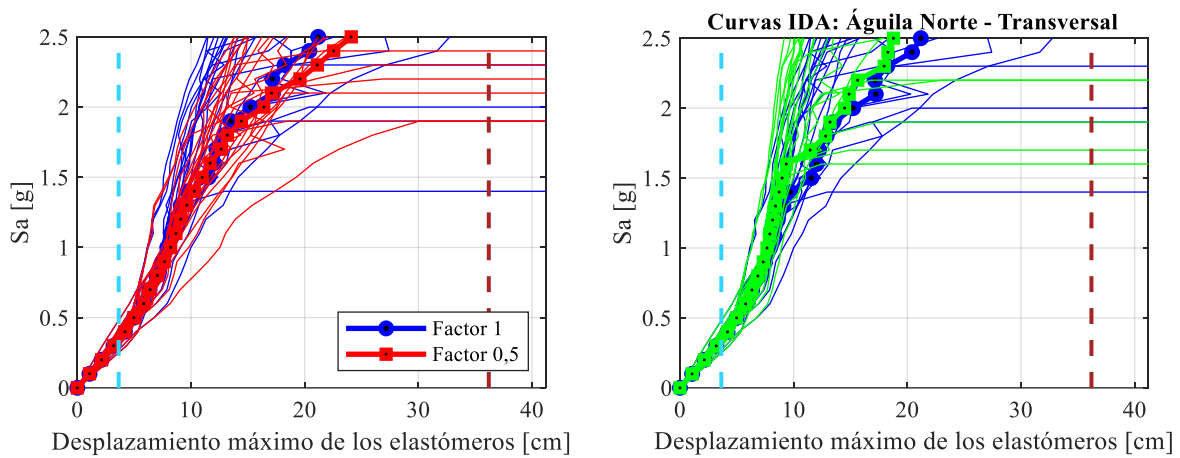


Figura 117 Curvas IDA para desplazamiento máx. relativo en elastómeros, tope con factor 1, 0,5 y 2,0, Fijo Condición base empotrada.

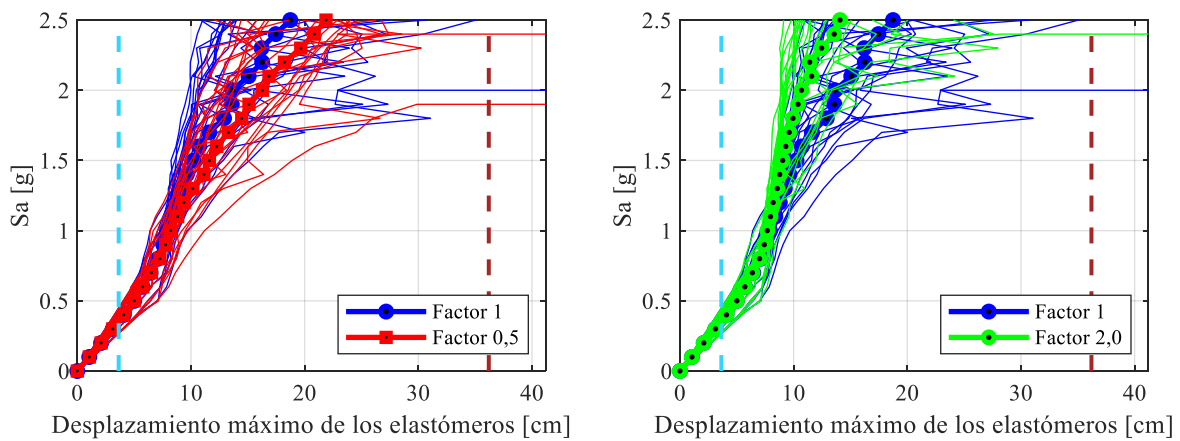


Figura 118 Curvas IDA para desplazamiento máx. relativo en elastómeros, tope con factor 1, 0,5 y 2,0 Fijo Condición con SSI.

En la Figura 117 y Figura 118, se observa el desplazamiento máximo relativo en los elastómeros, aplicando los factores señalados, para la condición de base empotrada y con SSI, respectivamente. En estas figuras se advierte que al aumento de resistencia del tope genera una disminución en la deformación máxima de los elastómeros, la cual es mayor mientras mayor sea la intensidad del sismo, tanto para la condición base empotrada como para la condición con SSI. A partir de la S_a de 1,2 g ya se empiezan a notar diferencias. Sin embargo, tampoco se aprecia una reducción importante, considerando que el aumento de la resistencia sí es de consideración, vale decir, de un 100%. Pese a lo anterior, tener topes sísmicos robustos, podría ser conveniente para limitar el desplazamiento del tablero, y con ellos las deformaciones de los elastómeros, cuyo reemplazo es más complicado y costoso.

Finalmente, en la Figura 119 y Figura 120, se tiene las deformaciones residuales aplicando los factores mencionados a los topes sísmicos, en las condiciones de apoyos empotrados y con SSI. Se puede apreciar claramente que a medida que se aumenta la resistencia del tope, la deformación residual en los elastómeros disminuye a valores más bajos, sobre todo para altas intensidades, por lo que un tope sísmico robusto podría ser importante no solo en limitar las deformaciones máximas generadas en los elastómeros, protegiendo así la caída del tablero, sino también en proteger la integridad de los elastómeros, disminuyendo su deformación residual y alargando su vida útil, dado que el reemplazo de éstos resulta más costoso que la reparación de los topes.

Adicionalmente, es importante cuestionarse si este factor de 2,0 aplicado a la curva constitutiva de los topes, que se ha modelado con el modelo de Goel y Chopra, es posible replicar en la práctica y a qué costo. En la práctica nacional no se cuenta con ensayos de laboratorio de topes sísmicos y la experiencia que se tiene es cuando ocurren eventos que los solicitan y generan daño o incluso el colapso de puentes cómo se vio en el terremoto del Maule 2010. Las curvas constitutivas disponibles usadas en la literatura corresponden a ensayos realizados en el extranjero, y la práctica de construcción de puentes puede ser diferente, por lo que sería muy interesante establecer modelos de topes acorde a la realidad nacional.

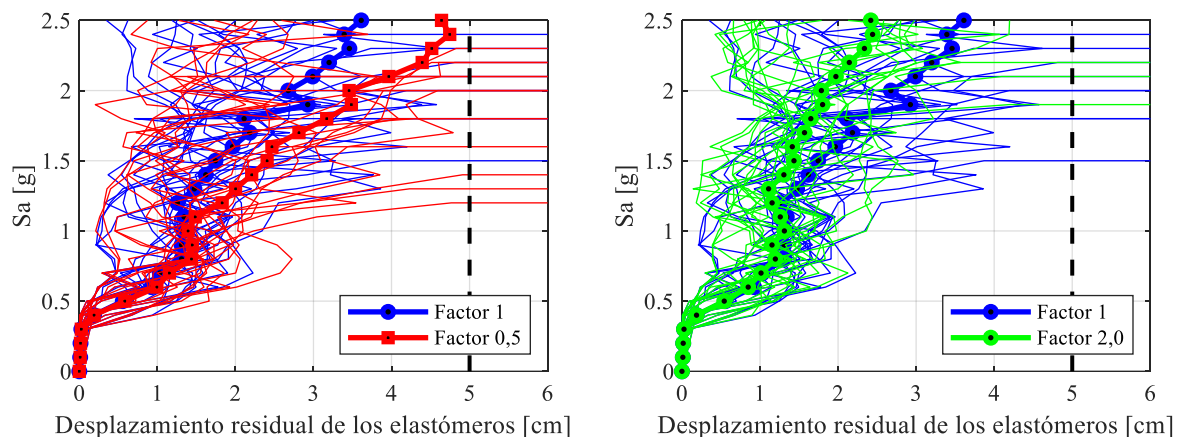


Figura 119 Curvas IDA para desplazamiento residual en elastómeros, tope con factor 1, 0,5 y 2,0, Fijo Condición base empotrada.

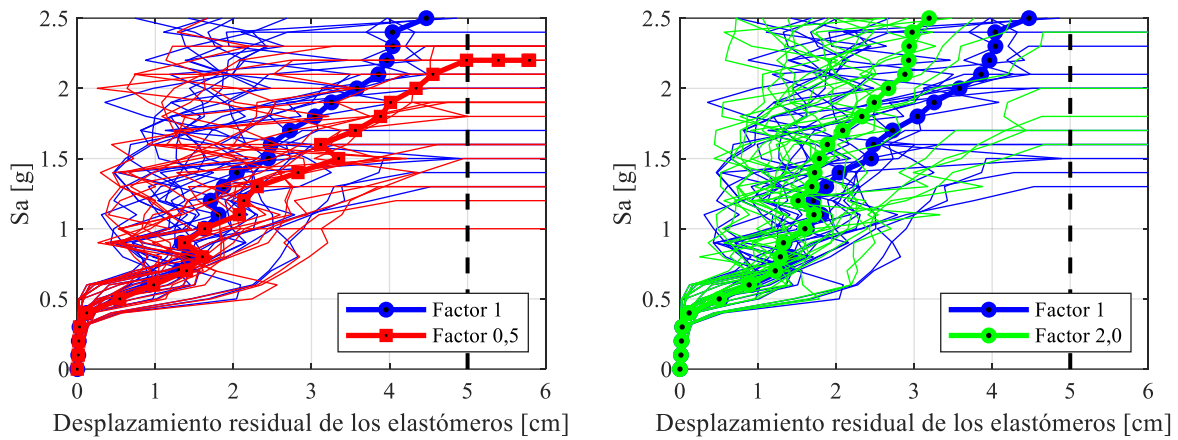


Figura 120 Curvas IDA para desplazamiento residual en elastómeros, tope con factor 1, 0,5 y 2,0, Fijo Condición modelo con SSI.

8.2.- Curvas de Fragilidad

8.2.1.- Introducción

Los puentes carreteros constituyen un elemento crucial para dar conectividad y facilitar el desarrollo de las naciones. Sin embargo, pese al desarrollo de la técnica, de la existencia de códigos y normas, y de toda la experiencia y conocimiento acumulado, se ha visto que en terremotos de gran magnitud los puentes pueden tener daño importante e incluso colapsar, como por ejemplo en Northridge 1994, Kobe 1995, Christchurch en 2011 y Chile en 2010 [1], por lo que constituyen uno de los elementos de mayor vulnerabilidad dentro del sistema de transporte [36]. Por ello desde hace varios años los investigadores se han esforzado en desarrollar técnicas que permitan estimar la vulnerabilidad de los puentes carreteros de manera que permita mitigar los daños, disminuir pérdidas económicas y humanas, efectuar las obras de mantenimiento, y priorizar las reparaciones de puentes para la optimización de los recursos. Es por ello que la evaluación de las curvas de fragilidad ha cobrado mucho interés entre los investigadores en las últimas décadas ya que provee una evaluación probabilística del riesgo sísmico de la estructura frente a la ocurrencia de sismos severos. Desde 1975, en que Whitman et al. [34] formalizaron un procedimiento para la evaluación de las curvas de fragilidad, muchas metodologías han sido formuladas en los años siguientes, y de muy variadas formas, ya que las diferencias en las metodologías de construcción de puentes, las diferentes calidades de los materiales, los distintos componentes estructurales utilizados y las diferencias en la amenaza sísmica de distintos países (incluso alguno no tienen esta amenaza y no la consideran en sus diseños) han hecho que las curvas de fragilidad tengan muy variadas metodologías, sin embargo, sus propósitos concuerdan en ser una herramienta que contribuya evaluar el riesgo sísmico para atenuar las pérdidas, mejorar la toma de decisiones pre y post ocurrencia de eventos destructivos, tomar decisiones más informadas acerca de mantenimiento, reparación y reforzamiento de puentes y así mejorar en general de la red de transporte. En la Figura 121 se muestra un esquema que muestra las distintas utilidades de las curvas de fragilidad.

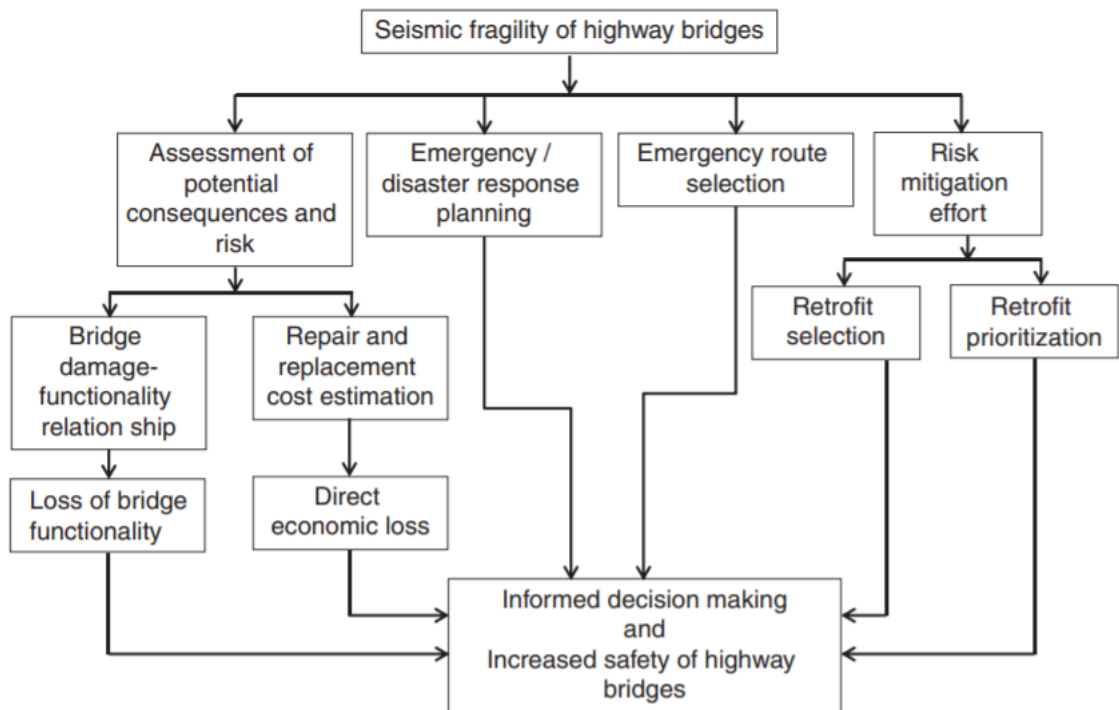


Figura 121 Diferentes aplicaciones para las curvas de fragilidad. Fuente: Billah y Alam, 2014 [74].

