



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PUENTE ÁGUILA NORTE ANTE DIFERENTES
NIVELES DE DEMANDA SÍSMICA

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

FERNANDO ANDRÉS BRAVO CABA

PROFESOR GUÍA:
FRANCISCO JAVIER HERNÁNDEZ PRADO

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
RODRIGO ASTROZA EULUFI
RAMIRO BAZÁEZ GALLARDO

SANTIAGO DE CHILE
2021

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: FERNANDO BRAVO C.
FECHA: 15/01/2021
PROF. GUÍA: FRANCISCO HERNÁNDEZ P.

DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PUENTE ÁGUILA NORTE ANTE DIFERENTES NIVELES DE DEMANDA SÍSMICA

Los daños estructurales más comunes en los puentes chilenos van desde el agrietamiento de los elementos estructurales hasta el colapso del tablero. En este contexto, la presente memoria busca estudiar el desempeño sísmico del puente Águila Norte, ubicado en Paine, ante la acción de diferentes niveles de demanda sísmica.

Para este estudio, se realiza un modelo del puente Águila Norte incorporando las respuestas no lineales de los diferentes elementos estructurales que componen el puente como llaves de corte, elastómeros, barras antisísmicas, columnas, entre otros, mediante la utilización del software OpenSees el cual permite incorporar la geometría del puente y las propiedades de los distintos elementos estructurales y materiales.

En la modelación se consideran dos casos, el primero considerando la interacción suelo – estructura y el segundo restringiendo el desplazamiento en la base de las cepas y estribos, con el fin de estudiar los efectos de incorporar la interacción entre la estructura y el suelo de fundación en la respuesta estructural del puente Águila Norte.

Se realiza un análisis tiempo – historia no-lineal utilizando un set de registros sísmicos ad-hoc a las condiciones sismogénicas del emplazamiento del puente Águila Norte (proveniente del estudio de amenaza sísmica desarrollado por Castro (2020)) y se obtiene el comportamiento estructural del puente frente a registros asociados a diversos niveles de amenaza. Los resultados obtenidos son aceleraciones y desplazamientos del tablero, curvas fuerza desplazamiento de las componentes no lineales (elastómeros, barras antisísmicas, llaves de corte y relleno del estribo), momentos en las columnas y en los pilotes. Además, se obtiene la respuesta de las llaves de corte, elastómeros, columnas y pilotes frente a diferentes niveles de demanda sísmica.

A Fernando y Manuela, Q.E.P.D

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a mi familia por apoyarme desde que comenzó este proceso en especial a mis padres Marta y Fernando por entregarme todo su cariño y apoyo incondicional a lo largo de los años, sin su apoyo y esfuerzo nada de esto sería posible. A mis hermanas, Marta y Renata por entenderme y apoyarme en los momentos que las he necesitado. También agradecer a mis abuelos Fernando y Manuela por quienes siento una gran admiración y su crianza fue fundamental durante los años para mi formación y crecimiento personal.

Quiero agradecer a mis amigos de la Universidad por cada uno de los momentos que vivimos juntos, Landa, Viki, Cristian, Nico, Mati V, Benja, Mati F, Jota, Camilo, Oveja, Sasi, Edu, Marco y Lucas, cada momento hizo que estos años de estudio fueran de los mejores.

A mis amigos civiles, Javier, Steffi, David, Bastián, Pipo, Marión y Diego, ustedes saben que su apoyo y compañía en el paso por civil fue fundamental para mantener la motivación y mirada en el objetivo.

A mis amigos de la vida, José, Nacho, Pelao y Ale, ustedes saben todo lo que hemos vivido y les agradezco por cada alegría y su apoyo incondicional, en especial en este año tan complicado, sin dudarlo han sido un pilar fundamental para seguir adelante.

A la Kati, llegaste en un momento inesperado y te agradezco todo el apoyo brindado durante este proceso y por estar para mí cuando te he necesitado, sin dudas el cariño entregado ha sido algo fundamental durante este tiempo.

Quisiera agradecer al profesor Francisco Hernández por brindarme su apoyo, compartir sus conocimientos y toda la orientación proporcionada durante el proceso.

Finalmente, agradecer el apoyo brindado por cada miembro del proyecto FONDEF ID18I-10103 “Bases y recomendaciones para complementar el análisis sísmico de puentes viales del Manual de Carreteras”.

Tabla de Contenido

Capítulo I.....	1
1. Introducción.....	1
1.1. Motivación.....	1
1.2. Objetivos.....	3
1.2.1. General.....	3
1.2.2. Específicos.....	3
1.3. Metodología.....	4
Capítulo II.....	5
2. Revisión Bibliográfica.....	5
2.1. Materiales.....	5
2.2. Tablero.....	5
2.3. Columnas.....	6
2.4. Elastómeros.....	11
2.5. Barras Antisísmicas.....	14
2.6. Llaves de Corte.....	17
2.7. Empuje Pasivo del Relleno del Estribo.....	23
2.8. Pilotes y Suelo de Fundación.....	24
Capítulo III.....	35
3. Descripción General del Puente Águila Norte.....	35
3.1. Materiales.....	37
3.2. Tablero.....	37
3.3. Cepas.....	38
3.3.1. Vigas Transversales.....	39
3.3.2. Columnas.....	40
3.3.3. Pilotes.....	41
3.4. Estribos.....	41
3.5. Elastómeros.....	43
3.6. Barras Antisísmicas.....	45
3.7. Llaves de Corte.....	46
3.8. Interacción Suelo-Estructura.....	48
Capítulo IV.....	50

4.	Modelación Puente Águila Norte	50
4.1.	Materiales.....	53
4.2.	Tablero	53
4.3.	Vigas Cabezal y de Fundación.....	55
4.4.	Columnas	56
4.5.	Pilotes.....	61
4.6.	Elementos Rígidos	61
4.7.	Elastómeros.....	62
4.8.	Barras Antisísmicas	65
4.9.	Llaves de Corte	67
4.10.	Relleno Estribos	71
4.11.	Interacción Suelo Estructura	72
4.12.	Amortiguamiento Viscoelástico.....	80
	Capítulo V	83
5.	Resultados.....	83
5.1.	Análisis Modal.....	83
5.2.	Análisis Tiempo – Historia no-lineal.....	88
5.2.1.	Registros Sísmicos.....	88
5.2.2.	Comparación Modelación.....	91
5.2.3.	Desempeño Sísmico	108
	Capítulo VI.....	111
6.	Análisis de Resultados.....	111
6.1.	Análisis Modal.....	111
6.2.	Análisis Tiempo – Historia	112
6.2.1.	Comparación Modelación.....	112
6.2.2.	Desempeño Sísmico	114
	Capítulo VII.....	116
7.	Conclusiones.....	116
	Capítulo VIII	119
8.	Bibliografía.....	119
	Anexos	123

Índice de Figuras

Figura 1-1: Evolución Tipología Puentes Chilenos.....	2
Figura 2-1: Masa Rotacional de la Superestructura.....	6
Figura 2-2: Modelo de Fibras Columnas.....	8
Figura 2-3: Curva tensión-deformación para hormigón confinado y no confinado. (Mander & Priestly, 1989)	9
Figura 2-4: Modelo Respuesta Lateral Elastómeros.....	13
Figura 2-5: Modelo propuesto para Respuesta Transversal de Barras Antisísmicas.	15
Figura 2-6: Altura Libre Caso con Diafragma Transversal.....	16
Figura 2-7: Respuesta Vertical Barras Antisísmicas	17
Figura 2-8: Modo de falla esperado en topes exteriores.....	18
Figura 2-9: Esquema modelo puntal tensor.....	19
Figura 2-10: Modelo de la respuesta de Topes Sísmicos Externos	20
Figura 2-11: Modelo Propuesto Llaves de Corte.....	23
Figura 2-12: Curva Fuerza Desplazamiento del Empuje Pasivo.....	24
Figura 2-13: Curva Fuerza-Desplazamiento de Capacidad Lateral para Arcillas	27
Figura 2-14: Curva Fuerza-Desplazamiento de Capacidad Lateral para Arenas y Gravas ..	28
Figura 2-15: Módulo inicial de reacción	29
Figura 2-16: Dirección de carga y espaciamiento para grupos de pilotes	32
Figura 3-1: Vista General del Puente Águila Norte. Fuente: Fotografía proporcionada por Ramiro Bazáez (UTFSM).....	35
Figura 3-2: Ubicación Puente Águila Norte	36
Figura 3-3: Vista Transversal Puente Águila Norte	36
Figura 3-4: Tablero del Puente Águila Norte	38
Figura 3-5: Esquema Cepas Puente Águila Norte	39
Figura 3-6: (a) Detalle Armadura Viga Cabezal. (b) Detalle Armadura Viga Fundación. ..	40
Figura 3-7: Vista Frontal Estribos	42
Figura 3-8: Planta Ubicación Pilotes Estribos.....	43
Figura 3-9: (a) Detalle Elastómeros Cepas. (b) Detalle Elastómeros Estribos.....	44
Figura 3-10: Detalle Barras Antisísmicas.....	46

Figura 4-1: Modelo Puente Águila Norte. (a) Con Interacción Suelo Estructura. (b) Sin interacción Suelo Estructura.....	51
Figura 4-2: Esquema Modelación de una Cepa.....	52
Figura 4-3: Esquema Modelación de un Estribo	52
Figura 4-4: Sección Viga Equivalente para Tablero	54
Figura 4-5: Comportamiento Hormigón Confinado Columnas Puente Águila Norte.....	59
Figura 4-6: Comportamiento Hormigón No Confinado Columnas Puente Águila Norte....	59
Figura 4-7: Comportamiento Refuerzo Columnas Puente Águila Norte	60
Figura 4-8: Momento Curvatura Columnas Puente Águila Norte. (P=1354 kN).....	60
Figura 4-9: Comportamiento Lateral Elastómeros Puente Águila Norte.	64
Figura 4-10: Comportamiento Lateral Barras Antisísmicas Puente Águila Norte.....	67
Figura 4-11: Comportamiento Lateral Llaves de Corte Puente Águila Norte.....	70
Figura 4-12: Comportamiento Longitudinal Relleno Puente Águila Norte	72
Figura 4-13: Esquema Modelación Interacción Suelo Estructura	73
Figura 4-14: Esquema Cepas para Factores de Grupo	75
Figura 4-15: Esquema de Estribos para Factores de Grupo	76
Figura 4-16: Comportamiento Empuje Lateral Estrato Grava Media en Z=5.5 m	77
Figura 4-17: Comportamiento Empuje Lateral Estrato Arcilla Limosa en Z= 8.5 m	78
Figura 4-18: Comportamiento Empuje Lateral Estrato Grava Media en Z=16.75 m	78
Figura 4-19: Comportamiento Fricción por Fuste Estrato Grava Media en Z=5.5 m.....	79
Figura 4-20: Comportamiento Fricción por Fuste Estrato Arcilla Limosa en Z=8.5 m.....	79
Figura 4-21: Comportamiento Resistencia de Punta Estrato Grava Gruesa en Z=16.75 m .	80
Figura 4-22: Amortiguamiento de Rayleigh. (a) Modelo con SSI (b) Modelo sin SSI.....	82
Figura 5-1: Modo Longitudinal. Modelo con SSI. (T = 1.049 s).....	85
Figura 5-2: Modo Transversal Recto. Modelo con SSI. (T = 0.685 s).....	85
Figura 5-3: Modo Transversal de Rotación del Tablero. Modelo con SSI. (T = 0.657 s)....	86
Figura 5-4: Modo Torsional. Modelo con SSI. (T = 0.531 s)	86
Figura 5-5: Modo Transversal en U. Modelo con SSI. (T = 0.460 s)	87
Figura 5-6: Modo Vertical. Modelo con SSI. (T = 0.333 s).....	87
Figura 5-7: Registro Sísmico Intraplaca CD Pisagua.....	91
Figura 5-8: Esquema de referencia elementos. (a) Cepas (b) Estribos.....	92

Figura 5-9: Respuesta de aceleración tablero. Modelo con SSI. (a) dirección longitudinal (b) dirección transversal	93
Figura 5-10: Respuesta de aceleración tablero. Modelo sin SSI. (a) dirección longitudinal (b) dirección transversal	93
Figura 5-11: Respuesta de desplazamiento tablero. Modelo con SSI. (a) dirección longitudinal (b) dirección transversal	94
Figura 5-12: Respuesta de desplazamiento tablero. Modelo sin SSI. (a) dirección longitudinal (b) dirección transversal	94
Figura 5-13: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Elastómeros Dirección Longitudinal. Modelo con SSI	96
Figura 5-14: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Elastómeros Dirección Transversal. Modelo con SSI	97
Figura 5-15: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Elastómeros Dirección Longitudinal. Modelo sin SSI	98
Figura 5-16: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Elastómeros Dirección Transversal. Modelo sin SSI	99
Figura 5-17: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Barras Antisísmicas Dirección Transversal. Modelo con SSI	100
Figura 5-18: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Barras Antisísmicas Dirección Transversal. Modelo sin SSI	101
Figura 5-19: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Llaves de Corte. Modelo con SSI.....	102
Figura 5-20: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Llaves de Corte. Modelo sin SSI.....	103
Figura 5-21: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Relleno. Modelo con SSI.....	104
Figura 5-22: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Relleno. Modelo sin SSI.....	104
Figura 5-23: Momento Máximo Columnas. Modelo con SSI. (a) Dirección Longitudinal (b) Dirección Transversal.....	105
Figura 5-24: Momento Máximo Columnas. Modelo sin SSI. (a) Dirección Longitudinal (b) Dirección Transversal.....	105
Figura 5-25: Momento Máximo Total Columnas. (a) Modelo con SSI (b) Modelo sin SSI	106

Figura 5-26: Momento Máximo Pilotes Cepas (a) Dirección Longitudinal (b) Dirección Transversal.....	106
Figura 5-27: Momento Total Pilotes Cepas.....	107
Figura 5-28: Desempeño Sísmico Llaves de Corte (Dirección Transversal) Modelo con SSI	109
Figura 5-29: Desempeño Sísmico Elastómeros (Dirección Transversal). Modelo con SSI	109
Figura 5-30: Desempeño Sísmico Columnas (Dirección Longitudinal). Modelo con SSI	110
Figura 5-31: Desempeño Sísmico Pilotes (Dirección Longitudinal). Modelo con SSI.....	110