Los métodos de evaluación del riesgo sísmico han evolucionado desde los años 70 en adelante, siendo varios los autores que han establecido diversas metodologías fundadas en diferentes conceptos de diseño y evaluación. Con el desarrollo de los criterios de análisis basado en el nivel de desempeño sísmico, las curvas de fragilidad han evolucionado como una herramienta que describe el comportamiento de la estructura a diferentes niveles de medida de intensidad (Mackie y Stojadinovic[75]), pudiendo definirse actualmente como la probabilidad condicionada en que una estructura alcance cierto nivel de daño, dado una medida de intensidad establecida previamente. Esto puede ser expresado como:

$$Fragilidad = P[LS/IM = y] \quad \text{Ec. 92}$$

En que LS es el estado límite o DS, estado de daño del componente estructural que está siendo evaluado, IM es la medida de intensidad que se está utilizando e y es el valor de la condición realizada para esa medida de intensidad.

A partir del análisis IDA realizado anteriormente, se construyen curvas de fragilidad que representan la probabilidad que tiene para la respuesta de un elemento estructural elegido previamente, llamado parámetro de demanda ingenieril (EDP), o también indicadores de daño (DI), de exceder un estado límite de daño (LS) establecido también con anterioridad, para una intensidad de medida (IM) determinada. En el presente trabajo se consideró como EDPs la ductilidad de las columnas $\{\mu\}$, el desplazamiento máximo relativo de los elastómeros y también su deformación residual. La medida de intensidad es la aceleración espectral $\{S_d(T_n)\}$ que varía desde 0 hasta 2,5g. Como se tienen valores discretos, la probabilidad discreta de un EDP de exceder los LS para una IM dado se puede enunciar con la siguiente expresión:

$$P[DI \geq LS/IM] = n_i/N \quad \text{Ec. 93}$$

Donde, n_i corresponde al número de simulaciones de un IM dado, en que el indicador de daño DI excede el estado límite LS, y N es el número total de simulaciones [76].

Las direcciones de los EDPs longitudinal (dirección y) y transversal (dirección x) se combinaron considerando el valor máximo absoluto entre ambos, según la Ec. 93 y Ec. 94 para el desplazamiento máximo relativo y residual de los elastómeros, respectivamente, y se utiliza la raíz de la suma de los cuadrados de las ductilidades obtenidas en la dirección longitudinal y transversal, para la ductilidad absoluta de las columnas, según se muestra en Ec.95.

$$\Delta_{max} = \max \{\Delta x_{max}, \Delta y_{max}\} \quad \text{Ec. 94}$$

$$\Delta_{res} = \max \{\Delta x_{res}, \Delta y_{res}\} \quad \text{Ec. 95}$$

$$\mu = \sqrt{\mu_x^2 + \mu_y^2} \quad \text{Ec. 96}$$

En que:

Δ_{max} : desplazamiento máximo absoluto de los elastómeros

Δx_{max} : desplazamiento máximo transversal de los elastómeros

Δy_{max} : desplazamiento máximo longitudinal de los elastómeros

Δ_{res} : desplazamiento residual absoluto de los elastómeros

Δx_{res} : desplazamiento residual transversal de los elastómeros

Δy_{res} : desplazamiento residual longitudinal de los elastómeros

μ : ductilidad de desplazamiento absoluta de las columnas

μ_x : ductilidad de desplazamiento en dirección transversal de las columnas

μ_y : ductilidad de desplazamiento en dirección longitudinal de las columnas

8.2.2.- Curvas de fragilidad para la condición base empotrada y con SSI.

A continuación, se presentan las curvas de fragilidad obtenidas para los distintos casos analizados. Primeramente, se presentan las curvas de fragilidad para los tres EDP considerados, comparando la condición base empotrada con interacción suelo -estructura, utilizando la modelación Steel01 y FSB para los elastómeros.

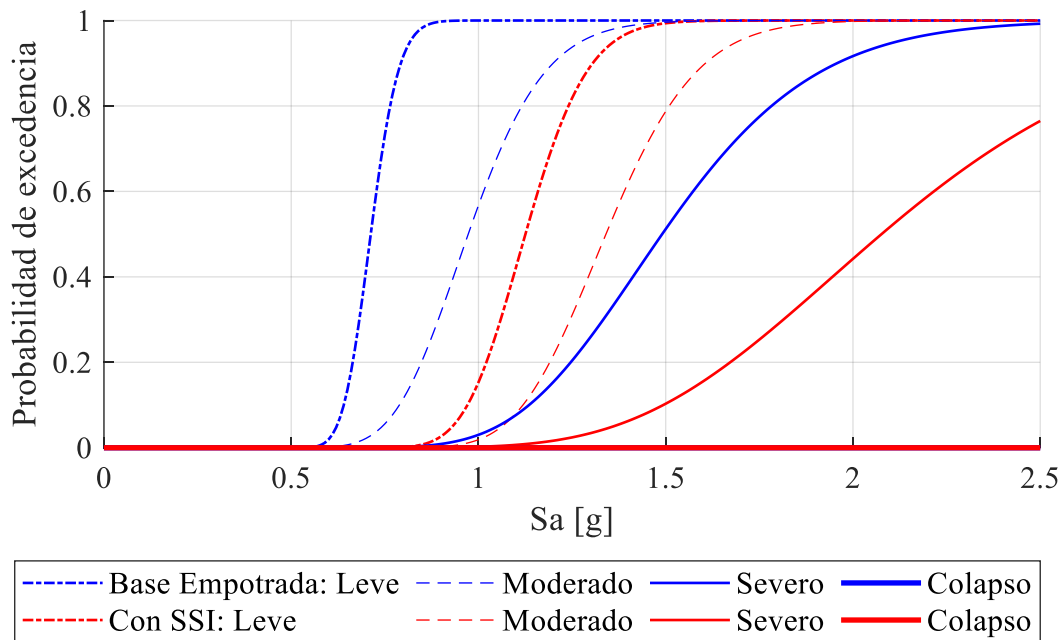


Figura 122 Curvas de fragilidad para la ductilidad en columnas, comparando la condición base empotrada y con SSI. Condición fija Steel01

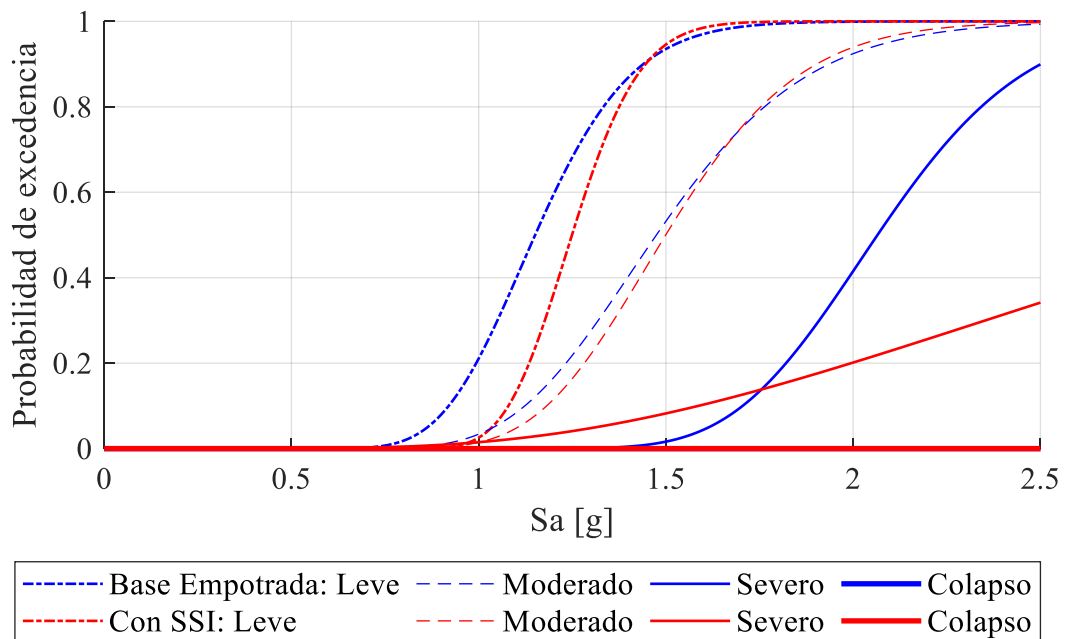


Figura 123 Curvas de fragilidad para la ductilidad en columnas, comparando la condición base empotrada y con SSI. Condición fija FSB.

En la Figura 122 y Figura 123 se aprecia las curvas de fragilidad para la ductilidad en columnas, para los estados límite definidos previamente, y se puede ver que en general, la probabilidad de falla disminuye al considerar la condición con SSI, en comparación con la condición base empotrada. Esto se debe, como se mencionó anteriormente, a que el suelo actúa como un elemento disipador y transmite menores fuerzas a las columnas, por lo que al considerar la condición con SSI se necesita una mayor intensidad del sismo para alcanzar igual probabilidad de excedencia. Este efecto es más claro al considerar la modelación de los elastómeros con Steel01, Figura 122, en comparación a la modelación con el elemento FSB, Figura 123, ya que con este elemento la probabilidad de alcanzar

los distintos estados límite aumenta, para la condición base empotrada. Es importante destacar que, en la sección anterior, cuando se analizaron las curvas IDA, y se realizó la comparación entre la condición de modelación con base empotrada y con la modelación con SSI, usando tanto Steel01 como FSB, las curvas IDA se observaron similares, con algunas diferencias. Sin embargo, aún cuando las curvas son similares, se aprecia que la cantidad de casos en que se sobrepasan cada uno de los estados de daño, son diferentes, y esto depende de la inclinación que tenga la curva IDA. Esto se aprecia más claramente para el caso de la ductilidad de desplazamiento en columnas, dado que las curvas IDA obtenidas son más erguidas. Esta situación, hace que la probabilidad de excedencia cambie para los casos de base empotrada y con SSI, y para el caso con Steel01 y con FSB, por lo tanto, esta situación afecta de mayor manera las curvas de fragilidad obtenidas para este caso.

Es importante señalar que para el estado de daño definido como severo, las curvas no llegan a 1, para todos los casos, salvo en el caso base empotrada y con elastómeros con Steel01. Igualmente se debe destacar que la condición definida como colapso no se alcanza en ninguna de las simulaciones, por lo que las curvas tienen probabilidad cero para todos los valores de las intensidades del sismo, lo que está en conformidad con la inexistencia de daños observados en las columnas del puente durante el terremoto del Maule de 2010.

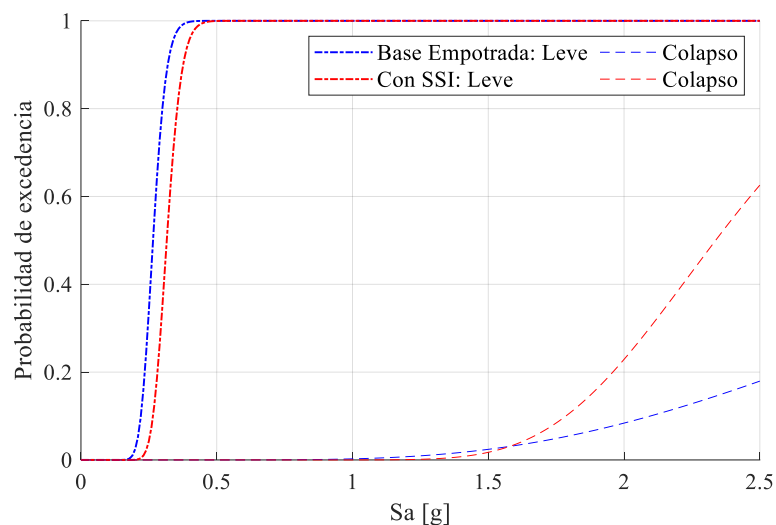


Figura 124 Curvas de fragilidad para desplazamiento máximo relativo en elastómeros, comparando la condición base empotrada y con SSI. Condición fija Steel01

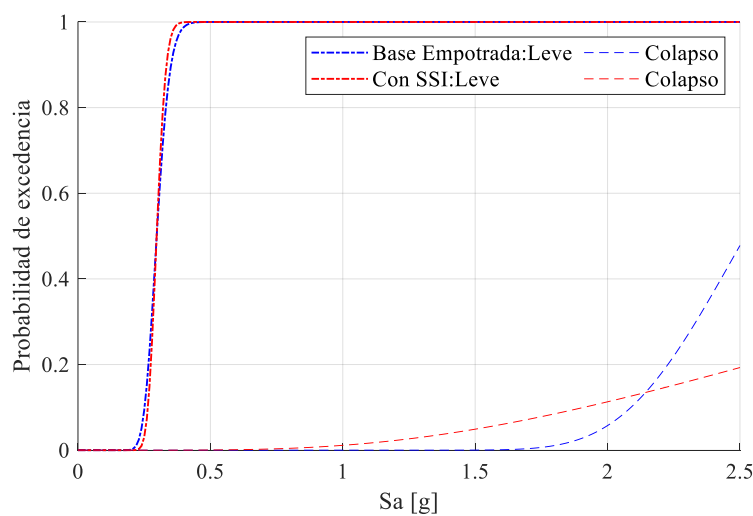


Figura 125 Curvas de fragilidad para desplazamiento máximo relativo en elastómeros, comparando la condición base empotrada y con SSI. Condición fija FSB

En la Figura 124 y Figura 125, se muestran las curvas de fragilidad para el desplazamiento relativo máximo de los elastómeros comparando la condición base empotrada y con SSI, y variando la modelación del elastómero con material Steel01, Figura 124, y con el elemento FSB, Figura 125. En estas figuras es posible apreciar que la probabilidad de alcanzar un estado límite leve, para el caso base empotrada, es mayor cuando se modela el elastómero con Steel01 que cuando se modela con FSB. Sin embargo, las probabilidades son muy similares si se modela con FSB, producto del aumento en los desplazamientos que genera esta modelación. Con relación al estado definido como colapso, este estado no se alcanza para todas las simulaciones por lo que las curvas no llegan a 1, pero se aprecia que para la modelación con Steel01, la curva de fragilidad para la condición con SSI alcanza una probabilidad máxima de 60%, aproximadamente, mientras que con la condición base empotrada se alcanza una probabilidad máxima cercana al 20%. En el caso de la modelación de los elastómeros con FSB sucede lo contrario, es decir, la curva de fragilidad para el caso base empotrada alcanza mayor probabilidad, un 50%, versus el 20% de probabilidad máxima de la condición con SSI. Por otro lado, dado que las curvas no llegan a 1 para los valores de IM utilizados, se puede decir que la vulnerabilidad de este puente es baja a una caída del tablero.