Índice de Tablas

Tabla 2-1: Valores de ε_{50} propuestos por Peck et. al. (1974)	26
Tabla 2-2: Factores de reducción lateral para grupos de pilotes	32
Tabla 2-3: Factores de reducción axial para grupos de pilotes.....	33
Tabla 3-1: Dimensiones Vigas Cabezal y Fundación.....	40
Tabla 3-2: Largo Columnas por Cepa	41
Tabla 3-3: Refuerzos Columnas Cepas	41
Tabla 3-4: Refuerzos Pilotes Cepas.....	41
Tabla 3-5: Dimensiones Elastómeros	44
Tabla 3-6: Dimensiones Barras Antisísmicas.....	45
Tabla 3-7: Propiedades Estratos de Suelo Cepas Puente Águila Norte.....	48
Tabla 3-8: Propiedades Estratos de Suelo Estribos Puente Águila Norte	48
Tabla 4-1: Propiedades Mecánicas Hormigón	53
Tabla 4-2: Propiedades Mecánicas Acero de Refuerzo.....	53
Tabla 4-3: Propiedades Tablero Puente Águila Norte.....	54
Tabla 4-4: Propiedades Losa Puente Águila Norte	55
Tabla 4-5: Masas Rotacionales Tablero Puente Águila Norte	55
Tabla 4-6: Propiedades Vigas Transversales Puente Águila Norte.....	56
Tabla 4-7: Propiedades Columnas Puente Águila Norte	56
Tabla 4-8: Largo de Rótula Plástica Columnas	56
Tabla 4-9: Material Concrete02 Columnas	57
Tabla 4-10: Material Steel02 Columnas.....	57
Tabla 4-11: Material Elastic Columnas	58
Tabla 4-12: Propiedades Pilotes Puente Águila Norte	61
Tabla 4-13: Factores de Modificación.....	61
Tabla 4-14: Propiedades Elementos Rígidos Puente Águila Norte.....	62
Tabla 4-15: Parámetros Modelo Analítico Elastómeros.....	63
Tabla 4-16: Material Steel01 Elastómeros	63

Tabla 4-17: Material Elastic Elastómeros	63
Tabla 4-18: Parámetros Modelo Analítico Barras Antisísmicas	65
Tabla 4-19: Material Hysteretic Barras Antisísmicas.....	66
Tabla 4-20: Material EPP Barras Antisísmicas	66
Tabla 4-21: Material MinMax Barras Antisísmicas	66
Tabla 4-22: Parámetros Modelo Analítico Llaves de Corte.....	68
Tabla 4-23: Material Hysteretic Llaves de Corte	69
Tabla 4-24: Material ElasticPPGap Llaves de Corte.....	69
Tabla 4-25: Parámetros Modelo Analítico Relleno Estribos.....	71
Tabla 4-26: Material HyperbolicGap Relleno	71
Tabla 4-27: Material MinMax Relleno.....	72
Tabla 4-28: Discretización Modelación resortes lateral y fuste suelo pilotes bajo Cepas ...	74
Tabla 4-29: Discretización Modelación resortes lateral y fuste suelo pilotes bajo Estribos	74
Tabla 4-30: Factores de Grupo Cepas	75
Tabla 4-31: Factores de Grupo Estribos	75
Tabla 4-32: Coeficientes de Amortiguamiento por Disipación Cepas	76
Tabla 4-33: Coeficientes de Amortiguamiento por Disipación Estribos.....	77
Tabla 4-34: Amortiguamiento considerado en los modelos.....	81
Tabla 5-1: Períodos Puente Águila Norte.....	84
Tabla 5-2: Períodos medidos en terreno puente Águila Norte	84
Tabla 5-3: Registros Semillas consideradas	89
Tabla 5-4: Registros Sísmicos considerados	90

Capítulo I

1. Introducción

1.1. Motivación

El terremoto ocurrido el 27 de febrero de 2010 en la costa de Chile alcanzó una magnitud M_w de 8.8 (USGS, 2010). Producto de esto, cerca de 300 puentes presentaron daños incluyendo 20 con colapso de sus tramos (Buckle et al. 2012).

Diversos autores han resumido los daños más comunes que han presentado los puentes viales chilenos. Por ejemplo, Wilches et al. (2019) menciona que los daños estructurales van desde agrietamiento hasta el colapso del tablero debido a deslizamientos excesivos y una mesa de apoyo insuficiente. Los daños más comunes que fueron observados para el terremoto del 27 de Febrero de 2010 fueron resumidos por Wilches et al. (2019) corresponden a: a) desplazamiento transversal y rotación excesiva del tablero, b) colapso de segmentos de tablero debido a insuficiente mesa de apoyo en estribos o cepas perdiendo de esta forma su apoyo vertical, c) insuficiente mesa de apoyo en puentes esviados, d) daño de vigas pretensadas debido a impactos con topes laterales exteriores, e) falla diagonal por tracción de las llaves de corte exteriores. El daño más común observado fue principalmente en topes laterales y vigas transversales, daño atribuido principalmente a impactos y ocasionados en parte debido los cambios en la tipología estructural de los puentes durante los años previos a 2010 tal como se esquematiza en la Figura 1-1.

Cabe mencionar que no existe evidencia clara de cuál es el efecto del sismo vertical en la respuesta sísmica de puentes viales. En este contexto, se ha observado el deslizamiento por fricción de las vigas pretensadas sobre los elastómeros (Cortés & Hube 2019), por cuanto la aceleración vertical podría jugar algún rol significativo dado que la tensión normal variaría durante el sismo. Por otro lado, la componente vertical suele tener un contenido de frecuencia alto y mayor al periodo predominante longitudinal o transversal (o de torsión) del tablero por

lo que su efecto podría ser de segundo orden. Cabe mencionar que muchos autores no creen en la posibilidad de que el tablero se levante dado que para ello se debiera tener una aceleración vertical del tablero que supere la aceleración de gravedad y durante un tiempo sostenido (lo cual no se condice con la naturaleza de alta frecuencia de las componentes verticales comúnmente observadas para sismos chilenos).

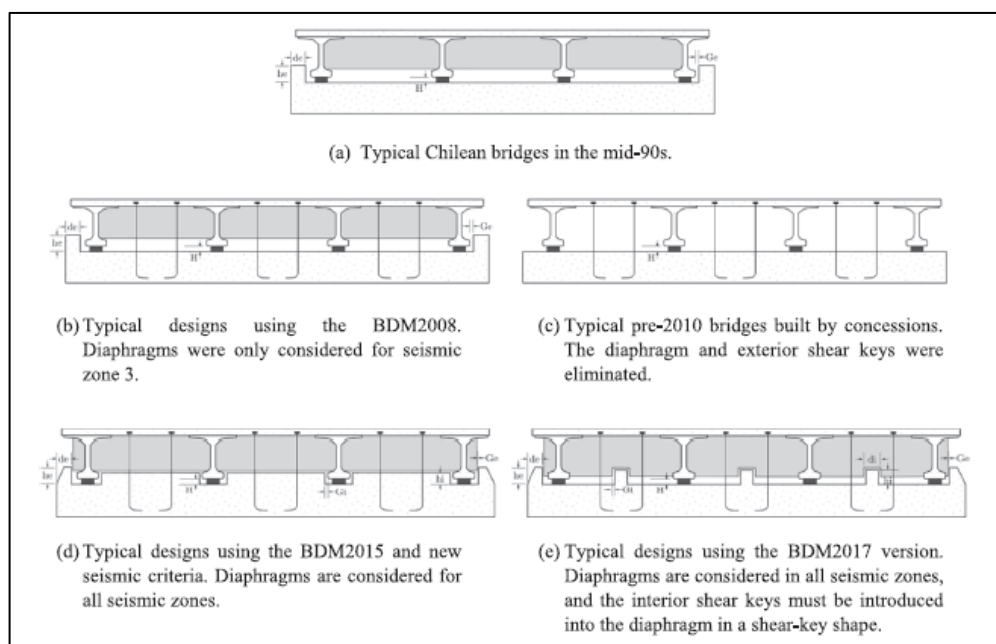


Figura 1-1: Evolución Tipología Puentes Chilenos
Fuente: Wilches et. al. (2019)

En general, los daños observados en puentes se relacionan con el comportamiento no lineal de la estructura. En este contexto, el tema de este trabajo de título busca llevar a cabo la modelación no lineal de un puente chileno como caso de estudio para evaluar su desempeño sísmico frente a diferentes niveles de demanda sísmica como parte del proyecto FONDEF ID18I-10103 “Bases y recomendaciones para complementar el análisis sísmico de puentes viales del Manual de Carreteras”, tomando como base el trabajo realizado por Carpio (2019) incorporando en la modelación los topes sísmicos en las cepas, se incorporan las inercias rotacionales del tablero, se modifica la geometría de las cepas (viga de coronamiento), se incluyen componentes no lineales en las columnas, se considera un modelo más apropiado de los elastómeros y de las barras antisísmicas y se incluye la correcta modelación de la interacción suelo-estructura.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

Evaluar el desempeño sísmico del puente Águila Norte ante la acción de sismos de diferentes características considerando la interacción suelo-estructura de este para registros sísmicos ad-hoc a las condiciones sismogénicas del emplazamiento del puente Águila Norte.

1.2.2. Específicos

- Realizar una revisión bibliográfica de los distintos componentes a considerar en la modelación no lineal de puentes.
- Modificar un modelo en elementos finitos del puente Águila Norte realizado por Carpio (2019) utilizando el programa OpenSees añadiendo componentes no lineales en su modelación.
- Incluir la interacción suelo-estructura tanto en cepas como estribos.
- Realizar análisis modal y tiempo-historia para una serie de registros sísmicos ad-hoc a las condiciones sismogénicas del emplazamiento.
- Comparar los resultados obtenidos al considerar o no la interacción suelo-estructura.
- Obtener gráficos de resumen del desempeño sísmico del puente Águila Norte ante diferentes niveles de demanda sísmica.

1.3. Metodología

1. Revisión bibliográfica: Se realiza una revisión bibliográfica de los diferentes elementos estructurales utilizados en la modelación no lineal de puentes. Además de manuales y guías de diseño no lineal con el fin de tener las consideraciones adecuadas en la modelación.
2. Modelar el puente Águila Norte, incluyendo en la modelación diferentes componentes no lineales y modificando la geometría realizada utilizada por Carpio (2019) en su modelación del puente Águila Norte. Incorporando elementos como los topes sísmicos en las cepas, las masas rotacionales del tablero, respuesta del relleno de los estribos, considerar la plastificación de las columnas en la modelación y un modelo más apropiado de los elastómeros y barras antisísmicas.
3. Tomar en cuenta las características geotécnicas del suelo basado en los resultados de ensayos SPT, CPT y los resultados obtenidos por Grand (2019) para incluir en la modelación la interacción suelo estructura con modelos de resortes de Winkler no-lineal.
4. Realizar análisis no lineal tiempo – historia para el puente, considerando los resultados del estudio de amenaza sísmica para el puente Águila Norte realizado por Castro (2020) en donde se obtienen diferentes registros sísmicos ad-hoc a las condiciones sismogénicas del emplazamiento del puente Águila Norte.
5. Comparar la respuesta de la estructura para el caso en que se considera la interacción suelo – estructura en la modelación versus considerar un modelo que restringe el desplazamiento en la base de las cepas y estribos (empotrado).
6. Comparar el desempeño sísmico del puente Águila Norte frente a diferentes niveles de demanda sísmica. Evaluando el nivel de daño que se produce en las llaves de corte, los elastómeros, las columnas y los pilotes.

Capítulo II

2. Revisión Bibliográfica

2.1. Materiales

Para el comportamiento de hormigones la ACI-318 propone ecuaciones que relacionan la tensión de compresión nominal del hormigón (f_c') para obtener el módulo de elasticidad del hormigón según la siguiente relación.

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_c'} [MPa] \quad (2.1)$$

El módulo de corte G_c se considera según lo indicado en el trabajo de Elwood et. al. (2006) como un 20% del módulo de elasticidad del hormigón.

$$G_c = 0.2 \cdot E_c \quad (2.2)$$

2.2. Tablero

Es posible modelar la superestructura bajo dos configuraciones, la primera del tipo “*grillage*” en donde se consideran los diferentes elementos como tablero, losa y vigas longitudinales por separado (con elementos tipo viga y shells), y la segunda del tipo “*spine*” en donde se modela la superestructura como una barra equivalente incluyendo las propiedades del hormigón fisurado y considerando tanto el tablero, como losa y vigas. La guía del “*Pacific Earthquake Engineering Research Center*”(Aviram et al. 2008), en adelante PEER, sugiere modelar el tablero como el segundo caso mencionado.

Al considerar la superestructura como un modelo de viga equivalente (“*Spine Model*”) la guía del PEER (2008) indica que es necesario asignar las masas rotacionales (momento de inercia rotacional) en torno a su eje debido a que el modelo de viga equivalente no los añade automáticamente.

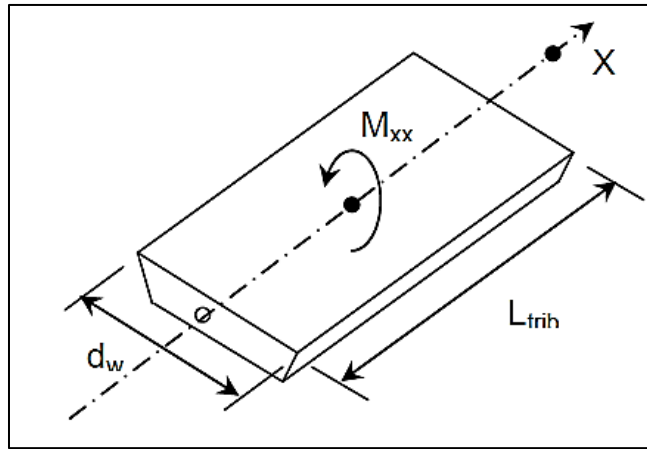


Figura 2-1: Masa Rotacional de la Superestructura

Para el cálculo de las masas rotacionales del tablero, se consideran las siguientes ecuaciones para cada una de las direcciones de la superestructura.

$$M_{xx} = \rho \cdot L_t \cdot (I_x + I_y) \quad (2.3)$$

$$M_{yy} = \rho \cdot L_t \cdot I_x \quad (2.4)$$

$$M_{zz} = \rho \cdot L_t \cdot I_y \quad (2.5)$$

Donde:

L_t : Largo tributario en la dirección respectiva (distancia entre joints) [m]

I_x : Inercia de la sección del tablero con respecto al eje x del tablero [m⁴]

I_y : Inercia de la sección del tablero con respecto al eje y del tablero [m⁴]

2.3. Columnas

Para el correcto modelamiento de las columnas en la guía del PEER se indica que las columnas presentarán un comportamiento no lineal en una zona en particular denominada “rótula plástica”, es decir, la rótula plástica corresponde a la zona donde ocurre la plastificación de las columnas. La ubicación de la rótula plástica puede considerarse con una curvatura simple ubicando la rótula plástica en el extremo empotrado de la columna o con curvatura doble donde se ubica en ambos extremos de la columna. Siendo el primer caso el

aplicable a la tipología de puentes chilenos, ya que se considera la columna en voladizo en la dirección longitudinal debido a que la superestructura se conecta con las cepas mediante los elastómeros, razón por la cual se considera la formación de rótula plástica en la base de las columnas.