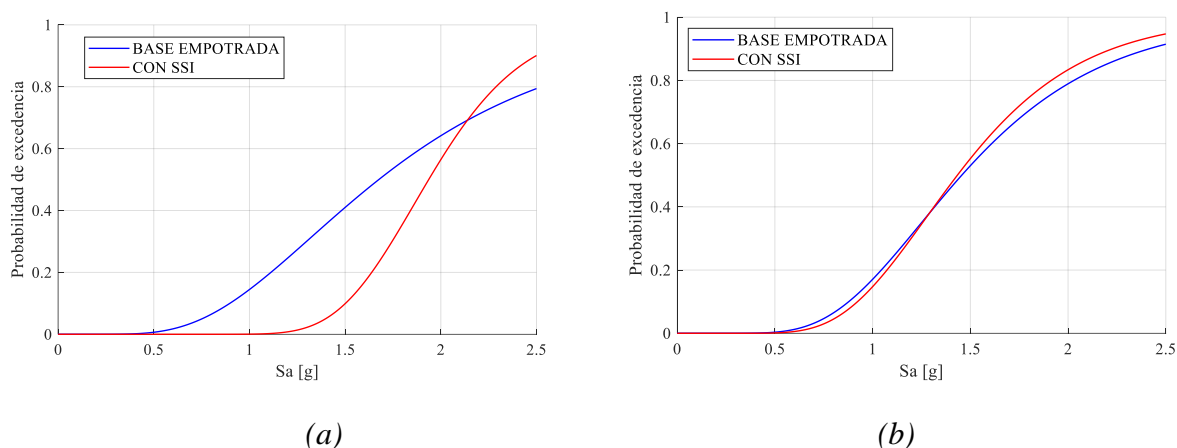


Figura 126 Curvas de fragilidad para el desplazamiento residual en elastómeros, comparando condición base empotrada con SSI. Para Steel01 (a) y FSB (b).

En la Figura 126 se muestran las curvas de fragilidad para el desplazamiento residual de los elastómeros comparando la condición base empotrada y con SSI, y variando la modelación del elastómero con material Steel01, figura (a), y con el elemento FSB, figura (b). Se puede ver que para la condición de modelación con Steel01, en general la vulnerabilidad de la condición base empotrada es mayor que la condición con SSI, en cambio para la modelación con FSB las curvas son muy similares, dado que como se mencionó con FSB se obtienen mayores desplazamientos. Se debe destacar que las curvas no llegan a uno pues no se alcanzan para todos los casos la deformación definida como daño severo, lo cual indica que este puente presenta una baja vulnerabilidad al daño permanente en los elastómeros.

Finalmente se puede comentar que las curvas de fragilidad vistas hasta ahora indican que el puente es poco vulnerable a sismos de gran intensidad y de baja ocurrencia, lo cual es concordante con los daños observados al puente ocurridos en sismos muy severos, como el ocurrido en el Maule el 2010, y que no causaron grandes de consideración en el puente analizado.

8.2.3.- Curvas de Fragilidad para los casos con tope sísmico y sin tope sísmico.

En los siguientes casos, se muestran las curvas de fragilidad obtenidas para el modelo del puente considerando la condición existente con tope sísmico y una variación del modelo considerando la

ausencia de estos topes, de manera de ver cómo aumenta la vulnerabilidad con esta variación. Esta simulación se realizó para la condición de apoyo tanto con base empotrada como con SSI.

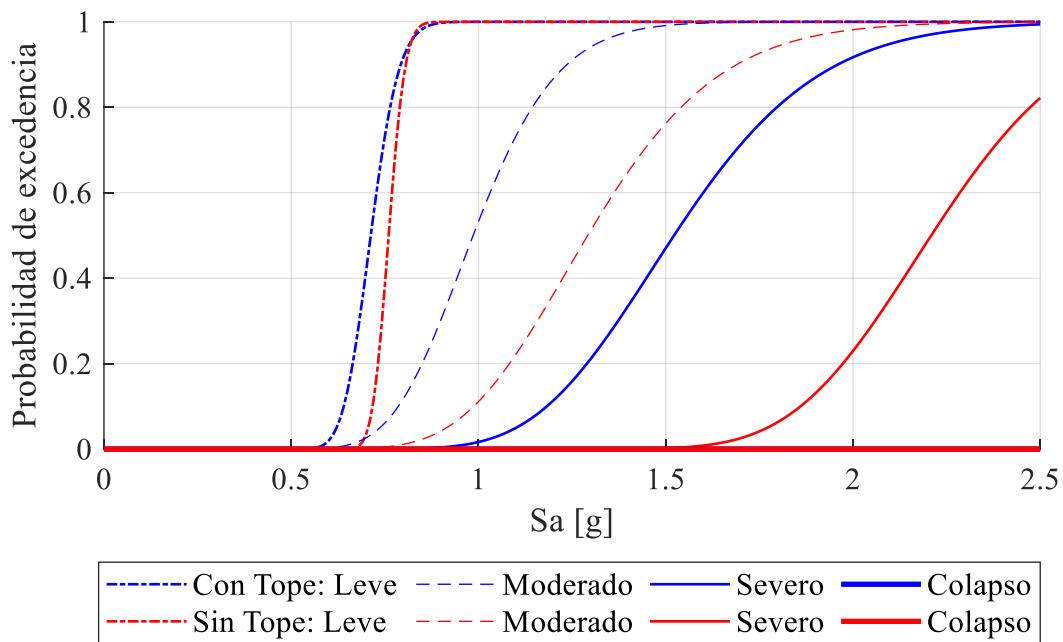


Figura 127 Curvas de fragilidad para ductilidad en columnas, para modelo con tope sísmico y sin tope, condición base empotrada.

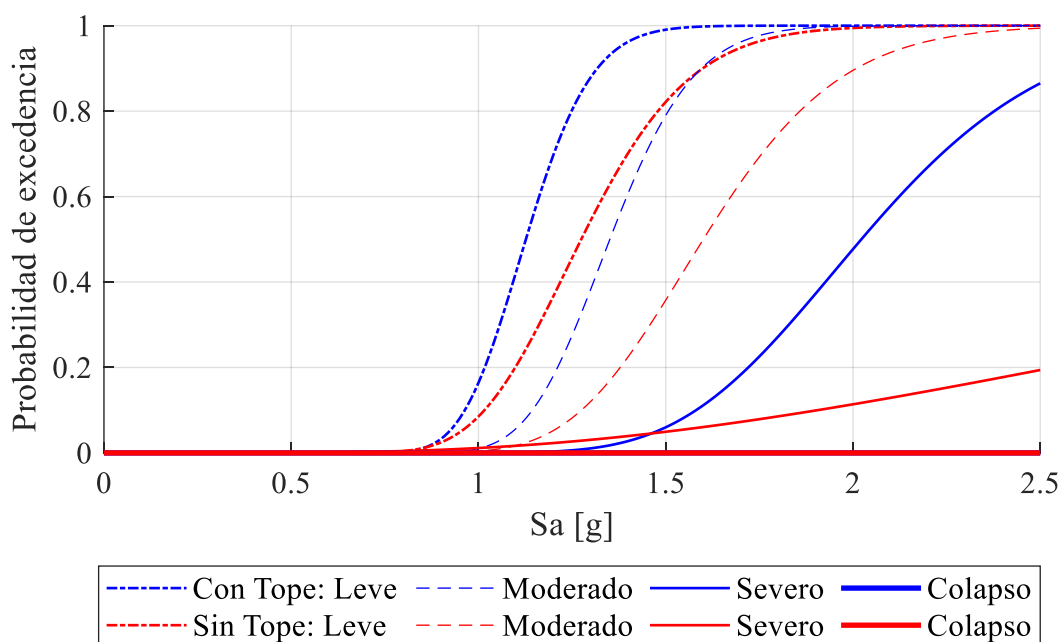


Figura 128 Curvas de fragilidad para ductilidad en columnas, para modelo con tope sísmico y sin tope, condición con SSI.

En la Figura 127 y Figura 128 se muestra la ductilidad en columnas comparando un modelo con tope sísmico y un modelo sin topes sísmicos, para la condición de apoyo con base empotrada y con SSI, respectivamente. En ambas figuras se aprecia que las curvas de fragilidad del modelo sin tope están siempre a la derecha del modelo con tope, indicando que hay una menor probabilidad de tener daño en las columnas cuando no se utilizan topes externos, tanto para la condición base empotrada como para la condición con SSI. También se puede ver que el puente presenta bajas probabilidades

de falla frente a sismos de gran intensidad, incluso en la condición sin tope, pues para el daño severo no se alcanza al valor 1 (salvo el caso base empotrada con tope), y para el daño de colapso, la probabilidad es cero, lo cual es congruente con lo observados en terreno en las columnas del puente, las cuales no presentan ningún tipo de daño visible.

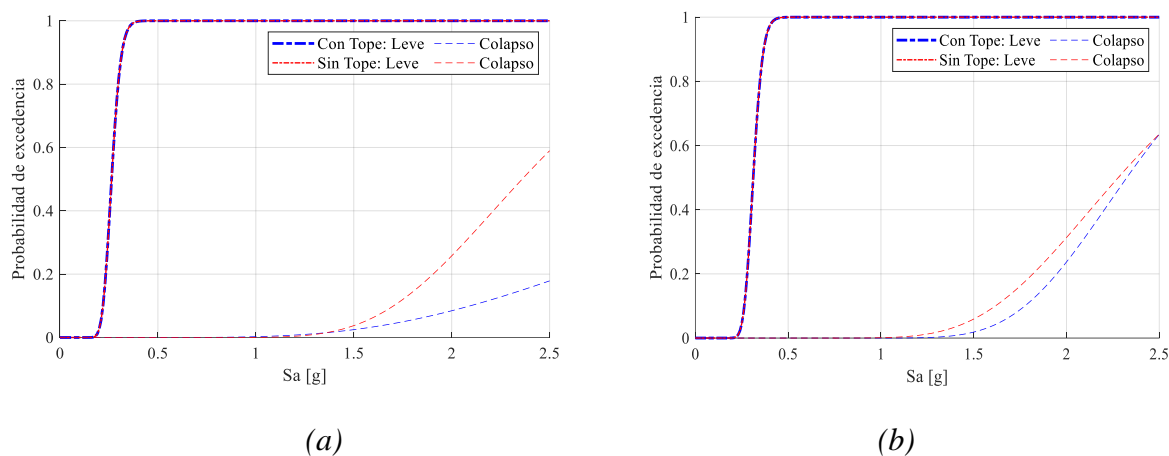


Figura 129 Curvas de fragilidad para deformación máxima relativa en elastómeros, para modelo con y sin Tope sísmico, condición Base empotrada (a) y con SSI (b)

En la Figura 129 se muestran las curvas de fragilidad para la deformación relativa máxima en elastómeros, para los modelos con tope sísmico y sin tope, con la condición de base empotrada y con SSI, respectivamente. En ambas curvas se aprecia que, para el daño leve, prácticamente no hay diferencias en los modelos con tope y sin tope, lo cual es esperable, pues antes de que el elastómero alcance la deformación equivalente al Gap entre el tope y la viga, se produce su deslizamiento, es decir, se alcanza el estado límite leve, por lo tanto, hasta este valor, la presencia del tope no afecta. Sin embargo, para el estado límite de colapso, aun cuando no se alcanza el 100% de la probabilidad en las curvas, hay un claro aumento de la probabilidad de falla para el modelo sin tope, lo que en la práctica representa la caída del tablero, por lo que hay un aumento en la vulnerabilidad de los puentes al no considerar topes sísmicos.

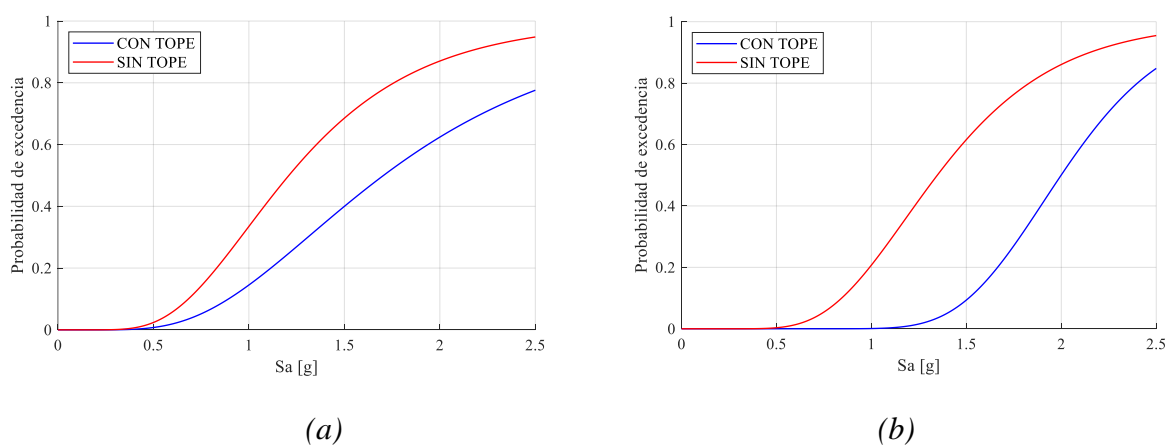


Figura 130 Curvas de fragilidad para deformación residual en elastómeros, para modelo con y sin Tope sísmico, condición Base empotrada (Izquierda) y con SSI (derecha)

Finalmente, para esta parte del trabajo, en la Figura 130 se muestran las curvas de fragilidad para la deformación residual en elastómeros, para los modelos con tope sísmico y sin tope, con la condición de base empotrada y con SSI, respectivamente. En estas figuras se observa claramente un desplazamiento de las curvas de fragilidad hacia la izquierda para ambas condiciones de apoyo indicando el aumento de vulnerabilidad del modelo sin tope sísmico, en comparación con el modelo con tope, lo que ya se ha podido evidenciar en los análisis anteriores. Si bien es cierto que no se alcanza el 100 % de la probabilidad para el daño severo para ninguna medida de intensidad

analizada, lo cual indica que en general los elastómeros tienen pocas probabilidades de daño severo definitivo en sismos de mediana intensidad, los topes sísmicos son elementos estructurales de mucha importancia para mejorar la seguridad de la estructura e integridad de sus componentes. Esta es una lección que se aprendió en el sismo en Chile, del Maule 2010.

8.2.4.- Curvas de fragilidad para variaciones de la curva constitutiva de los topes externos.

En las curvas siguientes se muestran las curvas de fragilidad, combinando los modelos en que se ha aplicado un factor a la resistencia del tope (ver Figura 114), es decir, se presentan en forma combinada los resultados para:

- Condición sin Tope externo
- Condición con tope, factor 0,5
- Condición con tope, factor 1,0
- Condición con tope, factor 2,0

En la figura 131 y 132 se muestran las curvas de fragilidad para la variación de la curva constitutiva de los topes externos, para las condiciones de modelación con base empotrada y con SSI. Se consideran 3 estados límite solamente, ya que como se vio anteriormente, la condición de colapso no se da y tiene probabilidad cero. En ambas figuras se aprecia claramente el efecto de disminuir la resistencia del tope influye en disminuir la probabilidad de altas ductilidades de desplazamiento en las columnas, debido a que como se ha deducido en varios capítulos de este trabajo, tener topes débiles, o carecer de ellos genera que no se traspasen fuerzas desde la cepa a las columnas, por lo que las columnas se mantienen con poca sollicitación. Por el contrario, topes más resistentes generan mayor traspaso de fuerzas a las columnas, aumentando la probabilidad de alcanzar daños por ductilidad de desplazamientos. En la curva 132 se aprecia el mismo efecto, aunque se puede apreciar que la disipación que el suelo tiene un efecto disipador al disminuir la probabilidad para todas las curvas, desplazándolas hacia la derecha.

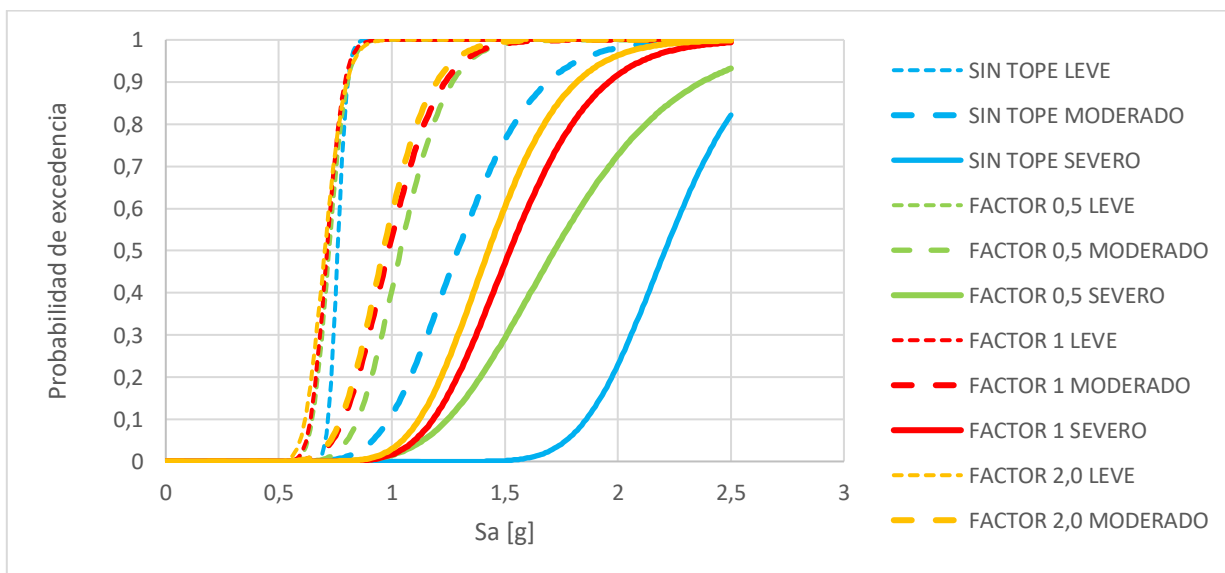


Figura 131. Curvas de fragilidad para ductilidad de desplazamientos en columnas, modelación con base empotrada

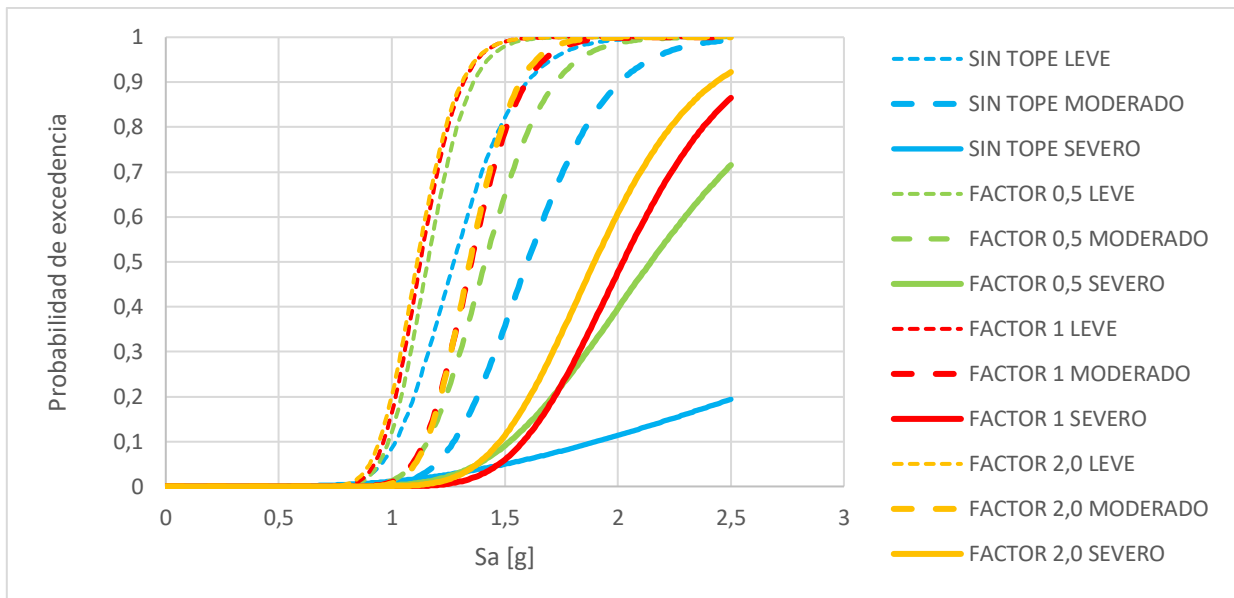


Figura 132. Curvas de fragilidad para ductilidad de desplazamientos en columnas, modelación con SSI.

En las figuras 133 y 134 se muestran las curvas de fragilidad la deformación máxima relativa de los elastómeros, para la modelación con base empotrada y para la condición con SSI, respectivamente, para el estado límite leve y de colapso. Se puede observar que todos los casos tienen una curva de fragilidad muy similar para el caso del estado límite leve, pues esta deformación se alcanza a bajas intensidades de terremoto, en prácticamente todos los casos, y la curva de fragilidad tiene una tendencia vertical, lo que indica una alta probabilidad de alcanzar este estado límite en todos los casos. En esta curva, no se alcanza a notar el efecto del tope, ya que cuando se alcanza el estado límite leve, la viga aún no ha hecho contacto con los topes y por lo tanto, éste último no aporta resistencia. Lo anterior también se obtiene para el caso con SSI, de la figura 133. Para el caso del estado límite severo, se puede ver que las curvas de fragilidad con mayor probabilidad corresponden a los casos de topes más débiles, siendo el caso con mayor probabilidad de falla, el caso sin tope, seguido del caso con tope y el de menor probabilidad el caso con tope con mayor resistencia amplificada por 2,0. No se ha mencionado el caso de factor 0,5, pues presenta una curva que no tiene el comportamiento esperado, pues parte por debajo de las demás curvas, para terminar con una probabilidad más alta que el resto de las curvas. La explicación a este caso se podría encontrar de un tema de ajuste del método de mínimos cuadrados debido a la poca cantidad de casos que alcanzan este límite de daño.

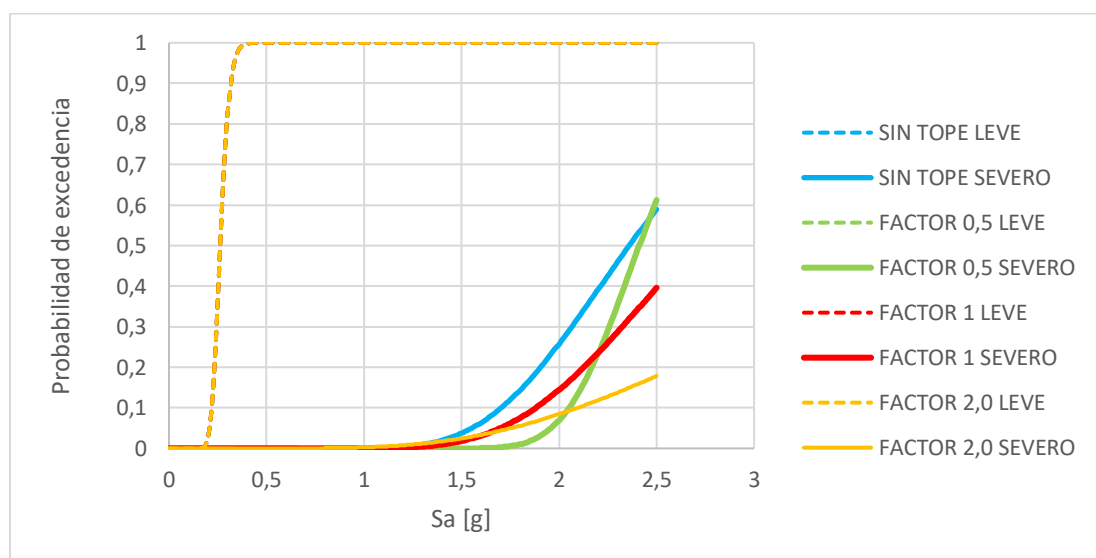


Figura 133. Curvas de fragilidad para desplazamiento máximo relativo en elastómero sur de cepa 2. Para condición base empotrada.

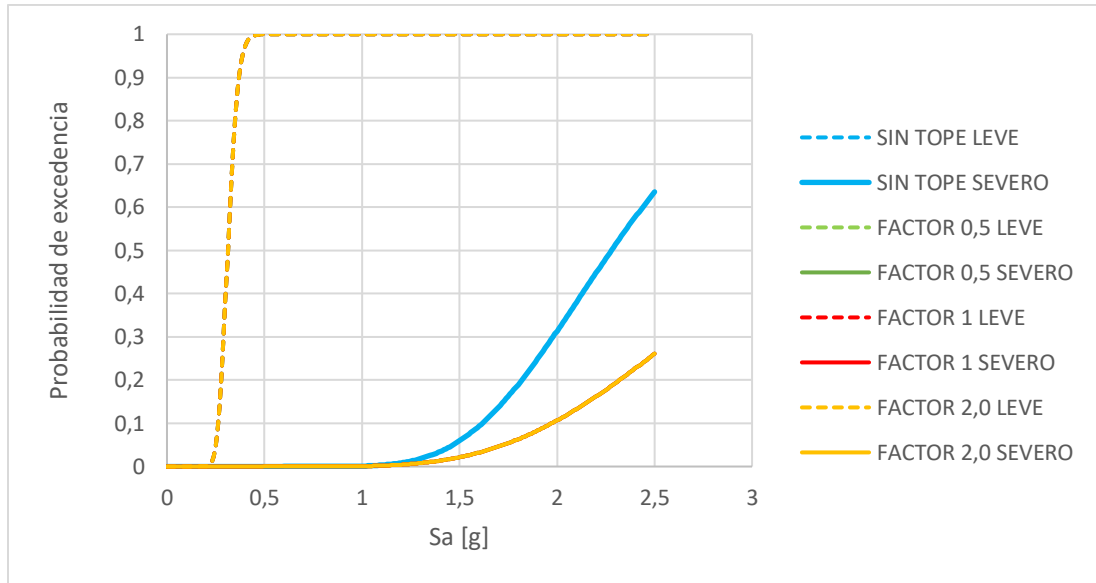


Figura 134. Curvas de fragilidad para para desplazamiento máximo relativo en elastómero sur de cepa 2, modelación con SSI.

Para el caso con modelación con SSI, se puede observar que las curvas de los factores 0,5, 1,0 y 2,0 se superponen, principalmente debido a que son pocos los casos que alcanzan este estado límite definido como severo.

Finalmente se presentan las curvas de fragilidad correspondientes al caso del desplazamiento residual obtenido en los elastómeros, presentados en las figuras 135 y 136, en las cuales aprecia una clara tendencia de las curvas a aumentar la probabilidad a medida que se tienen topes más débiles, siendo la condición más probable de tener daño, aquella en que se prescinde del tope, y por el contrario, la menos probable aquella con tope más robusto.

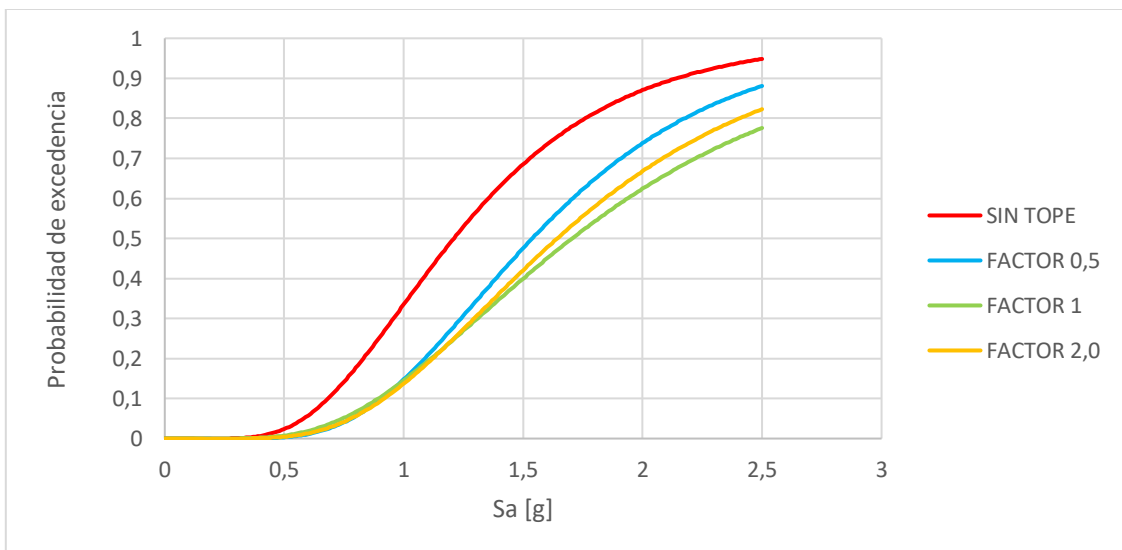


Figura 135. Curvas de fragilidad para Curvas de fragilidad para para desplazamiento residual en elastómero sur de cepa 2. Para condición base empotrada.