La guía del PEER (2008) sugiere utilizar un modelo PMM de fibras ya que el comportamiento obtenido de este modelo es el que mejores resultados entrega para análisis tiempo-historia no lineales. Adicionalmente, la inclusión de las rótulas plásticas permite considerar el comportamiento no lineal de las columnas en caso de superar el momento de fluencia de estas.

El largo de las rótulas plásticas se obtiene de la ecuación propuesta por Priestley et. al. (2007).

$$L_p = k \cdot L + 0.022 \cdot f_y \cdot d_{bl} \geq 2 \cdot 0.022 \cdot f_y \cdot d_{bl} \quad (2.6)$$

$$k = 0.2 \cdot \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08 \quad (2.7)$$

Donde:

L : Largo de la columna [m]

f_y : Tensión de fluencia del acero [MPa]

d_{bl} : Diámetro de las barras longitudinales de refuerzo de la columna [m]

f_u : Tensión última del acero [MPa]

El modelo de fibras permite incluir los distintos materiales que conforman una sección, para el caso de las columnas permite incluir el comportamiento del hormigón tanto confinado como no confinado y del acero de refuerzo, considerando una sección como la que se observa en la Figura 2-2. En donde se han empleado 8 fibras en el sentido circunferencial. En el sentido radial, se emplearon 8 fibras para el hormigón confinado y 8 fibras para el hormigón no confinado.

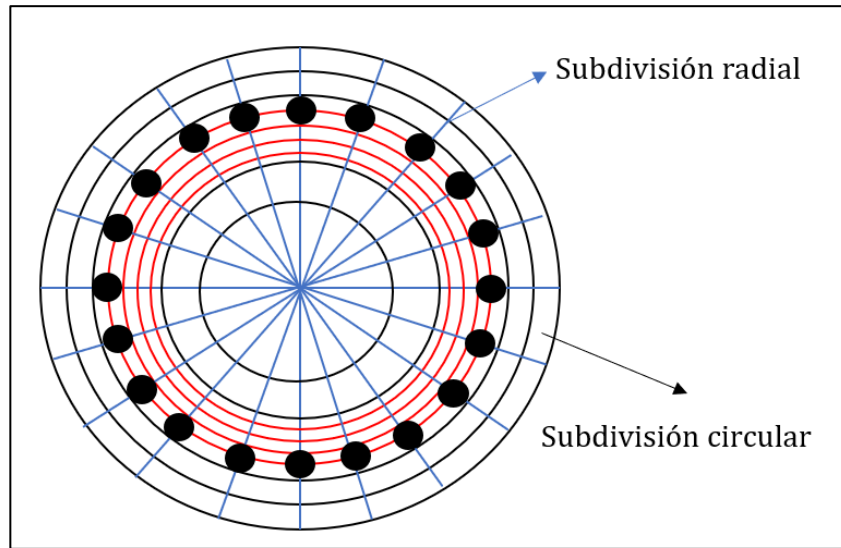


Figura 2-2: Modelo de Fibras Columnas

En la AASHTO LRFD *Seismic Bridge Design* (2011) se indica que las resistencias consideradas para el acero de refuerzo deben calcularse como los valores esperados, es decir, mayorando las resistencias nominales por un factor de 1.15. Por otro lado, para el caso del hormigón, en el hormigón no confinado se considera un aumento en la tensión de compresión por un factor de 1.30 con respecto a la resistencia nominal.

Con respecto al hormigón se utiliza el modelo de Mander et . al. (1989), en cual se describe el comportamiento del hormigón confinado a partir del esfuerzo de compresión uniaxial (f_{cc}), la deformación asociada a dicho esfuerzo (ϵ_{cc}) y la deformación última asociada al aplastamiento del hormigón confinado (ϵ_{cu}), utilizando también los valores de ($\epsilon_{co} = 0.002$) y ($\epsilon_{ou} = 0.005$), que son obtenidos a partir de lo indicado en la normativa AASHTO (2011). Adicionalmente, el esfuerzo asociado al aplastamiento del hormigón confinado (f_{cu}) se obtiene de lo propuesto por Scott et. al. (1982). En cuanto a las tensiones del hormigón confinado (f_{lc}) y no confinado (f_{lo}) se basan en lo propuesto por la ACI 318 (2008). A continuación, se detallan las ecuaciones indicadas anteriormente.

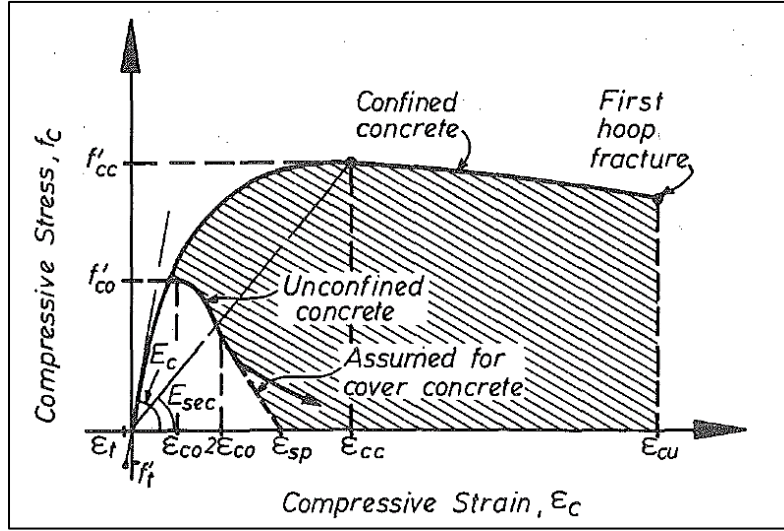


Figura 2-3: Curva tensión-deformación para hormigón confinado y no confinado.
(Mander & Priestly, 1989)

$$f_{cc} = f_{co} \cdot \left(-1.254 + 2.254 \cdot \sqrt{1 + 7.94 \cdot \frac{f'_l}{f_{co}}} - 2 \cdot \frac{f'_l}{f_{co}} \right) \quad (2.8)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \cdot \left(1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right) \quad (2.9)$$

$$f_{cu} = \frac{f_{cc} \cdot \chi \cdot r}{r - 1 + \chi^r} \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{0.9 \cdot \rho_s \cdot f_y}{300} \quad (2.11)$$

$$f_{co} = 1.3 \cdot f_{cn} \quad (2.12)$$

$$f'_l = f_l \cdot k_e \quad (2.13)$$

$$f_l = 0.5 \cdot f_y \cdot \rho_s \quad (2.14)$$

$$\rho_s = \frac{4 \cdot A_{sp}}{s \cdot d_s} \quad (2.15)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s}{2 \cdot d_s} \right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (2.16)$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_{rl}}{A_c} \quad (2.17)$$

$$A_c = \pi \cdot (0.5 \cdot d_s)^2 \quad (2.18)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.19)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.20)$$

$$\chi = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.21)$$

$$\varepsilon_{co} = 0.002 \quad (2.22)$$

$$\varepsilon_{ou} = 0.005 \quad (2.23)$$

$$f_{to} = 1.3 \cdot \sqrt{f_{co}} [MPa] \quad (2.24)$$

$$f_{tc} = 1.3 \cdot \sqrt{f_{cc}} [MPa] \quad (2.25)$$

Donde:

f_{cn} : Tensión de compresión nominal del hormigón [MPa]

d_c : Diámetro de la columna [m]

r_c : Recubrimiento de la columna [m]

f_y : Tensión de fluencia esperada del acero de refuerzo [MPa]

A_{rl} : Área de refuerzo longitudinal [m²]

A_{sp} : Área de refuerzo de confinamiento [m²]

s : Espaciamiento de la armadura de confinamiento [m]

d_s : Diámetro entre líneas centrales del refuerzo de confinamiento [m]

s : Distancia libre entre los bordes del refuerzo transversal [m]

El comportamiento de las columnas tanto para corte como para torsión según lo indicado en la AASHTO LRFD – *Seismic Bridge Design* (2011) se considera como un

comportamiento elástico lineal con rigideces infinitesimales K_c y K_θ respectivamente. Donde, además, se considera un factor de reducción del 20% para la torsión con el fin de considerar los efectos del agrietamiento. El valor del módulo de corte G_c se considera según lo indicado en el trabajo de Elwood et. al. (2006) definido a partir del módulo de elasticidad del hormigón de las columnas.

$$K_c = A_{r,t} \cdot G_c \quad (2.26)$$

$$K_\theta = J_c \cdot G_c \quad (2.27)$$

$$A_{r,t} = 0.9 \cdot A_t \quad (2.28)$$

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_c} [MPa] \quad (2.29)$$

$$G_c = 0.2 \cdot E_c \quad (2.30)$$

$$J_c = 0.2 \cdot (I_{xx} + I_{yy}) \quad (2.31)$$

Donde:

f_c : Tensión de compresión nominal del hormigón [MPa]

A_t : Área transversal de la columna [m]

I_{xx} : Inercia con respecto al primer eje de la columna [m⁴]

I_{yy} : Inercia con respecto al segundo eje de la columna [m⁴]

2.4. Elastómeros

Los apoyos elastoméricos (o elastómeros) de puentes corresponden a placas de neoprenos que se colocan para unir el tablero (superestructura) con los estribos y cepas (infraestructura). La idea es disponer un elemento de baja rigidez transversal de manera se aislar la respuesta sísmica de la superestructura y a la vez disminuir efectos de desplazamiento diferenciales generados en los apoyos de la superestructura por efectos sísmicos, temperatura y/asentamientos. En este sentido los elastómeros suelen tener un comportamiento histerético que debe a la no linealidad intrínseca de la goma y en el caso que

los elastómeros no se anclan a las vigas se puede observar deslizamientos por fricción. Para aumentar la resistencia vertical y a torsión de los elastómeros se incluyen planchas de acero al interior que reducen el espesor local de goma. El rol de los elastómeros es fundamental en el comportamiento sísmico de los puentes ya que se encargan de transmitir los esfuerzos entre la superestructura y subestructura frente a las diferentes demandas a las que se ve sometido el puente, distribuyendo de esta forma los esfuerzos de corte hacia las cepas y los estribos.

Para puentes de tres o más vanos, el Manual de Carreteras (2018) indica que estos pueden modelarse como elementos elásticos lineales cuyas propiedades se determinan considerando un módulo de corte que oscila entre 10 kg/cm^2 para cargas estáticas y 13 kg/cm^2 para cargas dinámicas. Este valor toma un rol importante, ya que, para casos con puentes rígidos de baja altura o puentes de gran altura, los apoyos elastoméricos cumplen un papel fundamental al momento de obtener el período fundamental de la estructura.

Rubilar (2015) realizó una campaña experimental donde ensayó seis apoyos elastoméricos bajo cargas monotónicas y cíclicas para determinar el módulo de corte (G) de la goma de los apoyos. A partir de estos resultados experimentales, en su trabajo propone un modelo simplificado para la respuesta lateral de las placas de apoyo elastoméricas (tanto longitudinal como transversal) a partir de los resultados de la campaña experimental realizada, donde se considera un comportamiento perfectamente plástico (Figura 2-4) lo que simula el deslizamiento por fricción que puede ocurrir en la interfaz entre los elastómeros con el tablero para el caso de los elastómeros no anclados (caso del puente Águila Norte).

Este comportamiento queda definido por la rigidez de carga (K_{le}) y la fuerza de fluencia (F_{ye}). El coeficiente de fricción se determina según la expresión de Steelman et al. (2013), la rigidez de carga se obtiene de lo indicado por la ecuación 14.6.3.1-2 de la normativa AASHTO (2017).

$$K_{le} = G_e \cdot A_{be} / H_g \quad (2.32)$$

$$A_{be} = L_e \cdot A_e \quad (2.33)$$

$$F_{ye} = \mu_e \cdot \sigma_{cd} \cdot A_{be} \quad (2.34)$$

$$\mu_e = 0.18 + 0.37 / \sigma_{cd} \quad (2.35)$$

$$\sigma_{cd} = 1.15 \cdot \sigma_c \quad (2.36)$$

Donde:

G_e : Módulo de Corte Elastómeros. 13 [MPa] según Manual de Carreteras (2018)

H_g : Altura Total gomas del Elastómero [m]

L_e : Largo del Elastómero [m]

A_e : Ancho del Elastómero [m]

σ_c : Tensión de compresión para cargas muertas [MPa]

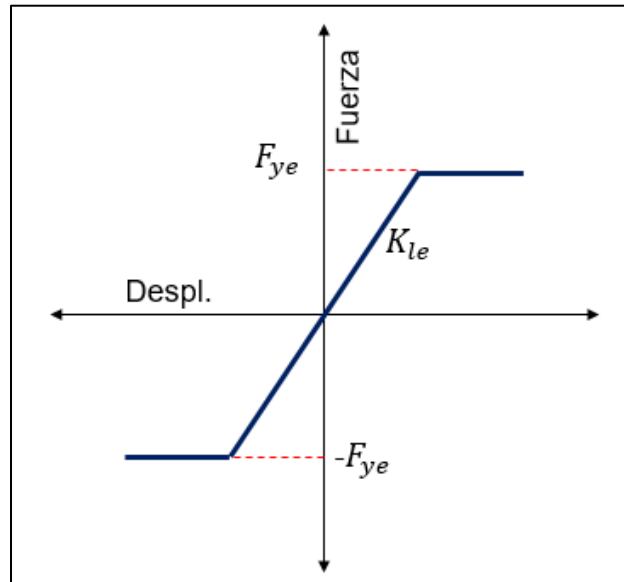


Figura 2-4: Modelo Respuesta Lateral Elastómeros

En cuanto a la respuesta vertical de los elastómeros Wilches et al. (2019) sugiere considerar una respuesta lineal-elástica a compresión con pendiente K_{ve} , obtenida a partir de la NCh2745 (2013), la cual está caracterizada por depender de las propiedades mecánicas y de las dimensiones de los apoyos elastoméricos considerando un coeficiente de forma S_e .

$$K_{ve} = E_g \cdot A_{be} / H_g \quad (2.37)$$

$$E_g = 4.8 \cdot G_e \cdot S_e^2 \quad (2.38)$$

$$S_e = A_{be} / (2 \cdot e_{lg} \cdot (L_e + A_e)) \quad (2.39)$$

Por otro lado, la respuesta rotacional de los elastómeros ($K_{\theta e}$) se define como un comportamiento elástico según lo indicado en la AASHTO (2017), la cual depende del coeficiente de forma de los elastómeros (S_e), el módulo elástico de la goma del elastómero (E_g) y de la inercia rotacional de las placas de apoyo elastoméricas (I_e).

$$K_{\theta e} = (0.5 \cdot E_g \cdot I_e) / H_g \quad (2.40)$$

$$I_e = (A_e \cdot L_e^3) / 12 \quad (2.41)$$

Donde:

G_e : Módulo de Corte Elastómeros. 13 [MPa] según Manual de Carreteras (2018)

A_{be} : Área Basal Elastómeros [m²]

H_g : Altura Total gomas del Elastómero [m]

L_e : Largo del Elastómero [m]

A_e : Ancho del Elastómero [m]

e_{lg} : Espesor de una lámina de goma [m]

2.5. Barras Antisísmicas

Las barras antisísmicas corresponden a barras de acero dúctil que se encargan de conectar la superestructura con la cepas y estribos, estas van recubiertas por un tubo de plástico para evitar su exposición a la intemperie y el contacto directo con los travesaños. El Manual de Carreteras (2018) indica que las barras antisísmicas deben ser diseñadas para prevenir el levantamiento del tablero, de esta forma propone diseñar las barras antisísmicas para soportar una carga vertical igual a $S \cdot A_{VT}$ donde S corresponde al coeficiente del suelo y A_{VT} a la aceleración vertical del tablero, argumentando que la componente vertical puede

contribuir a la pérdida de apoyo de la superestructura cuando se combina con la componente horizontal; en especial, cuando la respuesta vertical de la superestructura se puede ver amplificada por la respuesta vertical de los elastómeros.