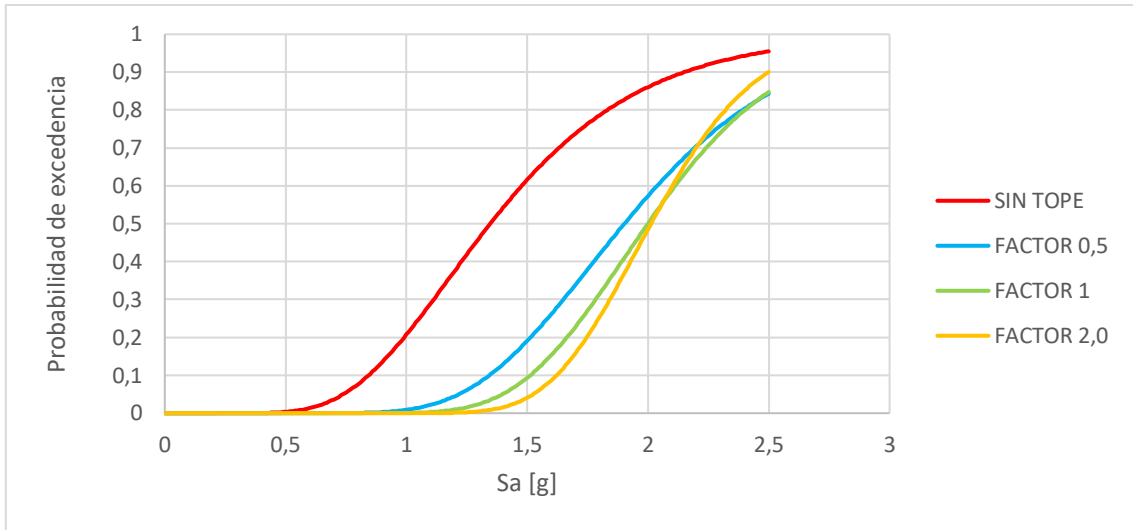


Figura 136. Curvas de fragilidad para desplazamiento residual en elastómero sur de cepa 2. Para condición con SSI.

En la primera parte de este trabajo se realizó la identificación de las propiedades dinámicas del puente Águila Norte utilizando registros obtenidos de vibraciones ambientales. Para ello, se utilizaron técnicas de identificación de sistemas como EFDD y COV-SSI, y se obtuvieron frecuencias características del puente Águila Norte. Éstas se compararon con los resultados obtenidos por el trabajo de Hernández y Contreras de la Universidad de Chile [42], pudiendo ver que los resultados fueron bastante similares, comprobándose que los métodos utilizados generan resultados confiables.

Con las frecuencias y periodos obtenidos con la identificación de sistemas, se hizo una determinación del valor de G , módulo de corte del elastómero más próximo para obtener los mismos periodos obtenidos en la identificación de sistemas, obteniéndose valores de G muy superiores al establecido al Manual de Carreteras [2], que establece un valor de G igual a 1,3 [MPa], siendo el mejor ajuste un valor cercano a los 2,8 [MPa]. La explicación a esta situación podría encontrarse en que, los módulos de corte de los elastómeros efectivamente son más altos a lo establecido en el Manual de Carreteras. Se debe tener en cuenta que el valor de 1,3 es un valor mínimo establecido en las especificaciones técnicas. Otro motivo, puede ser que las vibraciones ambientales generaron bajos desplazamientos de los elastómeros, lo que significa la parte de la curva constitutiva del elastómero más rígida, por lo que el valor del módulo de corte secante para ese rango de desplazamientos es alto, con lo que sólo se obtuvieron periodos bajos de 0,51 [s].

Por otro lado, se pudo verificar que, en ambientes de programación en ingeniería, como Matlab, existen las herramientas para desarrollar estas metodologías, que permiten utilizar métodos simples, como el método Peak Picking, pero que es importante verificar sus resultados con otros métodos para obtener valores confiables.

En los capítulos siguientes se estudió el desempeño sísmico no lineal del puente Águila Norte utilizando un modelo tridimensional que incorpore la modelación de todos los elementos estructurales y su interacción con ellos, considerando un modelo con base empotrada y otro modelo incorporando la interacción suelo estructura entre los pilotes del puente y el suelo, modelación que muchas veces no se realiza en el cálculo y diseño de los puentes, pudiendo observarse que se obtienen diferencias en el comportamiento sísmico del puente en cuanto a que se obtienen mayores deformaciones a nivel de tablero, debido a que comportamiento no lineal del suelo y su interacción con los pilotes genera deformaciones adicionales que se evidencian en más deformaciones en los elementos superiores, a diferencia de la condición base empotrada. Esto queda en evidencia al ver que los desplazamientos máximos relativos de los elastómeros aumentan al considerar la SSI. Sin embargo, el incorporar la no linealidad del suelo en la modelación, también se tiene un efecto de aislación de algunos elementos, como por ejemplo el caso de las columnas, en las cuales se evidencia que las ductilidades demandadas disminuyen al considerar la interacción del suelo con la estructura. Lo anterior permite concluir que la interacción suelo - estructura entrega un comportamiento de la estructura que la modelación con base empotrada no evidencia, por lo tanto debe considerarse en la modelación no lineal de los puentes para estimar de mejor manera el comportamiento de la estructura y ver efectos que con el modelo empotrado no es posible advertir. Sin embargo, la incorporación de la SSI en los modelos conlleva otros desafíos, como por ejemplo lograr una buena caracterización del suelo. Al respecto, dentro del grupo de curvas constitutivas de los diferentes tipos de suelo predominan los modelos generados en otros países, por lo que utilizarlas en suelos de nuestro país, requieren calibración y de la identificación de parámetros característicos del suelo para generar las curvas constitutivas. Esto requiere de ensayos de alto costo como el CPTu, SPT,

determinación de resistencia al corte no drenada, entre otros. Un aspecto importante que se podría plantear en esta dirección es la generación de curvas “backbone” de suelos características de nuestro país, lo cual abre una importante área de investigación en materia de puentes, pues de acuerdo al estado del arte revisado, no se encontraron modelos de este tipo generados en Chile.

Dentro del modelo tridimensional generado en OpenSees, se estudió dos modelaciones distintas para los elastómeros, utilizando en un caso una modelación con el material Steel01, que caracteriza el elemento a través de una rigidez constante y una fuerza máxima, a partir de la cual se genera deslizamiento, y otra modelación con el elemento FSB que considera una fuerza de roce entre la goma y hormigón del cabezal, que depende de la carga axial, por lo cual ante la disminución de la carga axial o anulación de ésta por efectos del sismo, la fuerza de roce disminuye o se anula en algunos en ciertos instantes, generando el deslizamiento de la goma. Se pudo verificar que la modelación con FSB alcanza mayores desplazamientos del elastómero, precisamente por la anulación de la carga vertical y la consecuente pérdida de roce señalada, siendo mayor este efecto en las cepas que en los estribos. Esta pérdida de fuerza vertical se debería a giro de la cepas como quedó evidenciado en los resultados presentados, giro que no se visualiza en la modelación con base empotrada. Esto se obtuvo para un registro particular, utilizando el registro Pisagua CD. Sin embargo, al realizar el análisis IDA, utilizando varios registros escalados a distintos factores, se pudo comprobar que la diferencia en las deformaciones máximas de los elastómeros utilizando la modelación con Steel01 y con el material FSB, no son significativas, sobre todo al utilizar la modelación con SSI, dado que los desplazamientos máximos en las curvas IDA con esta modelación de suelo son similares para ambas modelaciones de los elastómeros. Por lo anterior, para un análisis no lineal de un puente de características similares al Puente Águila Norte, además de incorporar la modelación con SSI, la modelación de los elastómeros con Steel01 es recomendable, dado que es sencilla de aplicar e incluso, puede ser utilizada sin gran dificultad en modelos más simplificados, de uso más habitual en la práctica de diseño de puentes, incorporando este modelo en la definición del material de los elastómeros en los diferentes softwares utilizados.

En este trabajo se presentó también un análisis comparativo entre el modelo construido con topes sísmicos laterales y un modelo alternativo sin topes, y se realizó el estudio del desempeño sísmico de estas alternativas. Se pudo ver con claridad que la condición sin tope genera una mayor vulnerabilidad en el puente, al evidenciar que los desplazamientos del tablero, visualizados en el desplazamiento máximo relativo y residual de los elastómeros, son mucho mayores a los del modelo real con tope, especialmente cuando se alcanzan altas intensidades del sismo, es decir, para valores altos de aceleración espectral. Por su parte, la ductilidad obtenida en las columnas es bastante menor en el modelo sin topes, lo cual es un resultado esperado debido a que la ausencia del tope disminuye el traspaso de fuerzas hacia las columnas. Este efecto es similar para las condiciones de apoyo establecidas como fija en cada análisis, base empotrada y con SSI. Estos resultados ratifican la importancia de incluir topes sísmicos para limitar desplazamientos excesivos. Efecto que fue observado en terremotos pasados, especialmente, durante el terremoto del Maule 2010, en que se apreció la caída de tableros debido a la ausencia de topes o presencia de topes con insuficiente capacidad [1].

A raíz de lo anterior, también se estudió la respuesta del puente considerando una disminución de un 50% y un aumento del 100% de las curvas constitutivas del puente, fuerza - deformación del tope sísmico para determinar qué tan importante es esta curva en la respuesta del puente. Los resultados obtenidos muestran, una mayor vulnerabilidad del puente para topes más débiles, evidenciado con mayores desplazamientos en los elastómeros y menor ductilidad de las columnas, dado que hay menor traspaso de fuerzas a las columnas, y una menor vulnerabilidad para el caso opuesto, utilizando topes más robustos, también evidenciado a través de menores desplazamientos de los elastómeros y mayor ductilidad de las columnas. Sin embargo, las curvas IDA y las curvas

de fragilidad obtenidas, muestran que la diferencia de ambos casos en comparación con el caso original utilizado es baja, sobre todo para el caso de topes en que se aumenta al 100% su resistencia, en que no se encontraron diferencias, con la situación de tope sin aplicar factor de aumento o disminución, especialmente a bajas intensidades de demanda. En el caso de intensidades mayores a 1,5g para el caso de las ductilidades, y 1,2g para el caso de los desplazamientos, se empieza a apreciar una diferencia entre la resistencia aumentada del tope y la condición original, la cual es más apreciable en sismos muy severos. Referente a la vulnerabilidad del puente y curvas de fragilidad, la diferencia entre el uso del tope original y uno bastante más robusto es muy poca, por lo que la influencia de este efecto es baja en la vulnerabilidad del puente. Es decir, utilizando un tope externo con las características del puente Águila Norte, y con los valores obtenidos según el modelo de Goel y Chopra utilizado para la modelación, es suficiente para tener un buen comportamiento sísmico, como el obtenido con el puente Águila Norte, y parece no ser necesario tener un tope más robusto, pues se vio que el comportamiento no cambia demasiado. Esto es congruente con los daños observados en el puente Águila Norte en los topes externos, en los cuales no se aprecia daño después de los últimos terremotos ocurridos. Sin embargo, como se ha visto en sismos recientes en Chile de alta intensidad, otros puentes sí han tenido fallas en sus topes externos por la acción de terremotos. En la Figura 137, se muestran los daños en los topes externos en estribos del puente Petorca, afectado por el terremoto de Coquimbo el 2015. Es importante realizar ensayos de los topes sísmicos de los puentes chilenos, para representar con modelos propios su comportamiento y para revisar si se logra desarrollar en ellos las curvas de fuerza – deformación propuestas por investigadores, como el modelo de Goel y Chopra [66], utilizado en este trabajo.



Figura 137 Daños en topes evidenciados en Puente Petorca, en 2015 Terremoto Los Vilos 2015. Elaboración Propia.

En el capítulo 7 de este trabajo se incorporó un modelo lineal del puente Águila Norte desarrollado en SAP2000 y se realizó un análisis modal espectral con el espectro de diseño formulado en el Manual de Carreteras para zona sísmica tipo II y suelo tipo III y también con el espectro de aceleraciones correspondiente al registro de Pisagua CD. Se modeló también el puente con interacción suelo estructura simplificada, es decir, se consideró los pilotes con un modelo de Winkler, modelado como viga apoyada sobre resortes lineales, utilizando el método general, establecido en el Manual de Carreteras. Los resultados se compararon con los resultados del análisis dinámico no lineal realizado en OpenSees, con el propósito de obtener recomendaciones para la práctica habitual de diseño de puentes. Se obtuvo como resultado que el análisis modal utilizando el espectro de diseño del Manual de carreteras entrega valores bastante similares a los obtenidos en el análisis dinámico no lineal realizado en OpenSees. Esto se evidenció en las fuerzas de corte y de momento obtenidas con ambos métodos que a pesar de que hay diferencias, es obtuvieron fuerzas máximas muy similares. En los desplazamientos obtenidos en los elastómeros, se pudo ver que también hay bastante similitud, siendo las diferencias obtenidas de no más de dos centímetros. Lo

anterior permite concluir que la incorporación de la interacción suelo estructura simplificada, y la modelación de elastómeros utilizando las propiedades del modelo Steel 01 entrega resultados satisfactorios que permiten tener una estimación bastante cercana al comportamiento real de la estructura.

La Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas, que es el organismo encargado del diseño, construcción y conservación de puentes carreteros en Chile, trabaja desde hace años en la implementación de una metodología para la inspección de estructuras, determinación de daño estructural y priorización de las estructuras dañadas para su conservación y reparación. La metodología de evaluación de curvas de fragilidad aplicada a puentes carreteros, si bien es una técnica muy poco ocupada en nuestro país, solamente a nivel de investigación académica, y en algunos proyectos emblemáticos que se requiere la evaluación del riesgo y de la amenaza, podría convertirse a futuro en una herramienta más potente en la evaluación de la vulnerabilidad de los puentes, especialmente considerando que se trabaja con datos más objetivos como indicadores de nivel de daño (estados límite), utilizando la respuesta de elementos clave dentro del sistema estructural (EDP), para distintos niveles de intensidad de la amenaza (IM). Sin embargo, hay que ser realista que esta técnica requiere un alto nivel de especialización y capacitación, información fundamental acerca de las estructuras como sus planos y mecánica de suelos, los cuales muchas veces no están disponibles, importante cantidad de recursos computacionales y horas de trabajo de especialistas, lo cual significa que se tiene un gran desafío por delante, sobre todo considerando que la resistencia del medio es a veces el obstáculo más difícil de vencer. Sin embargo, como en todas las cosas, el avance siempre es lento y progresivo en un comienzo, por lo que es de esperar que este trabajo, como otros que se desarrollan, contribuya a ese comienzo, y que permita en el futuro tener otra herramienta, más objetiva y contundente, que permitan una mejor toma de decisiones y mejor aprovechamiento de los recursos.

REFERENCIAS

- [1] BUCKLE, I., HUBE M., CHEN G., YEN W., ARIAS, J. Structural Performance of bridges in the offshore Maule Earthquake of 27 February 2010. *Earthquake spectra*, 533-552. 2012.
- [2] MOP, Ministerio de Obras Públicas, Manual de Carreteras, Santiago, Chile, 2019.
- [3] MAZZONI S, MCKENNA F, SCOTT MH, FENVES GL, et al. *OpenSees Command Language Manual*. University of California Berkeley. 2006.
- [4] COMPUTERS AND STRUCTURES INC, 2020
- [5] SIRCA Jr. G.F., ADELI H. System identification in structural engineering, *Scientia Iranica*, pp 1355-1364 (2012)
- [6] EWINS DJ (2000) *Modal testing: theory, practice and application*, 2nd edn. Research Studies Press Ltd., Baldock.
- [7] HEYLEN W, LAMMENS S, SAS P (1998) *Modal analysis theory and testing*. Katholieke Universiteit Leuven, Leuven.
- [8] MAIA NMM, SILVA JMM, HE J, LIEVEN NAJ, LIN RM, SKINGLE GW, TO W-M, URGUEIRA APV (1997) *Theoretical and experimental modal analysis*. Research Studies Press, Taunton.
- [9] HENAO D., Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a vibración ambiental empleando análisis espectral. Tesis de Magíster en Ingeniería. Universidad EAFIT Medellín, 2013. 113 p.
- [10] VAN OVERSCHEE, P., AND DE MOOR, B., *Subspace Identification for Linear Systems: Theory-Implementation-Applications*, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands. 1996.
- [11] PEETERS B., DE ROECK G., “Stochastic System Identification for OMA: A Review”, Department of Civil Engineering, Belgium. *Journal of Dynamics Systems. Measurements and Control*. Dic 2001 [659-667]
- [12] RAINIERI C.; FABBROCINO G. OMA. *Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures*.(2014).
- [13] FELBER AJ (1993) *Development of a hybrid bridge evaluation system*, Ph.D. thesis. University of British Columbia, Vancouver
- [14] MATLAB. THE MATH WORKS INC, Massachusetts USA, 1994 – 2021
- [15] BRINCKER R, ZHANG L, ANDERSEN P (2001) Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition. *Smart Mat Struct* 10:441–445
- [16] GADE S, MØLLER NB, HERLUFSEN H, KONSTANTIN-HANSEN H (2005) Frequency domain techniques for operational modal analysis. In: *Proc 1st international operational modal analysis conference*, April 26–27, 2005, Copenhagen

- [17] ZHANG L, WANG T, TAMURA Y (2005) A frequency-spatial domain decomposition (FSDD) technique for operational modal analysis. In: Proc 1st international operational modal analysis conference, April 26–27, 2005, Copenhagen
- [18] VERBOVEN P (2002) Frequency-domain system identification for modal analysis, Ph.D. thesis. Vrije Universiteit Brussels, Brussels
- [19] PEETERS B (2000) System identification and damage detection in civil engineering, Ph.D. thesis. Katholieke Universiteit Leuven, Leuven
- [20] HO BL, KALMAN RE (1966) Effective construction of linear state-variable models from input/ output data. *Regelungstechnik* 14:545–548
- [21] BROWNJOHN J.M., AU S., ZHU Y., SUN Z., LI B., BASSITT J., HUDSON E., SUN H. Bayesian operational modal analysis of Jiangyin Yangtze River. University of Exeter, UK; University of Liverpool, UK; State Key Laboratory of Safety and Health for In-Service Long Span Bridges, Jiangsu Transportation Institute, Nanjing, China. *Mechanical Systems and Signal Processing*. 110 (2018) 210-230.
- [22] ZENUNOVIC D., TOPALOVIC M., FOLIC R., Identification of modal Parameters of bridges using Ambient Vibrations Measurements, Hindawi Publishing Corporation, pp 1-21 (2015).
- [23] TUREK M, VENTURA C., DOWLING J., MOLNAR S., KAYA Y. Ambient Vibration Testing Of The Painter St. Overpass. Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Canadá (2014)
- [24] JARA J., OLMOS B., MARTINEZ G. Dynamic Properties And Seismic Vulnerability Of Typical RC Bridges Located In Mexico. Facultad de ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, México. X International Conference on Structures Dynamics, EURO DYN 2017, pp 2973-2978 (2017).
- [25] LONDOÑO NA, DESJARDINS SL, LAU DT, KHOO H. Real-Time Data Processing, Analysis and Visualization for Structural Monitoring of the Confederation Bridge. *Advances in Structural Engineering*. 2006;9(1):141-157. doi:10.1260/136943306776232864
- [26] XIE Y., HUO Y., ZHANG J., Development and validation of p-y modeling approach for seismic response predictions of highway bridges. Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Los Angeles, CA 90095, U.S.A. 2 Bentley Systems Inc, Carlsbad, CA 92010, U.S.A. *EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2017; 46:585–604
- [27] BOULANGER RW, CURRAS CJ, KUTTER BL, WILSON DW, ABGHARI A. Seismic soil–pile–structure interaction experiments and analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 1999; 125(9):750–759.
- [28] BRANDENBERG S, ZHAO M, BOULANGER R, WILSON DW. P-y plasticity model for nonlinear dynamic analysis of piles in liquefiable soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 2012; 139(8):1262–1274.
- [29] WANG Z., DUEÑAS-OSORIO L., PADGETT J., Seismic response of a bridge–soil–foundation system under the combined effect of vertical and horizontal ground motions. Department of Civil and Environmental Engineering, Rice University, Houston, TX, USA. *Earthquake Engng Struct. Dyn.* (2012).

- [30] OMRANI R., MOBASHER B, XIAO L., GÜNAY S, MOSALAM K, ZAREIAN F, TACIROGLU E, Guidelines for Nonlinear Seismic Analysis of Ordinary Bridges: Version 2.0. Caltrans Final Report No. 15-65A0454 A Final Report submitted on research conducted under Grant No. 65A0. 2015.
- [31] LAFAVE J., FAHNESTOCK L., LUO J., KOZAK D., Seismic Performance Of Seat type Abutment Highway Bridges In Illinois. University of Illinois at Urbana-Champaign. ICT PROJECT R27-133 Calibration and Refinement of Illinois' Earthquake Resisting System Bridge Design Methodology: Phase II. Illinois Center for Transportation. 2018
- [32] NOORI H.R., MEMARPOUR M.M., YAKHCHALIAN M., SOLTANIEH S. Effects of ground motion directionality on seismic behavior of skewed bridges considering SSI. Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Technology, Imam Khomeini International University, Qazvin, 34148-96818, Iran. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 127. 2019.
- [33] XIE Y., HUO Y., ZHANG J., Development and validation of p-y modeling approach for seismic response predictions of highway bridges. Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Los Angeles, CA 90095, U.S.A. 2 Bentley Systems Inc, Carlsbad, CA 92010, U.S.A. Earthquake Engng Struct. Dyn. 2017; 46:585–604.
- [34] MATLOCK, H. (1970). Correlations of design of laterally loaded piles in soft clay. Proc. Offshore Technology Conference, Houston, TX, Vol 1, No.1204, pp. 577-594.
- [35] API (1993). Recommended Practice for Planning, Design, and Constructing Fixed Offshore Platforms. API RP 2A - WSD, 20th ed., American Petroleum Institute.
- [36] O'NEILL M., MURCHINSON J.M. Fan Evaluation of p-y Relationships in Sands. A report to the American Petroleum Institute, May 1983.
- [37] REESE, L.C., O'NEILL, M.W.: Drilled shafts: construction procedures and design methods, Report FHWA-HI-88-042, US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Implementation, McLean, Virginia, (1987).
- [38] SZEPESHÁZI R.: Pile design according to EC 7, PhD Theses (in Hungarian), University of Miskolc, (2011)
- [39] MOSHER, R.L.: Load transfer criteria for numerical analysis of axially loaded piles in sand; Part 1: Load transfer criteria, Technical Report K-84-1, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS., (1984)
- [40] VIJAYVERGIYA, V. N. (1977). Load-movement characteristics of piles. Proceedings, Ports 77, American Society of Civil Engineers, Vol II, 269-286.
- [41] MOP DIRECCION DE VIALIDAD, Planos As Built Puente Águila Norte, Constructora Bründl. 2009.
- [42] CONTRERAS, N. Estudio de Microvibraciones Ambientales del Puente Águila Norte y Plataforma de Informes Sísmicos del Viaducto el Salto, 2019. Memoria de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- [43] IBÁÑEZ C. Efecto de las demandas sísmicas verticales en el comportamiento de un puente representativo de la tipología chilena, 2021. Memoria de Ingeniería Civil, Universidad Técnica Federico Santa María.

- [44] CONTRERAS, M. Evaluación del desempeño sísmico de un puente chileno considerando la variación espacial de los registros, 2020. Memoria de Ingeniería Civil, Universidad Técnica Federico Santa María.
- [45] AVIRAM A, MACKIE K. STOJADINOVIĆ B, Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California. Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008.
- [46] MANDER J. B., PRIESTLEY M. J. Y PARK R., Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, vol. 114, n° 8, pp. 1804-1826, 1988.
- [47] GIUFFRÈ A., PINTO P.E. (1970). Il comportamento del cemento armato per sollecitazioni cicliche di forte intensità, *Giornale del Genio Civile*.
- [48] MENEGOTTO M., PINTO P.E. (1972) Method of analysis for cyclically loaded R.C. frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, University of Rome, Report 32, October.
- [49] AASHTO [American Association of State Highway and Transportation Officials], AASHTO standard specifications for highway bridges. 17th Edition., 2002.
- [50] RUBILAR F. Modelo No Lineal Para Predecir la Respuesta Sísmica de Pasos Superiores. PhD thesis, Tesis de Magíster, Pontificia Universidad Católica de Chile, 2015.
- [51] CHOI E., *Seismic Analysis and Retrofit of Mid-America Bridges*, PhD thesis, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, 2002.
- [52] YAZDANI N., EDDY S. Y CAI C. S., Effect of bearing pads on precast prestressed concrete bridges, *Journal of Bridge Engineering*, vol. 5, n° 3, pp. 224-232, 2000.
- [53] MARTÍNEZ A., Efecto de las barras sísmicas en el comportamiento sísmico transversal de puentes de hormigón armado, Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería, 2015.
- [54] GOEL R., CHOPRA A. Role of shear keys in seismic behavior of bridges crossing fault-ruptures zones. *Journal of Bridge Engineering*, 13(4):398-48, 2008.
- [55] MEGALLY S., SILVA P., y SEIBLE F., Seismic response of sacrificial shear keys in bridge abutments. *SSRP*, vol. 24, 2001.
- [56] SHAMSABADI A., ROLLINS K. Y KAPUSKAR M., Nonlinear soil–abutment–bridge structure interaction for seismic performance-based design. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 133, n° 6, pp. 707-720, 2007.
- [57] LMMG GEOTECNIA, Informe de prospección CPTu puente Águila Norte, Hospital, Paine. Enero 2020.
- [58] GRAND J., PASTÉN C. Estudio de la interacción suelo estructura de un puente carretero de Chile central, considerando efecto de sitio. Memoria para optar al título de ingeniero Civil. Universidad de Chile. 2019.
- [59] FONDEF. Código del Proyecto: ID18I-10103. Estudio de Amenaza Sísmica, Informe Hito 3. (2020).

- [60] CASTRO, R., OCHOA, F. Estudio de amenaza sísmica del puente Águila Norte y uso de laponita en su respuesta de sitio. Memoria para optar al título de ingeniero Civil. Universidad de Chile. 2020.
- [61] MONTALVA, G., BASTÍAS, N., & RODRIGUEZ-MAREK, A. (2017). Ground-Motion Prediction Equation for the Chilean Subduction Zone.
- [62] IDINI, B., ROJAS, F., RUIZ, S., & PASTÉN, C. (2017). Ground motion prediction equations for the Chilean.
- [63] GRAIZER, V., & KALKAN, E. (2016). Summary of the GK15 Ground-Motion Prediction Equation for Horizontal PGA and 5% Damped PSA from Shallow Crustal Continental Earthquakes. *Seismological Society of America*, Vol. 106, No. 2, pp. 687–707.
- [64] ADEKRISTI, A., & EATHERTON, M. R. (2015). Time-domain spectral matching of earthquake. *Journal of Earthquake Engineering*, 20:5, 679-698.
- [65] HASHASH, Y., MUSGROVE, M., HARMON, J., GROHOLSKI, D., PHILLIPS, C., & PARK, D. (2016). DEEPSOIL 6.1, USER MANUAL.
- [66] LEYTON, F., RUIZ, S., & SEPÚLVEDA, S. (2010). Reevaluación del peligro sísmico probabilístico en Chile central. *Andean Geology*, 37(2), 455-472.
- [67] [2][68] ADITYA, P., & ANBAZHAGAN, P. (2015). Selection of modulus and damping curves for site response study. Chennai, India.
- [69] BOWLES J., *Foundation analysis and design*, Peoria, Illinois, Fifth Edition, 1997.
- [70] BILLAH A. and ALAM S., Seismic fragility assessment of concrete bridge pier reinforced with superelastic shape memory alloy. *Earthquake Spectra*, 31(3):1515–1541, 2015.
- [71] FEMA, ASCE, *Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*. Nov. 2000.
- [72] REVEL, J. Quasi-isolated highway bridges: influence of bearing anchorage strength on seismic performance. Tesis para Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil. Universidad de Illinois. 2013.
- [73] WHITMAN, R.V., BIGGS, J.M., BRENNAN, J.E., CORNELL, A.C., DE NEUFVILLE, R.L., & VANMARCKE, E.H. (1975). Seismic design decision analysis. *ASCE Journal of Structural Division*, 101, 1067– 1084.
- [74] BILLAH A., ALAM S., Seismic fragility assessment of highway bridges: a state-of-the-art review. *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(6):804–832, 2015.
- [75] MACKIE, K.R., & STOJADINOVIC, B. (2007). Performance-based seismic bridge design for damage and loss limits States. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36, 1953–1971.
- [76] ALDEA S., Desempeño sísmico de puentes esviados chilenos con y sin sistemas de disipación de energía. Tesis de Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil. 2020. Universidad Técnica Federico Santa María.
- [80] METEORED.CL Datos históricos climatológicos de Santiago, https://www.meteored.cl/tiempo-en_Santiago+de+Chile-America+Sur-Chile-Region+Metropolitana+de+Santiago-SCEL-sactual-18578.html