Las barras antisísmicas han demostrado tener un efecto en la respuesta longitudinal y transversal del tablero (Martínez et al. 2017) dado que estas proveen una rigidez relativa horizontal entre el tablero y la infraestructura. De esta forma Martínez (2017) llevó a cabo un programa experimental para poder estudiar la respuesta monotónica creciente y cíclica relacionada a la respuesta transversal de las barras antisísmicas, proponiendo a partir de estos resultados un modelo simplificado de la relación fuerza-desplazamiento (Figura 2-5). Este modelo considera una relación bilineal donde en una primera etapa se presenta una respuesta a flexión cambiando a una respuesta a tracción luego de ocurrido el contacto entre las barras antisísmicas y el travesaño que las rodea.

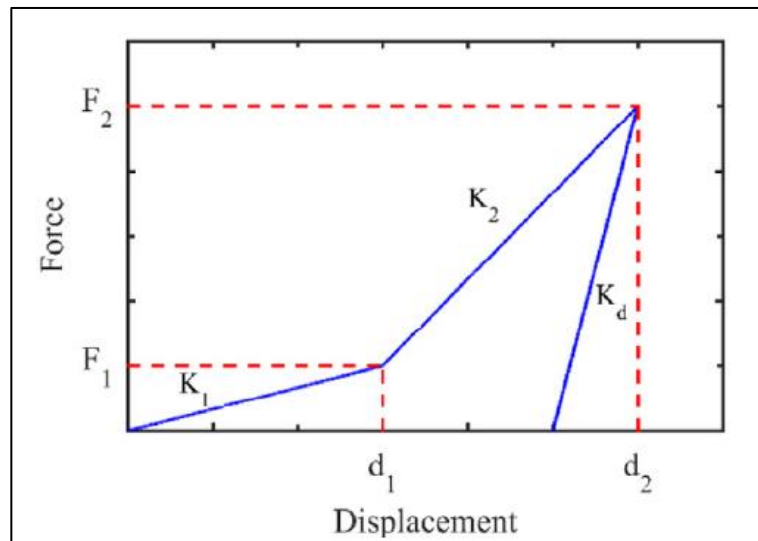


Figura 2-5: Modelo propuesto para Respuesta Transversal de Barras Antisísmicas.
Fuente: Martínez et al. (2017)

Considerando lo anterior Martínez et al. (2017) propone modelos simplificados para el caso con diafragma o para el caso sin diafragma transversal. A continuación, se describe el modelo propuesto para el caso con diafragma transversal (Caso puente Águila Norte).

$$d_1 = 0.1 \cdot h_1 \tag{2.42}$$

$$d_2 = h_1 \quad (2.43)$$

$$F_i = \gamma \cdot f_y^* \cdot A_{sb} \quad (2.44)$$

$$K_d = 20 \cdot K_2 \quad (2.45)$$

$$f_y^* = 1.2 \cdot f_y \quad (2.46)$$

Donde:

h_1 : Altura libre barras antisísmicas [m]

A_{sb} : Área transversal barras antisísmicas [m²]

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de las barras antisísmicas [MPa].

γ_1 : 0.04

γ_2 : 0.71

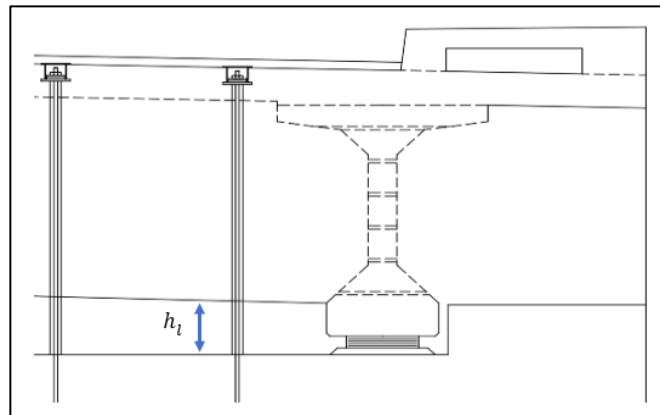


Figura 2-6: Altura Libre Caso con Diafragma Transversal

Por otro lado, el comportamiento vertical de las barras antisísmicas se considera de manera elástica perfectamente plástica a tracción con una rigidez K_v y una resistencia máxima vertical F_v que se mantiene constante entre d_v y $2d_v$, tal como se observa en la Figura 2-7. A continuación, se describen las ecuaciones utilizadas para obtener dicho comportamiento.

$$K_v = E_s \cdot A_{sb} / H_{tb} \quad (2.47)$$

$$F_v = f_y \cdot A_{sb} \quad (2.48)$$

$$d_v = F_v / K_v \quad (2.49)$$

Donde:

E_s : Módulo de elasticidad acero [MPa]

A_{sb} : Área transversal de la barra antisísmica [m²]

H_{ib} : Largo total de la barra antisísmica [m]

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de las barras antisísmicas [MPa]

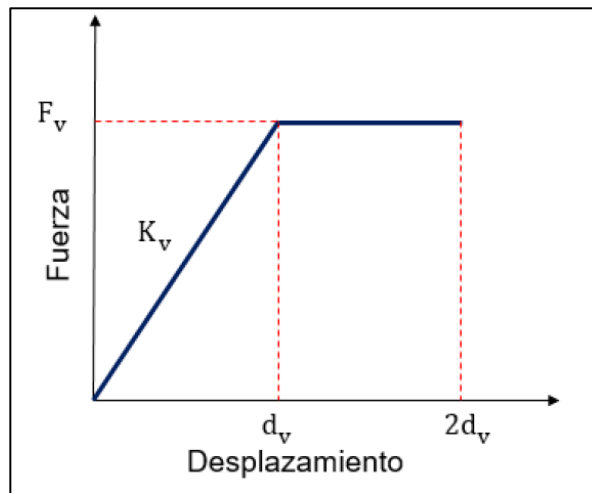


Figura 2-7: Respuesta Vertical Barras Antisísmicas

2.6. Llaves de Corte

Las llaves de corte o topes sísmicos corresponden a elementos generalmente de hormigón armado que tienen como función restringir el desplazamiento transversal de los puentes frente a eventos sísmicos, tanto en cepas como en estribos. Están diseñados para actuar en la dirección transversal del puente y en el sentido opuesto al movimiento de las vigas. Existen tanto topes exteriores como interiores. En particular, el puente Águila Norte posee únicamente topes exteriores.

El Manual de Carreteras (2018) indica que los topes exteriores deben ser diseñados como vigas de borde donde se produzca una falla por punzonamiento como se muestra en la Figura 2-8. Es por esto por lo que al estar preparados para dañarse funcionan como fusibles para evitar daños excesivos en los estribos o cepas ante grandes sollicitaciones.

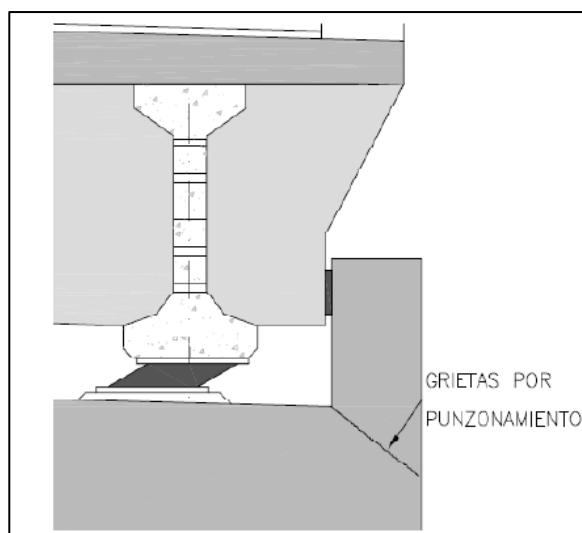


Figura 2-8: Modo de falla esperado en topes exteriores
Fuente: Manual de Carreteras (2018)

El comportamiento de los topes sísmicos se considera según el modelo simplificado de Megally et al. (2002) que obtienen de una campaña experimental realizada donde ensayan seis llaves de corte de estribos variando la inclusión del muro espaldar, la rugosidad de la interfaz y el postensado del estribo. El modelo propuesto corresponde a un modelo puntal tensor (“*strut-and-tie mechanism*”) del elemento para obtener la curva analítica que describe el comportamiento de las llaves de corte.

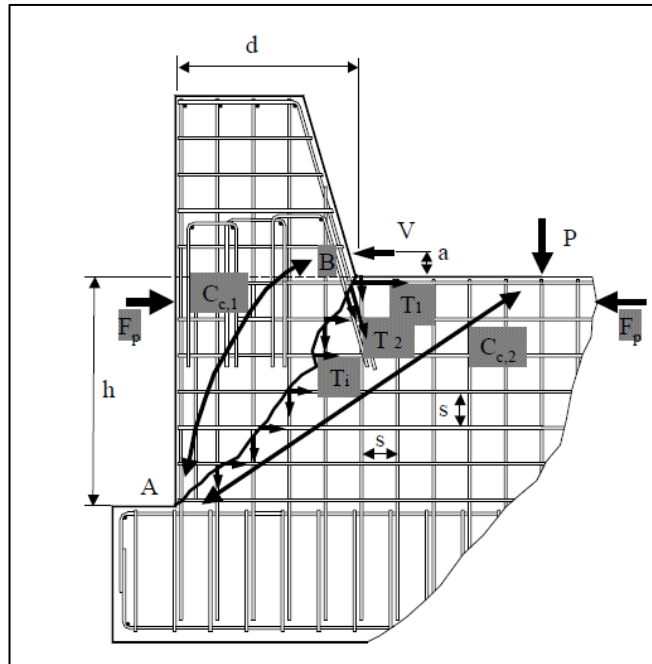


Figura 2-9: Esquema modelo puntal tensor
Fuente: Megally et al. (2002)

El modelo analítico propuesto por Megally et al. (2002) para la respuesta de las llaves de corte externas está descrito por cinco niveles de daño, según se indica en la Figura 2-10, en donde se considera la superposición de la resistencia del hormigón con la de las barras de refuerzo que pasan a través de la superficie de falla para obtener la histéresis de las llaves de corte.

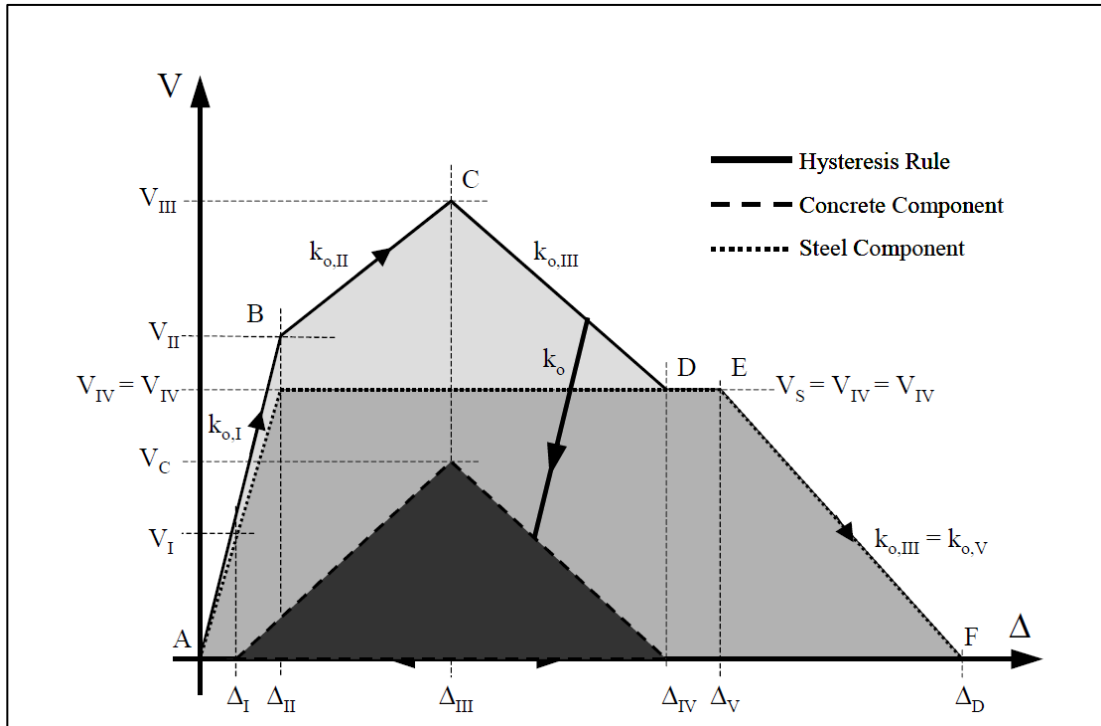


Figura 2-10: Modelo de la respuesta de Topes Sísmicos Externos
Fuente: Megally et al. (2002)

Los niveles de daños considerados para la obtención del comportamiento propuesto son los siguientes:

1. El tope sísmico presenta un comportamiento elástico, donde el hormigón comienza a fisurarse y el acero permanece en su zona elástica.
2. Se alcanza una deformación de aproximadamente $\varepsilon = 0.002$ para el acero y comienza a fluir, por otro lado, el hormigón aún no alcanza su capacidad máxima.
3. El hormigón alcanza su capacidad máxima, mientras que el acero se encuentra fluyendo.
4. El hormigón pierde toda su resistencia, por lo que únicamente resiste el acero el cual continúa fluyendo ($\varepsilon = 0.005$).
5. Se alcanza una deformación de $\varepsilon = 0.007$ y el acero comienza a fracturarse, provocando un decaimiento lineal en la resistencia hasta llegar a cero.

A partir del trabajo realizado por Megally et al. (2002), Goel & Chopra (2008) proponen una simplificación al modelo (Figura 2-11), considerando cuatro puntos en vez de seis, definidos por los desplazamientos d_A , d_B , d_C y d_D , las fuerzas de corte V_A , V_B , V_C y V_D y el brazo de aplicación de la carga (V).

$$d_A = \Delta_{gap} \quad (2.50)$$

$$d_B = \sqrt{2} \cdot \varepsilon_y \cdot (l_d + d) \cdot \frac{h+d}{\sqrt{h^2 + d^2}} \quad (2.51)$$

$$V_B = V_s + V_h \cdot \frac{d_A}{d_B} \quad (2.52)$$

$$d_C = \sqrt{2} \cdot \varepsilon_y \cdot (l_d + d) \cdot \frac{h+d}{s} \quad (2.53)$$

$$V_C = V_s + V_h \quad (2.54)$$

$$d_D = d_{III} - \frac{d_{II} - d_C}{V_s - V_C} \cdot V_s \quad (2.55)$$

$$\varepsilon_y = f_y / E_s \quad (2.56)$$

$$l_d = \frac{d_b \cdot f_y}{2.08 \cdot \sqrt{f_c}} \quad (2.57)$$

$$V_h = 0.2 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot h \quad (2.58)$$

$$V_s = \frac{1}{h+V} \cdot (f_p \cdot h_p + A_{s1} \cdot f_y \cdot d + A_{s2} \cdot f_y \cdot d + \frac{n_h \cdot A_{ssh} \cdot f_y \cdot h^2}{2 \cdot s} + \frac{n_v \cdot A_{ssv} \cdot f_y \cdot d^2}{2 \cdot s}) \quad (2.59)$$

$$d_{III} = \sqrt{2} \cdot 0.007 \cdot (l_d + d) \cdot \frac{h+d}{s} \quad (2.60)$$

$$d_{II} = \sqrt{2} \cdot 0.005 \cdot (l_d + d) \cdot \frac{h+d}{s} \quad (2.61)$$

$$V = \max(0.167 \cdot d; V_0) \quad (2.62)$$

Donde:

- Δ_{gap} : Distancia entre el tope sísmico y la viga [m]
- d : Largo transversal del tope sísmico [m]
- h : Altura del tope sísmico [m]
- s : Espaciamiento de la armadura del estribo [m]
- f_y : Tensión de fluencia del acero del refuerzo del tope sísmico [MPa]
- E_s : Módulo de elasticidad del acero [MPa]
- l_d : Largo de desarrollo del refuerzo [m]
- d_b : Diámetro de las barras de refuerzo [m]
- f_c : Tensión de compresión del hormigón del tope sísmico [MPa]
- b : Largo longitudinal del tope sísmico [m]
- f_p : Tensión del pretensado del estribo [MPa]
- h_p : Altura del pretensado del estribo [m]
- A_{s1} : Área de refuerzo total a lo largo de T1 [m²]
- A_{s2} : Área de la primera línea de refuerzo que cruza la interfaz del tope [m²]
- n_h : Número de caras con refuerzo horizontal
- n_v : Número de caras con refuerzo vertical
- A_{ssh} : Área de una barra de refuerzo horizontal cruzando la grieta [m²]
- A_{ssv} : Área de una barra de refuerzo vertical cruzando la grieta [m²]
- V_0 : Altura de aplicación de la carga [m]

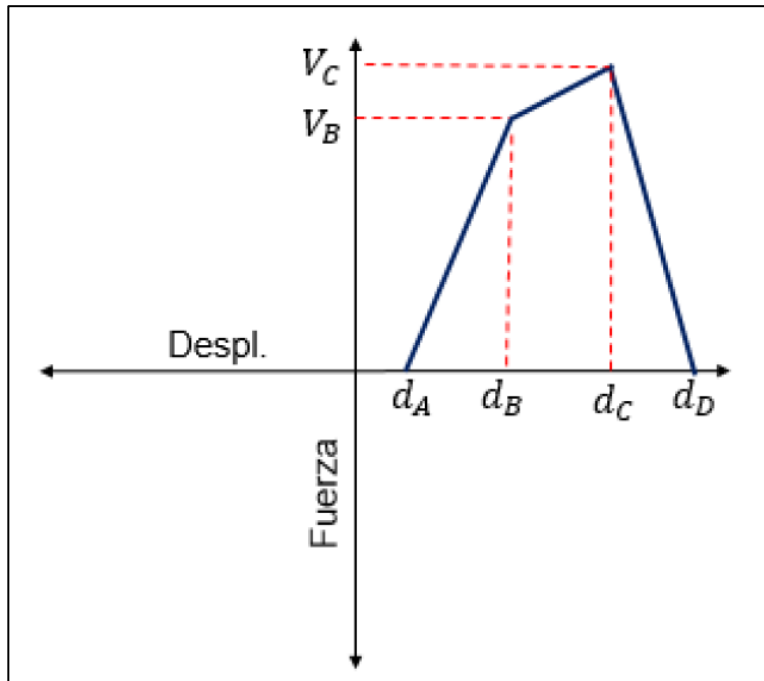


Figura 2-11: Modelo Propuesto Llaves de Corte

2.7. Empuje Pasivo del Relleno del Estribo

Shamsabadi et al. (2007) estudia el comportamiento de puentes esviados ante demandas sísmicas, en donde desarrolla un modelo sobre la falla de presión pasiva del relleno en estribos. Este modelo asume una superficie de falla con forma de espiral logarítmica que luego corrobora con ensayos experimentales realizados por UCL en rellenos sujetos a cargas del tipo pasiva.

La respuesta longitudinal del estribo es descrita por el empuje pasivo del suelo detrás del muro espaldar y esta se representa según las expresiones propuestas en el trabajo de Shamsabadi (2007) donde se tiene una clasificación de los suelos como cohesivos y granulares entregando para cada clasificación un valor de capacidad última del suelo por ancho del estribo (F_u), la rigidez inicial por ancho del estribo (k_i) y el desplazamiento máximo en función de la altura del muro espaldar ($y_{m\acute{a}x}$) para cada clasificación de suelo. El modelo propuesto tiene forma hiperbólica tal como se muestra en la Figura 2-12.

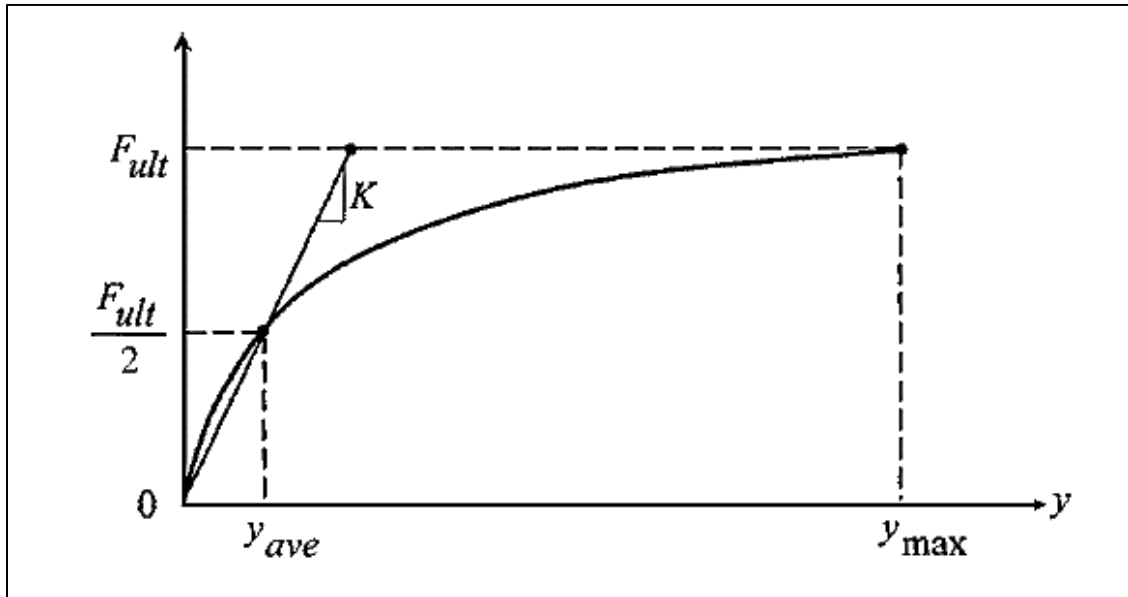


Figura 2-12: Curva Fuerza Desplazamiento del Empuje Pasivo
Fuente: Shamsabadi et. al. (2007)

$$F_u = 440 \text{ [kN / m]} \quad (2.63)$$

$$k_i = \begin{cases} 290 \text{ [kN / cm / m]} & \text{suelo granular} \\ 145 \text{ [kN / cm / m]} & \text{suelo cohesivo} \end{cases} \quad (2.64)$$

$$y_{m\acute{a}x} = \begin{cases} 0.05 \cdot H_{est} & \text{suelo granular} \\ 0.10 \cdot H_{est} & \text{suelo cohesivo} \end{cases} \quad (2.65)$$

Donde:

H_{est} : Altura del Muro Espaldar [m]

2.8. Pilotes y Suelo de Fundaci3n

La gu3a del PEER (2008) indica que la interacci3n suelo-estructura (“SSI” en ingl3s) resulta un factor importante en la respuesta s3smica de puentes, y divide sus efectos en dos, el primero de tipo cinemático producto de la modificaci3n del movimiento del suelo ante una fundaci3n sin masa y el segundo de tipo inercial producto de la deformaci3n del suelo frente a cambios en la inercia que se desarrollan en la fundaci3n, y propone utilizar uniones rotuladas con dos resortes rotacionales para definir el comportamiento hister3tico de la

fundación. Luego, la guía del PEER (2015) considera la interacción suelo-estructura a partir de la teoría de vigas en medio elástico de Winkler, mediante el uso de dos resortes unidos en forma discreta a los pilotes, uno que permita representar la resistencia lateral del suelo sobre el pilote y otros que representan la fricción por fuste entre el pilote y el suelo.

En el programa de elementos finitos OpenSees se puede modelar el suelo de fundación mediante elementos tipo resortes que permiten representar el comportamiento del empuje lateral del suelo (resortes P-Y), de la fricción por fuste (resortes T-Z) y de la resistencia de punta (resortes Q-Z), los cuales representan una curva histerética que se asemeja a resultados provenientes de la literatura. Dentro de la literatura, existen diversas curvas y ecuaciones para obtener el comportamiento de dichos resortes con el fin de representar correctamente el comportamiento del suelo basados en ensayos experimentales realizados a distintos tipos de suelo.

Para la respuesta del empuje lateral las curvas propuestas por la API (2010) entregan el comportamiento de histéresis para suelos como arcillas, arenas y aquellos con presencia de gravas.

Arcillas:

$$P_{ult} = \begin{cases} \left(3 + \frac{\gamma_s}{s_u} \cdot z + \frac{J}{D_p} \cdot z \right) \cdot s_u \cdot D_p & \text{si } z < X_r \\ 9 \cdot s_u \cdot D_p & \text{si } z \geq X_r \end{cases} \quad (2.66)$$

$$Y_{50} = 2.5 \cdot D_p \cdot \varepsilon_{50} \quad (2.67)$$

$$X_r = \frac{6 \cdot D_p}{\gamma_s \cdot \frac{D_p}{s_u} + J} \quad (2.68)$$

Donde:

Y_{50} : Desplazamiento en el que se alcanza el 50% de la resistencia [m]

ε_{50} : Deformación en la que se alcanza el 50% de la diferencia de los esfuerzos principales [-]

z : Profundidad bajo el nivel de terreno [m]

- γ_s : Peso unitario efectivo del suelo [kN/m³]
 s_u : Resistencia al corte no drenada del estrato a una profundidad “z” [kN/m²]
 J : Factor experimental de Matlock. Su valor es 0.5 [-]
 D_p : Diámetro del pilote [m]

La API (2010) propone una curva fuerza-desplazamiento de la capacidad lateral para arcillas donde en el eje y se tiene el cociente entre la capacidad y capacidad última (p / p_u) y en el eje x el cociente entre la deflexión lateral del pilote (y) con el valor de y_{50} tal como se indica en la Figura 2-13.

Adicionalmente, el valor de la deformación ϵ_{50} se obtiene de lo propuesto por Peck et. al. (1974) según lo indicado en la Tabla 2-1.