ANEXO A: REGISTROS UTILIZADOS

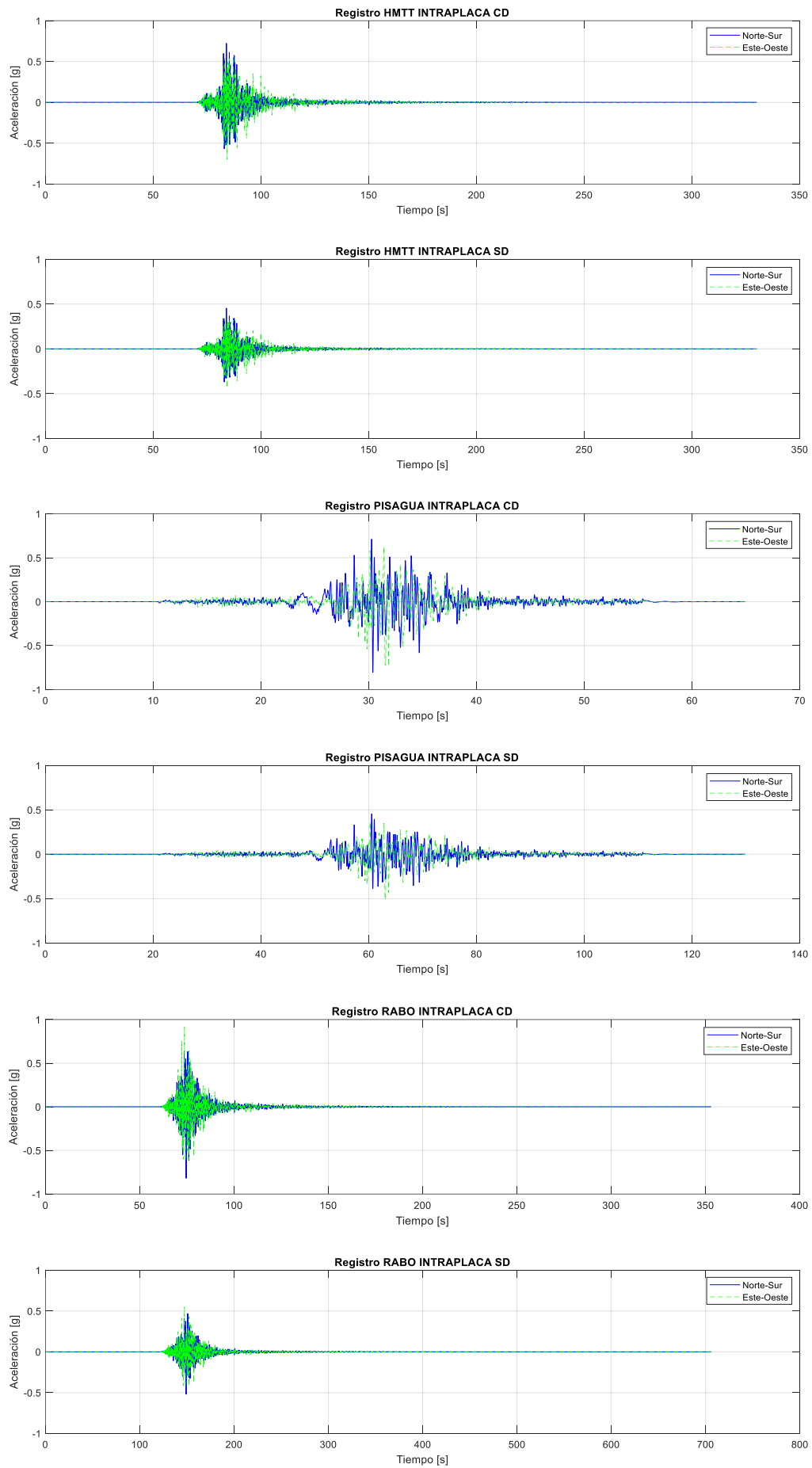


Figura 138 Registros propagados con origen Intraplaca.

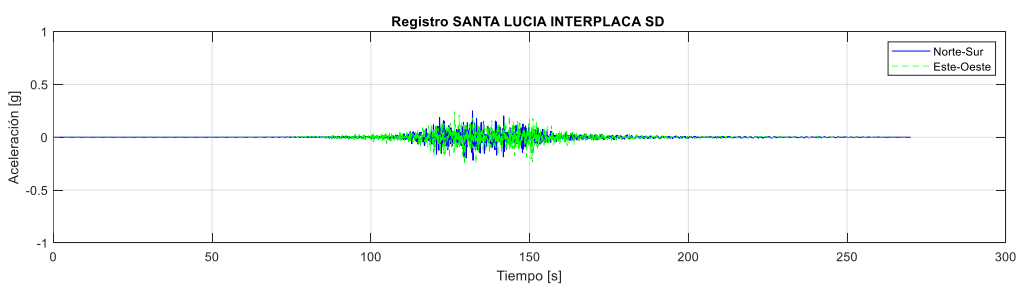
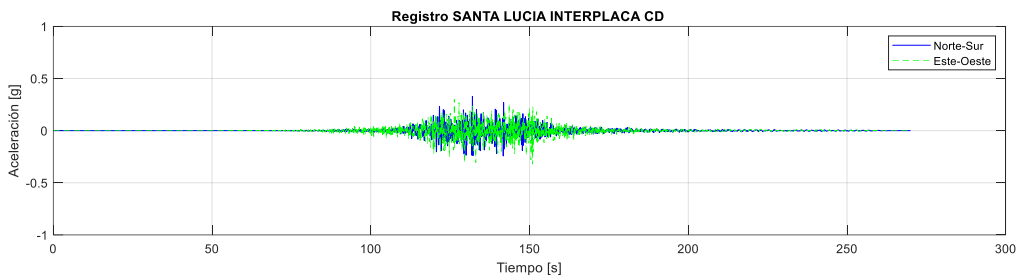
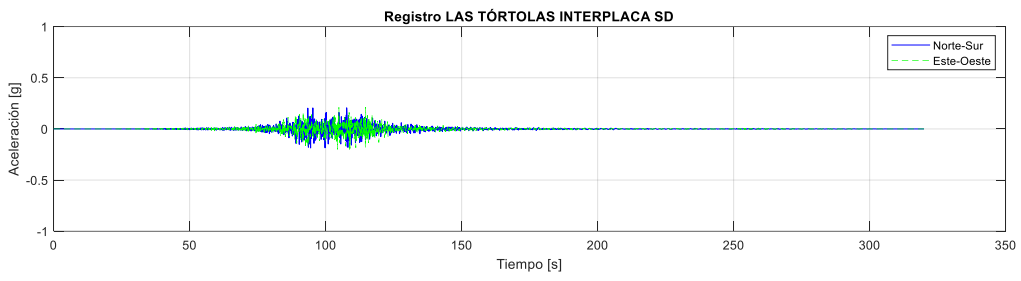
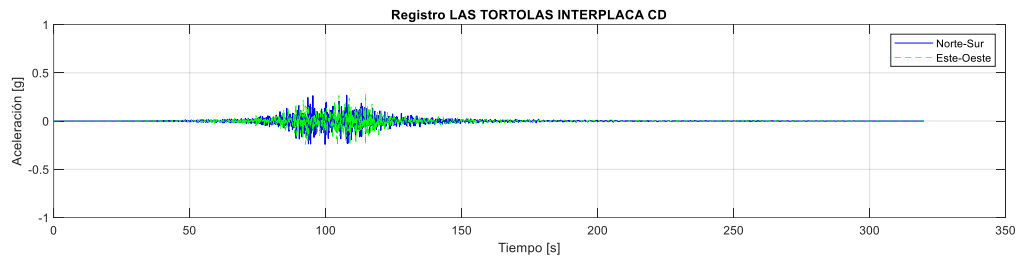
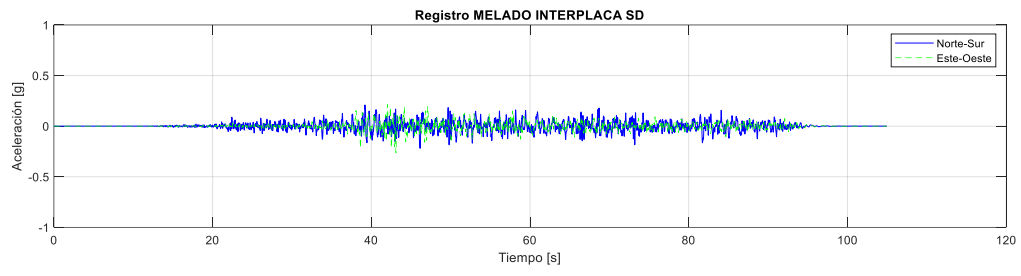
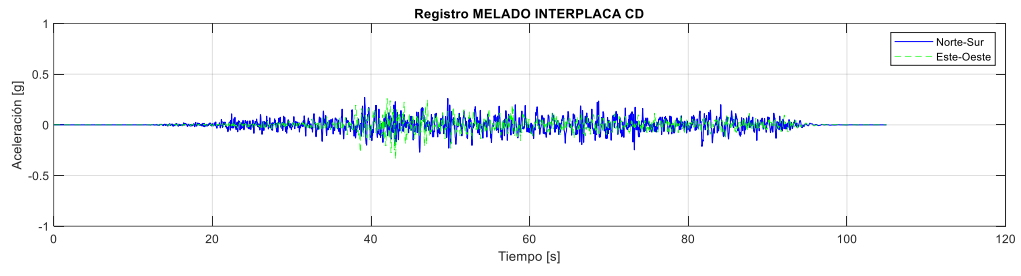


Figura 139 Registros propagados con origen Interplaca.

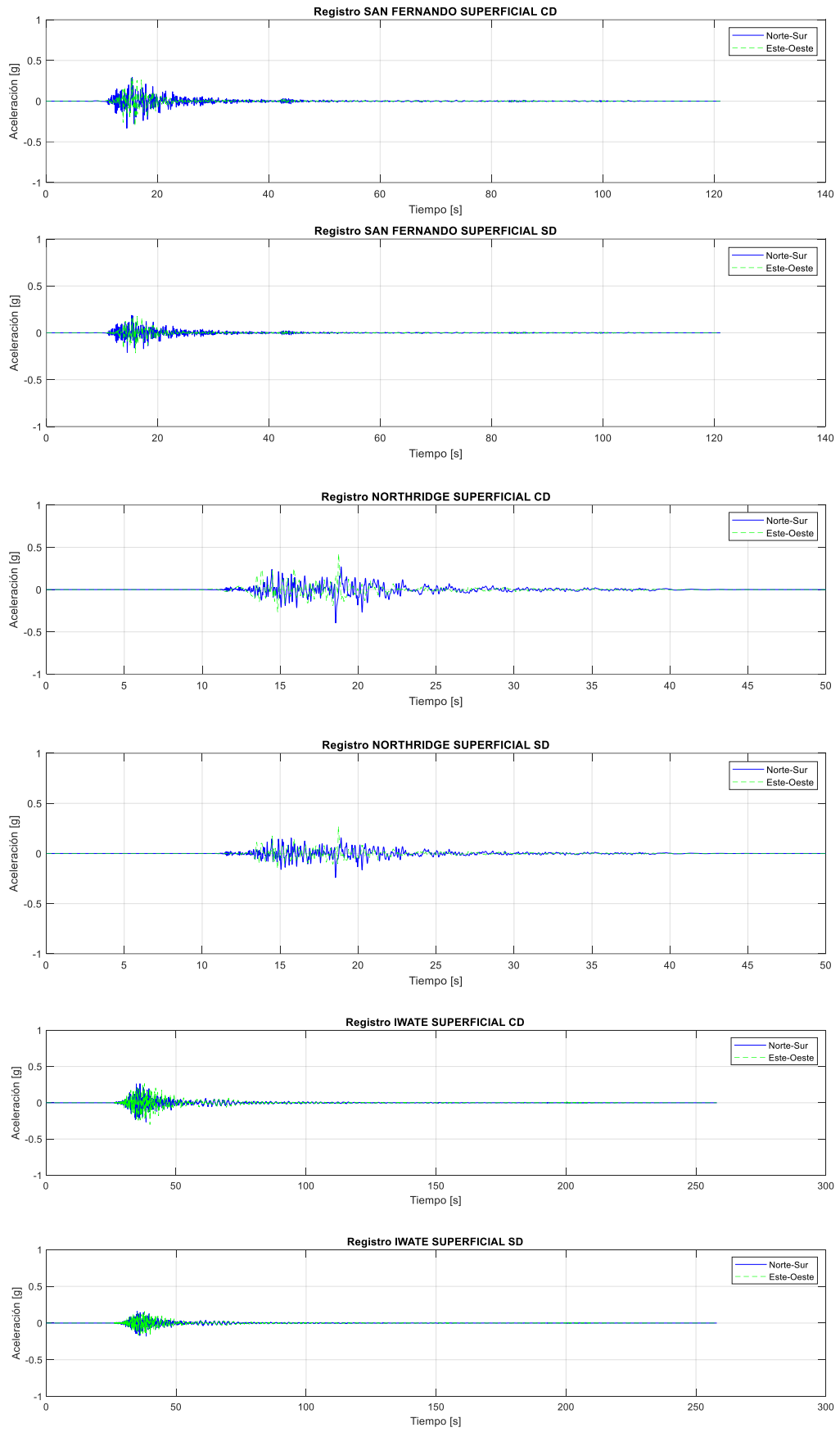


Figura 140 Registros propagados con origen Superficial.