Tabla 2-1: Valores de ϵ_{50} propuestos por Peck et. al. (1974)

Consistencia	s_u promedio del estrato	ϵ_{50}
Blanda	0 – 48	0.020
Media	48 – 96	0.010
Rígida	96 – 192	0.005

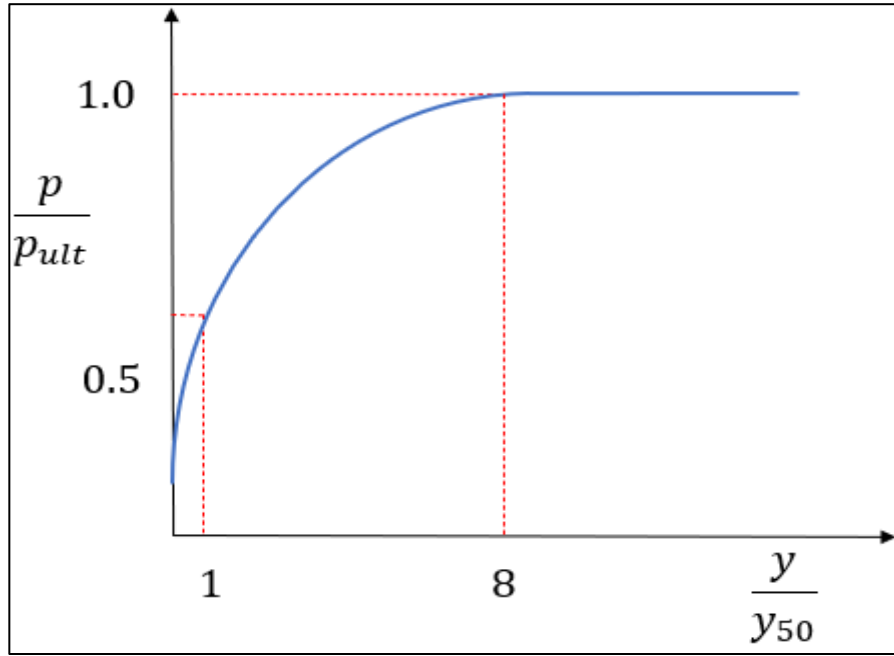


Figura 2-13: Curva Fuerza-Desplazamiento de Capacidad Lateral para Arcillas

Arenas y Gravas:

$$p = A \cdot p_{ult} \cdot \tanh\left(\frac{k \cdot z \cdot y}{A \cdot p_{ult}}\right) \quad (2.69)$$

$$A = \begin{cases} 0.9 & \text{para cargas cíclicas} \\ \left(3.0 - 0.8 \cdot \frac{H}{D_p}\right) \geq 0.9 & \text{para cargas estáticas} \end{cases} \quad (2.70)$$

$$p_{ult} = \min((C_1 \cdot z + C_2 \cdot D_p) \cdot z \cdot \gamma_s, C_3 \cdot \gamma_s \cdot z \cdot D_p) \quad (2.71)$$

$$C_1 = \frac{k_0 \tan(\varphi) \sin(\beta)}{\tan(\beta - \varphi) \cos(\alpha)} + \frac{\tan^2(\beta) \tan(\alpha)}{\tan(\beta - \varphi)} + k_0 \tan(\beta) (\tan(\varphi) \tan(\beta) - \tan(\alpha)) \quad (2.72)$$

$$C_2 = \frac{\tan(\beta)}{\tan(\beta - \varphi)} - k_0 \quad (2.73)$$

$$C_3 = k_a \cdot (\tan^8(\beta) - 1) + k_0 \cdot \tan(\varphi) \cdot \tan^4(\beta) \quad (2.74)$$

$$\alpha = \varphi / 2 \quad (2.75)$$

$$\beta = 45^\circ + \varphi / 2 \quad (2.76)$$

$$k_0 = 0.4 \quad (2.77)$$

$$k_a = \tan^2(45^\circ - \alpha) \quad (2.78)$$

$$y_{50} = \frac{A \cdot p_{ult}}{k \cdot H} \cdot \operatorname{atanh}(0.5) \quad (2.79)$$

Donde:

- y : Deflexión lateral del pilote [m]
- z : Profundidad bajo el nivel de terreno [m]
- γ_s : Peso unitario efectivo del suelo [kN/m³]
- D_p : Diámetro del pilote [m]
- φ : Ángulo de fricción interno [°]

La API propone una curva fuerza-desplazamiento de la capacidad lateral para arenas y gravas tal como se indica en la Figura 2-14. Adicionalmente, el valor del módulo inicial de reacción (k) se obtiene de la curva presentada en la Figura 2-15, el cual dependerá del ángulo de fricción interna (φ).

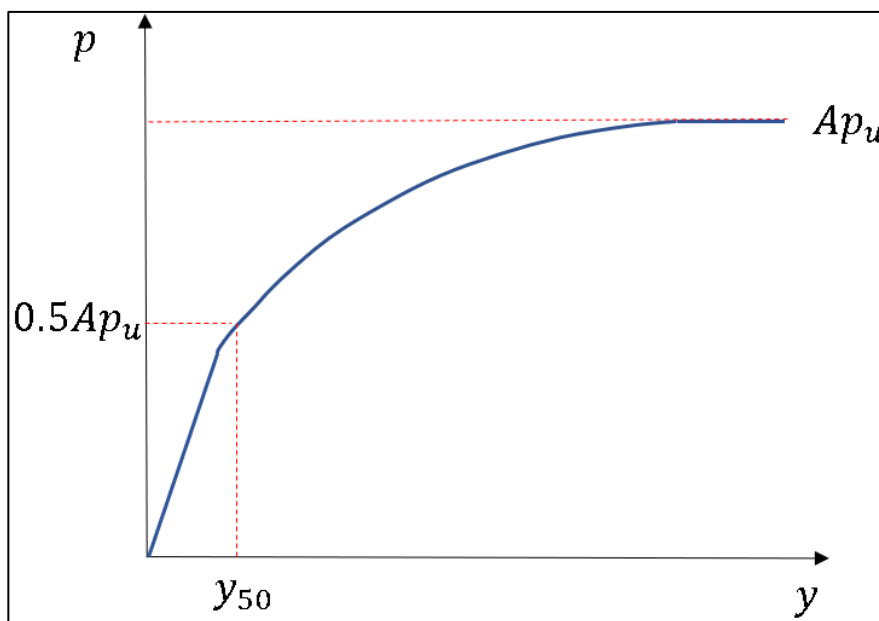


Figura 2-14: Curva Fuerza-Desplazamiento de Capacidad Lateral para Arenas y Gravas

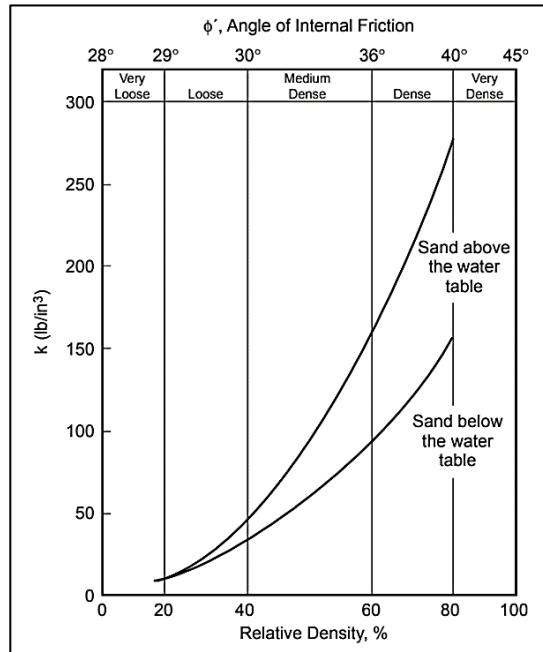


Figura 2-15: Módulo inicial de reacción

Para la respuesta de la fricción por fuste la AASHTO (2017) propone curvas para suelos arcillosos, arenosos y suelos con presencia de gravas.

Arcillas

$$t_{ult} = \alpha \cdot s_u \quad (2.80)$$

$$\alpha = \begin{cases} 0.55 & ; 1.5 \geq s_u / p_n \\ 0.55 - 0.1 \cdot \left(\frac{s_u}{p_n} - 1.5 \right) & ; 2.5 \geq s_u / p_n \geq 1.5 \end{cases} \quad (2.81)$$

$$z_{50} = 0.5 \cdot \min(3 \text{ cm}; (0.5 \cdot Q + 0.5) \text{ cm}) \quad (2.82)$$

Donde:

s_u : Resistencia al corte no drenada [kN/m²]

p_n : Presión atmosférica [kN/m²]

Q : Resistencia por fuste [MN]

La AASHTO (2017) propone el método alfa indicado por las ecuaciones (2.80) y (2.81), por otro lado, la ecuación (2.82) para el valor de z_{50} viene dado por lo indicado en la DIN4014 (1990).

Arenas

$$t_{ult} = \beta \cdot \sigma'_v \quad (2.83)$$

$$\beta = (1 - \sin(\varphi_f)) \cdot \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)^{\sin(\varphi_f)} \cdot \tan(\varphi_f) \quad (2.84)$$

$$\varphi_f = 27.5 + 9.2 \cdot \log((N_1)_{60}) \quad (2.85)$$

$$\frac{\sigma'_p}{p_a} = 0.47 \cdot N_{60}^m \quad (2.86)$$

Donde:

- σ'_v : Presión vertical efectiva [kN/m²]
- $(N_1)_{60}$: Valor corregido por factor de sobrecarga [-]
- p_a : Presión atmosférica [kN/m²]
- m : Constante con valor 0.6 para arenas limpias con cuarzo, y 0.8 para arenas limosas y limos arenosos [-]

Las ecuaciones anteriores son propuestas por la AASHTO (2017) utilizando como base que estas ecuaciones son válidas cuando se cuentan con resultados de ensayos SPT.

Gravas

$$\frac{\sigma'_p}{p_a} = 0.15 \cdot N_{60} \quad (2.87)$$

Donde:

- N_{60} : Número de golpes ensayo SPT [-]

Para el caso de las gravas, la AASHTO (2017) propone las mismas ecuaciones para obtener el valor de t_{ult} , β y φ_f que en el caso de arenas (ecuaciones (2.83), (2.84) y (2.85) respectivamente).

Luego, el valor de z_{50} viene dado por la siguiente expresión

$$z_{50} = \left(\frac{t_{ult}}{E} \right) \cdot L_p \quad (2.88)$$

Donde:

- t_{ult} : Fricción máxima del fuste [kN/m²]
- E : Módulo de elasticidad del suelo [kN/m²]
- L_p : Largo del pilote [m]

Para la respuesta de la resistencia de punta del pilote la AASHTO (2017) propone una ecuación que permite determinar esta resistencia cuando se cuentan con resultados de ensayos SPT. Válida tanto para arenas como para gravas.

$$q_{ult} = 1.2 \cdot N_{60} [ksf] \leq 60 [ksf] \quad (2.89)$$

Donde:

- N_{60} : Número de golpes ensayo SPT. Válido para valores menores o iguales a 50.
[-]

Luego, el desplazamiento z_{50} para el caso de la resistencia de punta del pilote se obtiene de la expresión de Vijayvergiya (1977) dada por la ecuación (2.90) donde el valor de z_{ult} se considera como un 7% del diámetro del pilote.

$$z_{50} = 0.125 \cdot z_{ult} \quad (2.90)$$

Los pilotes muchas veces son construidos en grupos, y se ha estudiado su comportamiento lateral, teniendo como resultado que la resistencia de los pilotes en grupo es

menor que la resistencia de la suma de la misma cantidad de pilotes, pero de manera individual (AASHTO 2017). Es por esto, que para los casos de fundaciones en las que se tiene un grupo de pilotes unidos por una viga de encepado (o viga de fundación), es necesario disminuir la resistencia que se produce producto del movimiento de las masas de suelo alrededor de un pilote producido por el movimiento de otros pilotes. Para contabilizar este efecto de movimiento lateral, la AASHTO (2017) sugiere utilizar los factores de reducción indicados en la Tabla 2-2 que dependerán del espaciamiento de los pilotes.

Tabla 2-2: Factores de reducción lateral para grupos de pilotes
Fuente: AASHTO (2017)

Espaciamiento entre centros de pilotes	Factor de reducción lateral		
	Fila 1	Fila 2	Fila 3 o superior
3B	0.8	0.4	0.3
5B	1.0	0.85	0.7

B: Diámetro del pilote

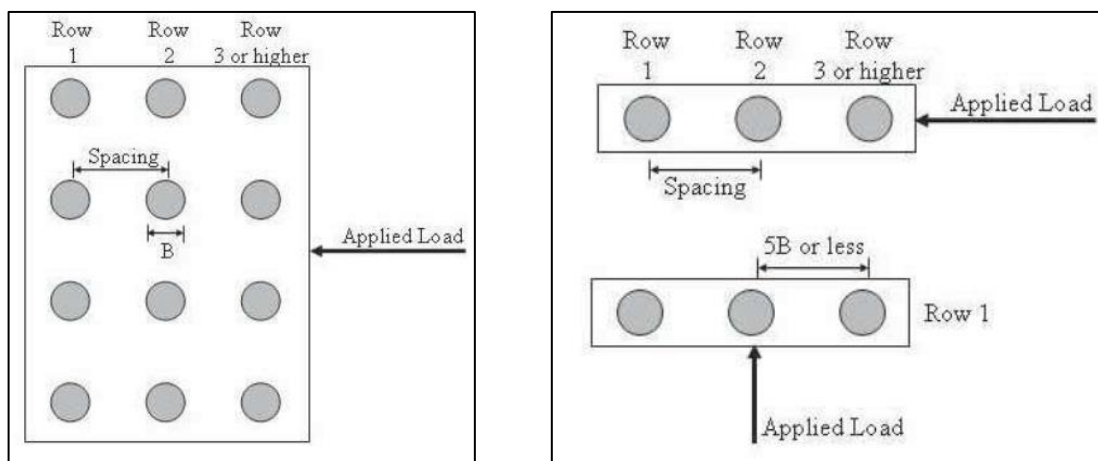


Figura 2-16: Dirección de carga y espaciamiento para grupos de pilotes
Fuente: AASHTO (2017)

Por otro lado, se tiene el factor de reducción axial el cual queda definido para arcillas según los siguientes criterios, indicados por la AASHTO (2017):

- Si la viga de encepado no está en contacto directo con el suelo, y si la superficie del suelo es blanda, la resistencia nominal de los pilotes debe ser reducida por:
 - 0.65 para espaciamientos menores o iguales a 2.5 veces el diámetro del pilote.
 - 1.0 para espaciamientos de 6 veces el diámetro del pilote.
- Si la viga de encepado está en contacto con el suelo o si la superficie del suelo es rígida, no se debe considerar un factor de reducción axial.

En cuanto a arenas como suelos con presencia de gravas, la AASHTO (2017) propone los valores indicados en la Tabla 2-3. Dónde los valores intermedios pueden ser interpolados.

Tabla 2-3: Factores de reducción axial para grupos de pilotes
Fuente: AASHTO (2017)

Disposición del grupo de pilotes	Espaciamento entre centros de pilotes	Condición	Factor de reducción axial
Fila única	2D		0.9
	3D o más		1.0
Múltiples filas	2.5D		0.67
	3D		0.8
	4D o más		1.0
Única y Múltiple	2D o más	Viga de encepado en contacto con suelo denso o medianamente denso y sin socavación esperada	1.0
Única y Múltiple	2D o más	Uso de lechada a presión alrededor de la viga de encepado y punta del pilote	1.0

D: Diámetro del pilote

Al utilizar materiales PY, TZ y QZ para modelar el comportamiento del suelo sobre los pilotes se hace necesario considerar el amortiguamiento por radiación, la guía de análisis

no lineal del PEER (2015) sugiere que para considerar este efecto se deben utilizar las ecuaciones propuestas en el trabajo de Gazetas & Dobry (1984), donde estudian los coeficientes de amortiguamiento por radiación tanto vertical (c_v) como horizontal (c_h) para pilotes de sección circular.

$$c_v = 2\pi D \Delta_z \rho_p V_s \cdot \operatorname{Re} \left(-i \cdot \frac{H_1^2 \cdot \left(\frac{\pi \omega D}{4V_s} \right)}{H_0^2 \cdot \left(\frac{\pi \omega D}{4V_s} \right)} \right) \quad (2.91)$$

$$c_h = \pi D \Delta_z \rho_p V_s \cdot \left(\operatorname{Re} \left(-i \cdot \frac{H_1^2 \cdot \left(\frac{\pi \omega D}{4V_s} \right)}{H_0^2 \cdot \left(\frac{\pi \omega D}{4V_s} \right)} \right) + \frac{3.4}{\pi \cdot (1-\nu)} \cdot \operatorname{Re} \left(-i \cdot \frac{H_1^2 \cdot \left(\frac{\pi \omega D}{4V_{la}} \right)}{H_0^2 \cdot \left(\frac{\pi \omega D}{4V_{la}} \right)} \right) \right) \quad (2.92)$$

$$V_{la} = \frac{3.4 \cdot V_s}{\pi \cdot (1-\nu)} \quad (2.93)$$

Donde:

- D : Diámetro del pilote
- Δ_z : Discretización del estrato de suelo
- ρ_p : Densidad del pilote
- V_s : Velocidad de onda de corte del estrato
- ω : Frecuencia angular del puente
- ν : Coeficiente de Poisson del estrato
- H_1^2 : Ecuación de Hankel de segunda especie (Abramowitz & Stegun, 1972)

Capítulo III

3. Descripción General del Puente Águila Norte

El puente Águila Norte es un puente carretero ubicado en Paine, Región Metropolitana, Chile ($33^{\circ}52'14''\text{S}$ $70^{\circ}45'0''\text{W}$). Pertenece a la ruta G-550 uniendo las localidades de Águila Sur y Hospital (por Ruta 5-sur) y cruza el río Angostura. (Figura 3-2)

El diseño de este es en base a la norma AASHTO Standard del año 2002, considerando una zona sísmica 2 (para sector de Paine) asociado a una aceleración efectiva (A_0) de 0.3g según lo indicado en el Manual de Carreteras, además de considerar un suelo tipo II.

La superestructura que lo compone no posee ángulo de esviaje y posee una longitud total de 148 m, compuesta por 5 vanos de 29.6 m cada uno, apoyados sobre 4 cepas (de altura variable) con 3 columnas por cepa unidas entre sí por una viga de coronamiento. El puente tiene un ancho de 10.7 m permitiendo la circulación de dos vías.



Figura 3-1: Vista General del Puente Águila Norte. Fuente: Fotografía proporcionada por Ramiro Bazález (UTFSM)

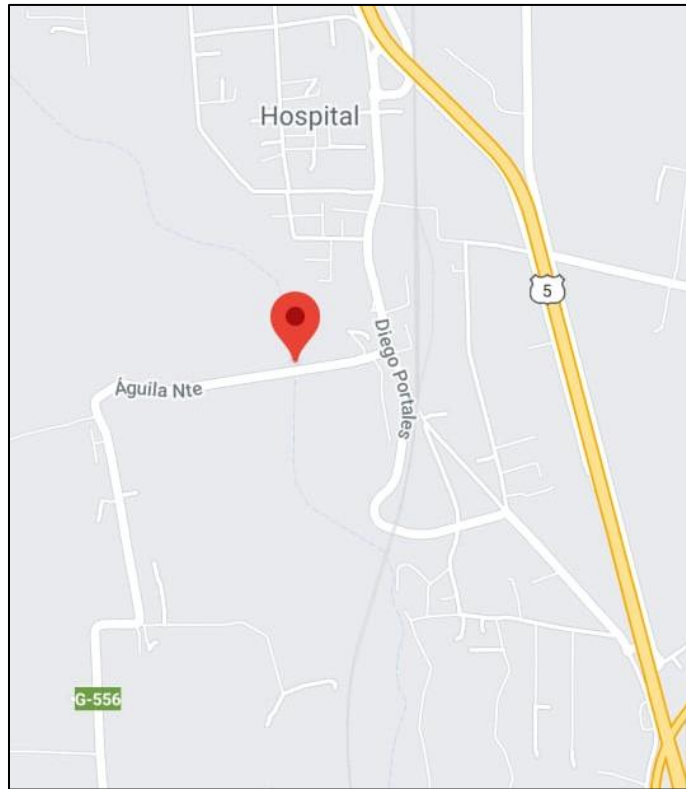


Figura 3-2: Ubicación Puente Águila Norte
Fuente: Google Maps

La superestructura del puente considera el tablero, barras sísmicas, elastómeros, vigas longitudinales y vigas transversales (diafragma). Por otro lado, la subestructura está conformada tanto por los estribos como las cepas, cuya principal función es transmitir los esfuerzos al nivel de las fundaciones del puente.

El puente cuenta con dos apoyos en los extremos denominados estribos y cuatro apoyos centrales denominados cepas. Cada uno de estos elementos cuenta con barras antisísmicas, llaves de cortes exteriores y elastómeros.

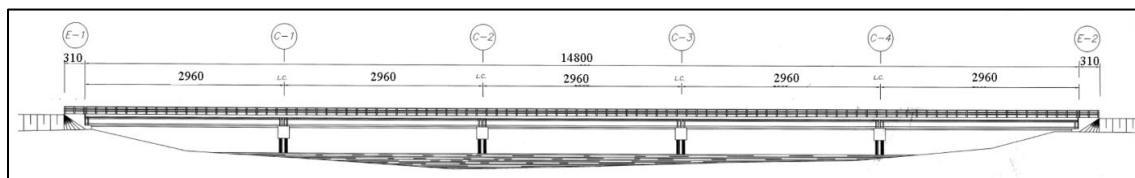


Figura 3-3: Vista Transversal Puente Águila Norte

3.1. Materiales

Los materiales utilizados en la construcción del puente Águila Norte corresponden principalmente a hormigón armado de diferentes grados según el elemento. Se debe tener en cuenta el material utilizado con el fin de obtener una respuesta fidedigna en el análisis no lineal del puente.

Hormigón G35:

- Vigas Longitudinales (Postensadas)

Hormigón G25:

- Losa Tablero
- Vigas Coronamiento
- Vigas Fundación
- Columnas
- Pilotes

Adicionalmente, el acero de refuerzo que se utiliza corresponde a un acero A42-63H.

3.2. Tablero

El tablero del puente está formado por vigas longitudinales (postensadas) y una losa de hormigón armado. Además, cuenta con travesaños que se encargan de unir las vigas longitudinales con el tablero, funcionando como diafragma rígido para las vigas, permitiendo que estas trabajen en conjunto.

La losa de hormigón armado de calidad G25 tiene 20 cm de espesor y permite darle continuidad al tablero, cubierta por una carpeta de rodado asfáltico de 5 cm de espesor. Además, posee dos aguas con pendiente del 2% con el fin de evacuar las aguas lluvias.

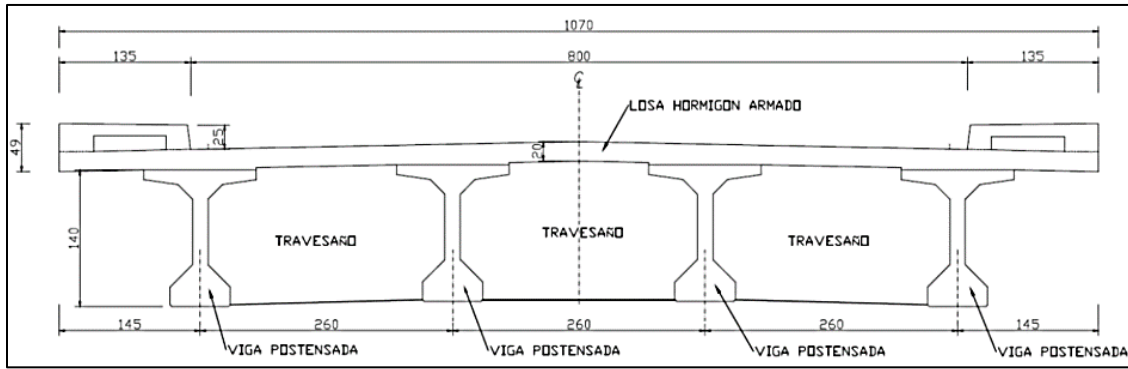


Figura 3-4: Tablero del Puente Águila Norte
Fuente: (Carpio, 2019)

Las vigas longitudinales se encargan de generar el apoyo del tablero del puente. Corresponden a cuatro vigas de 29.4 m cada una, de hormigón G35, prefabricadas y postensadas. Espaciadas cada 2.6 m entre ejes y de altura 1.4 m.

3.3. Cepas

Las cuatro cepas del Puente Águila Norte están formadas por tres columnas cada una unidas por una viga cabezal (o de coronamiento), y están fundadas con pilotes pre-excavados de hormigón armado. Adicionalmente, la base de las columnas está conectadas por una viga de fundación la que a su vez conecta la parte superior de los pilotes con la inferior de las columnas. La altura de las cepas varía según su ubicación debido a la topografía del emplazamiento del Puente.

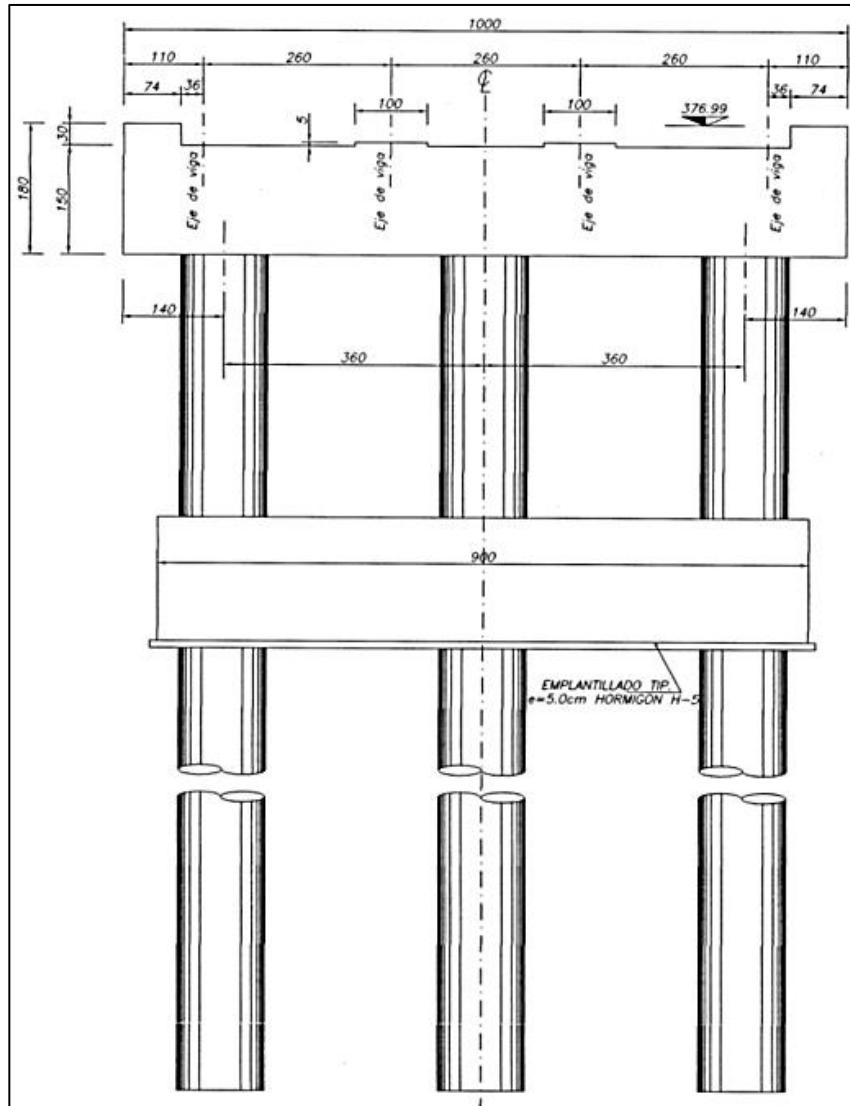


Figura 3-5: Esquema Cepas Puente Águila Norte

3.3.1. Vigas Transversales

En la Figura 3-6 se observa el esquema de las vigas cabezal y de fundación respectivamente, sus principales dimensiones se indican en la Tabla 3-1. Ambas vigas están construidas con hormigón G25 y el acero de refuerzo es A63-42H.

La viga cabezal posee 9 barras de diámetro 25 mm en lo ancho de la viga y 6 barras de diámetro 18 mm distribuidas en su altura. La viga de fundación posee 14 barras de diámetro 28 mm en lo ancho de la viga y 7 barras de diámetro 18 mm distribuidas en su altura.

Tabla 3-1: Dimensiones Vigas Cabezal y Fundación

Dimensión	Viga Cabezal	Viga Fundación
Alto [cm]	170	150
Ancho [cm]	170	170
Largo [cm]	1000	900

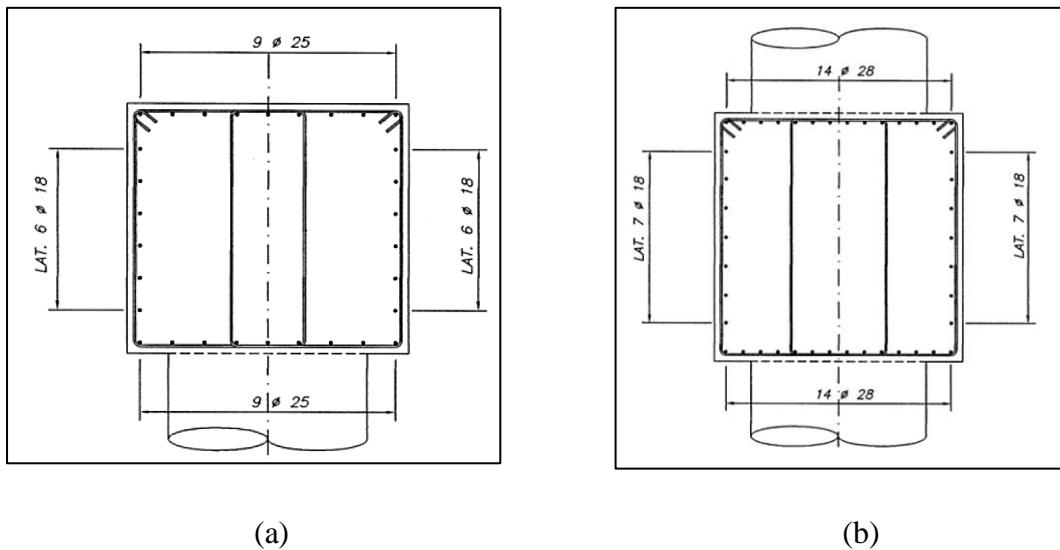


Figura 3-6: (a) Detalle Armadura Viga Cabezal. (b) Detalle Armadura Viga Fundación.