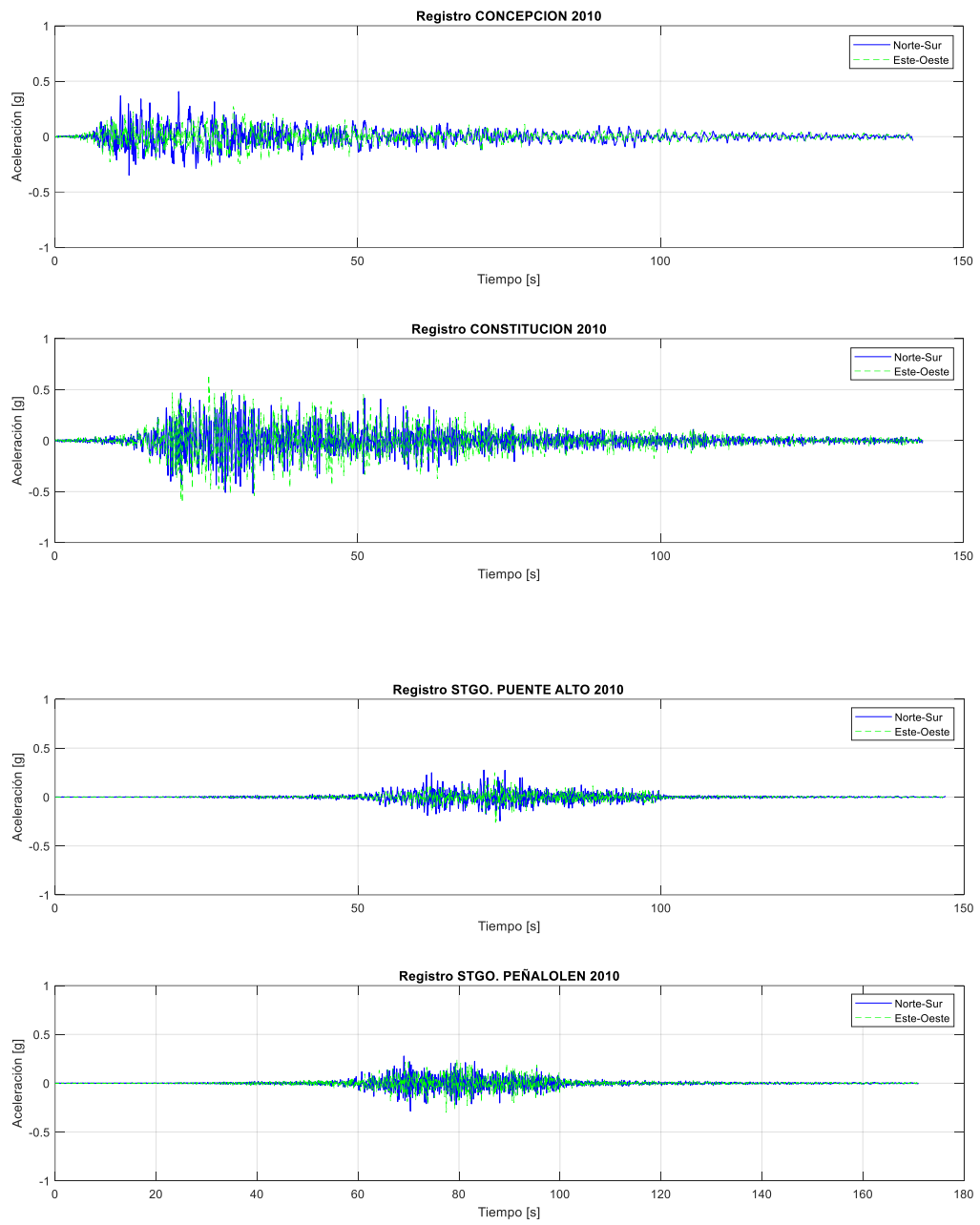


Figura 141 Registros originales terremoto del Maule, Chile, 2010.

ANEXO B: RESULTADOS ANALISIS NO LINEAL ESTATICO

Análisis pushover dirección transversal, aplicando una deformación máxima de 75 cms en el centro del tablero. Comparación con base empotrada y con SSI.

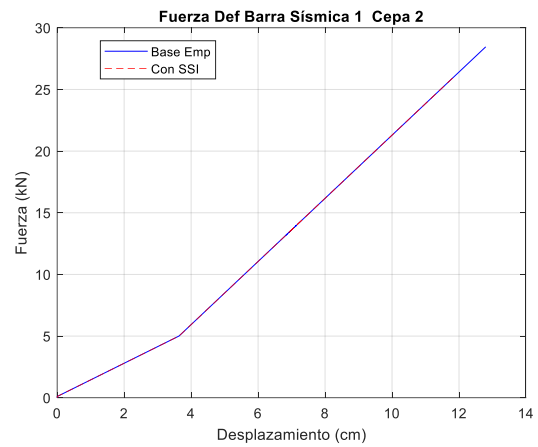
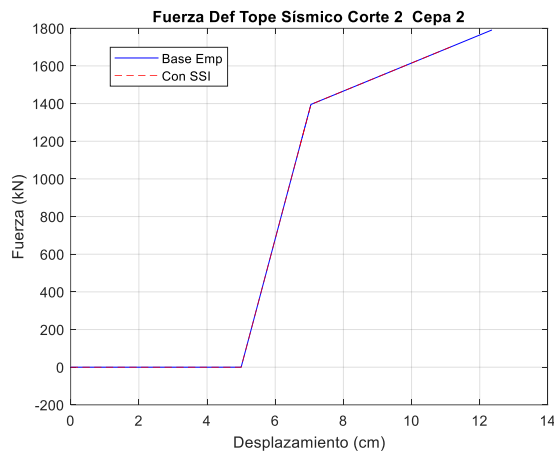
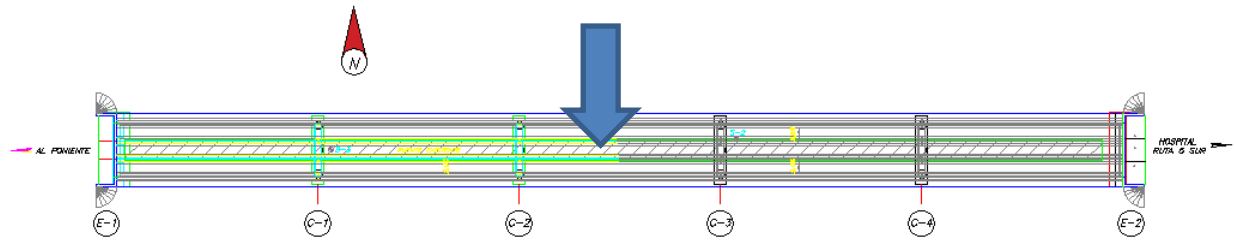


Figura 142 Resultados Pushover transversal para tope sísmico y barra sísmica Cepa 2, lado sur.

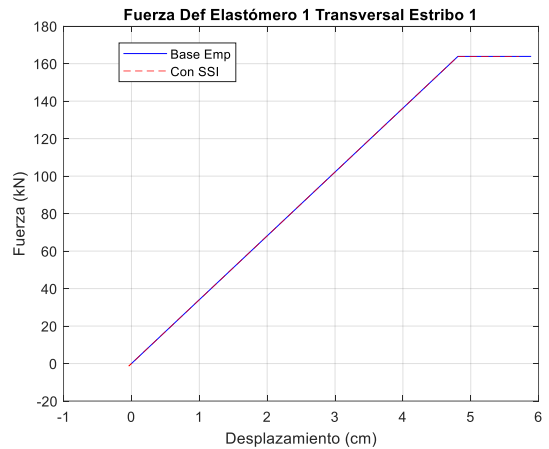
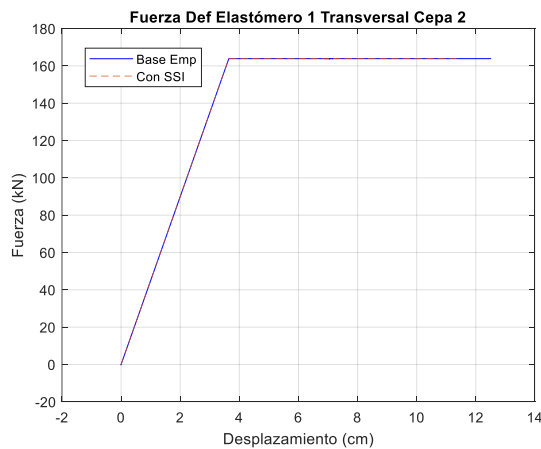


Figura 143 Resultados Pushover transversal para elastómeros en cepa 2, lado sur y estribo oriente.

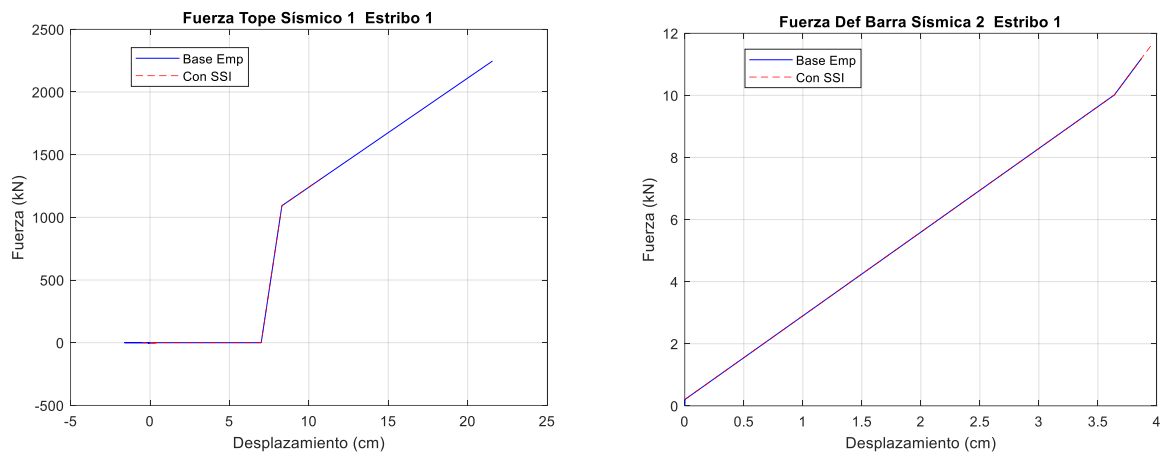


Figura 144 Resultados Pushover longitudinal para tope sísmico sur y barra sísmica sur en estribo oriente.

Análisis pushover dirección longitudinal, aplicando una deformación máxima de 75 cms en el centro del tablero. Comparación con base empotrada y con SSI.

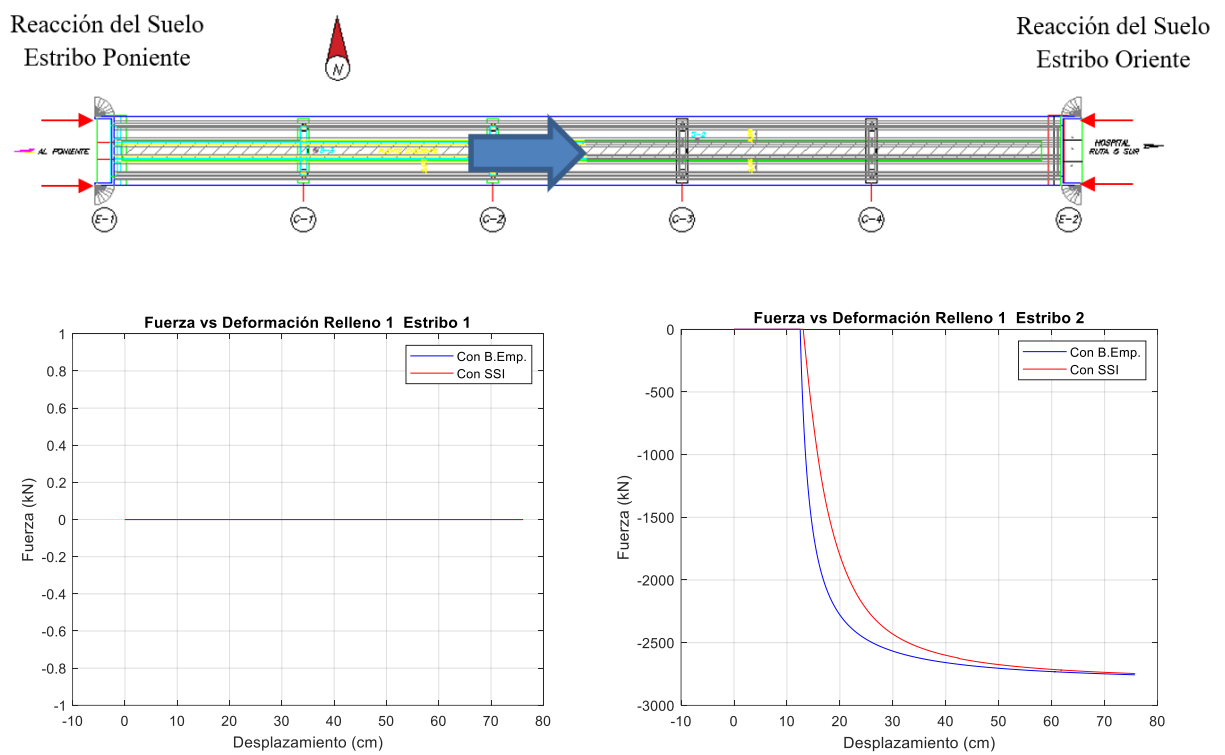


Figura 145 Resultados Pushover longitudinal para reacción del suelo, estribo 1 (a) y estribo 2 (b).

Resultados Pushover longitudinal para reacción del suelo, estribo 1 (a) y estribo 2 (b).

ANEXO C: RESULTADOS ANALISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA

N°	Valores de interés	MODELO BASE EMPOTRADA		MODELO CON SSI		
		Steel01	FSB	Steel01		FSB
				CON TOPE	SIN TOPE	
1	Aceleración Long. máxima nodo central tablero [g]	1.418	0.993	1.470	0.710	0.941
2	Aceleración Trans. máxima nodo central tablero [g]	0.998	0.803	0.650	0.629	0.730
3	Desplazamiento máximo Long. del tablero [cm]	17.824	15.914	17.687	17.645	19.737
4	Desplazamiento máximo Trans. del tablero [cm]	13.220	9.264	13.519	13.430	11.159
5	AMC Long. [g] del nodo central del tablero	0.170	0.111	0.169	0.143	0.125
6	AMC Trans. [g] del nodo central del tablero	0.130	0.096	0.082	0.082	0.071
7	Desplazamiento residual Long. elastómero 1 del estribo 1 [cm]	7.593	0.024	1.503	1.348	3.817
8	Desplazamiento máximo Long. elastómero estribo 1 [cm]	17.647	15.603	16.442	17.097	18.955
9	Desplazamiento residual Trans. elastómero 1 estribo 1 [cm]	0.298	3.997	0.963	1.109	2.590
10	Desplazamiento máximo Trans. elastómero 1 estribo 1 [cm]	9.087	8.223	8.449	11.435	8.930
11	Desplazamiento máximo llave de corte cepa 2 [cm]	6.693	6.078	6.686	10.485	6.288
12	Desplazamiento máximo llave de corte estribo 1 [cm]	9.087	8.223	8.449	11.435	8.930
13	Momento máximo Long. columna central cepa 2 [kN m]	2460.840	2357.621	853.577	867.908	909.870
14	Momento máximo Trans. columna central cepa 2 [kN m]	2542.784	1685.808	2423.285	1796.326	1834.795

Tabla 39 Valores de interés para registro Pisagua CD, para modelos utilizados.