En la viga cabezal es donde se traspasan los esfuerzos de la superestructura, pues aquí se encuentran las conexiones con los diferentes elementos (Elastómeros, barras antisísmicas y llaves de corte).

3.3.2. Columnas

Las columnas de las cepas poseen una sección circular de diámetro 1.2 m y están construidas con hormigón G25 con acero de refuerzo A63-42H. El largo de las columnas varía según la cepa a la que pertenezcan y están espaciadas a 3.6 m entre sí. En la Tabla 3-2 se indican los largos de las columnas para cada cepa.

Tabla 3-2: Largo Columnas por Cepa

Cepa	Largo de Columna [m]
C1	3.3
C2	4.9
C3	4.1
C4	3.3

Tabla 3-3: Refuerzos Columnas Cepas

Parámetro	Valor
Refuerzo Longitudinal	20 ϕ 28
Refuerzo Transversal	ϕ 12 @ 5 (Espirales)

3.3.3. Pilotes

Los pilotes de las cepas poseen una sección circular de diámetro 1.2 m y un largo de 16.75 m cada uno. Están contruidos con hormigón G25 con acero de refuerzo A63-42H.

Tabla 3-4: Refuerzos Pilotes Cepas

Parámetro	Valor
Refuerzo Longitudinal	27 ϕ 28
Refuerzo Transversal	ϕ 12 @ 20 (Espirales)

3.4. Estribos

Los estribos corresponden a los elementos que se encargan de unir la superestructura con el suelo y el camino. El puente Águila Norte cuenta con dos estribos, uno por cada extremo de este. Estos corresponden a estribos independientes auto-estables (seat-type). Además, se encargan de retener el material compactado.

Los estribos del Puente Águila Norte cuentan con un muro espaldar de 10.7 m de ancho con una altura de 1.84 m. Se encuentra fundado sobre una losa de fundación de 1.5 m de espesor que posee cinco pilotes de sección circular de diámetro 1.2 m y 10 m de largo cada uno, distribuidos como se observa en la Figura 3-8.

Los estribos y los pilotes de estos son construidos con hormigón G25 con acero de refuerzo A63-42H.

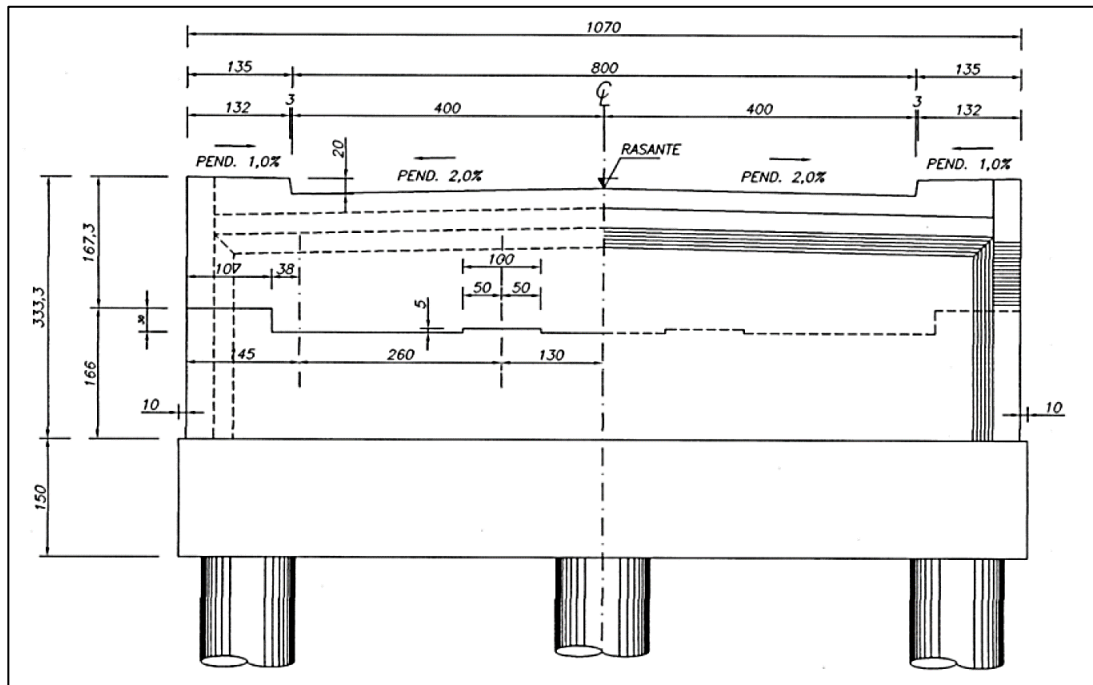


Figura 3-7: Vista Frontal Estribos

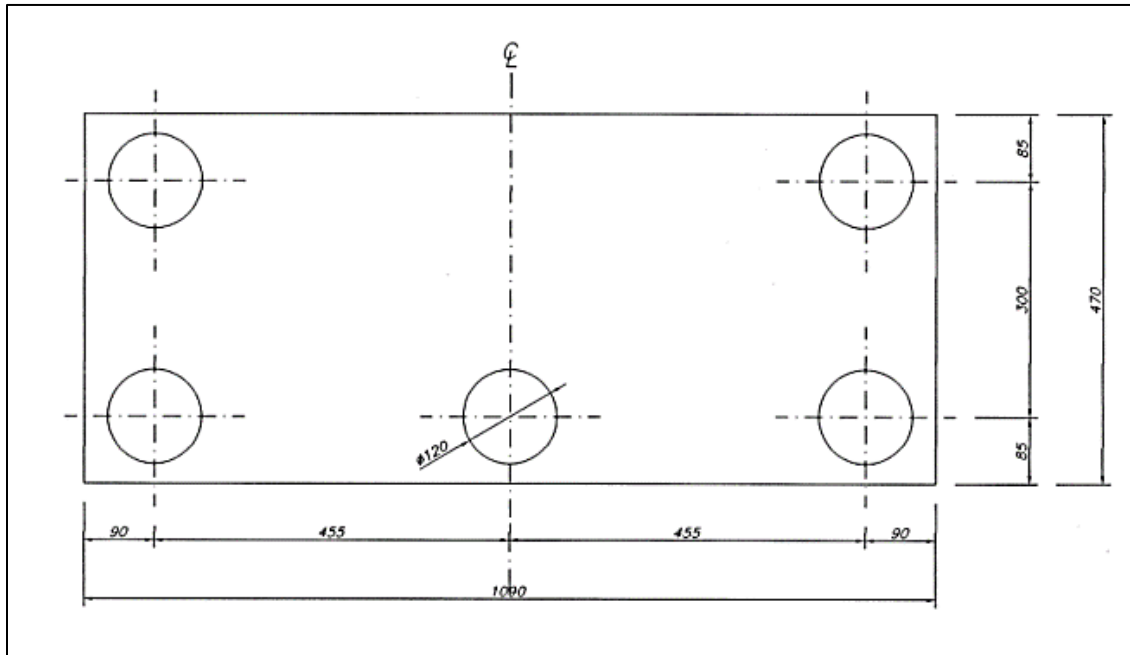
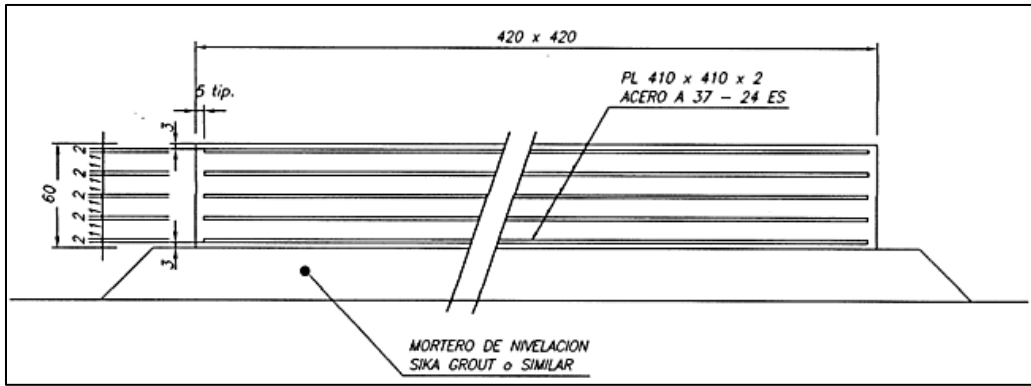


Figura 3-8: Planta Ubicación Pilotes Estribos

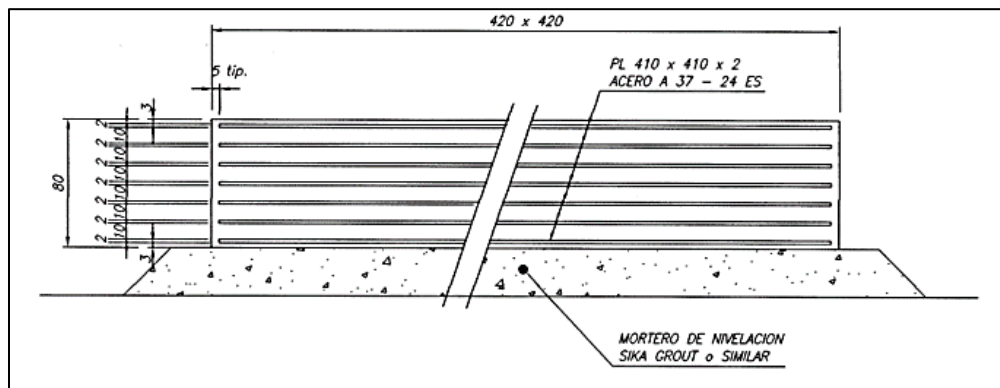
3.5. Elastómeros

Los elastómeros corresponden a elementos que sirven de apoyo entre las vigas longitudinales y las cepas o estribos, permitiendo disipar los esfuerzos a los que se pueda ver sometido el puente. Sin embargo, no corresponden a aisladores sísmicos propiamente tal, pero proveen un mecanismo de cuasi-aislación.

El puente Águila Norte presenta elastómeros tanto en las cepas como en los estribos. Cada cepa cuenta con ocho elastómeros y cada estribo cuenta con cuatro. El material utilizado es caucho con una dureza 60° Shore “A” y las dimensiones varían entre cepas y estribos lo que afecta directamente en la rigidez de cada elastómero, según se indica en la Tabla 3-5: Dimensiones Elastómeros Tabla 3-5.



(a)



(b)

Figura 3-9: (a) Detalle Elastómeros Cepas. (b) Detalle Elastómeros Estribos.

Tabla 3-5: Dimensiones Elastómeros

Parámetro	Cepas	Estribos
Largo [mm]	420	420
Ancho [mm]	420	420
Altura total [mm]	60	80
Altura total goma [mm]	50	66
Espesor de una capa de goma [mm]	11	10

Adicionalmente, las planchas metálicas corresponden a PL 410x410x2 fueron confeccionadas con acero A37-24S.

3.6. Barras Antisísmicas

Las barras antisísmicas se encargan de conectar la superestructura con la cepas y estribos. El puente Águila Norte cuenta con seis barras antisísmicas (tres pares de barras) por cada borde de vigas longitudinales, ubicadas entre cada par de vigas. Cada estribo cuenta con seis barras antisísmicas y cada cepa cuenta con doce barras antisísmicas, contando el puente con 60 barras antisísmicas en total.

Cada barra antisísmica corresponde a una barra de diámetro 22 mm de acero A44-28H de largo 2.7 m galvanizadas que se encuentran centradas al interior de un tubo de PVC de 3 pulgadas de diámetro.

Tabla 3-6: Dimensiones Barras Antisísmicas

Parámetro	Valor
Diámetro [mm]	22
Altura Total [mm]	2700
Altura Libre [mm]	350

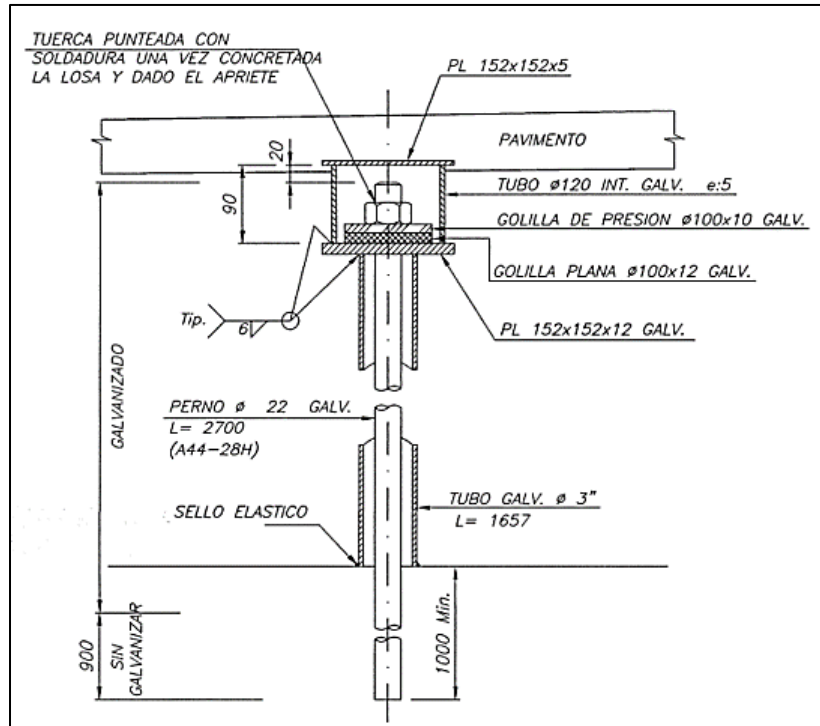
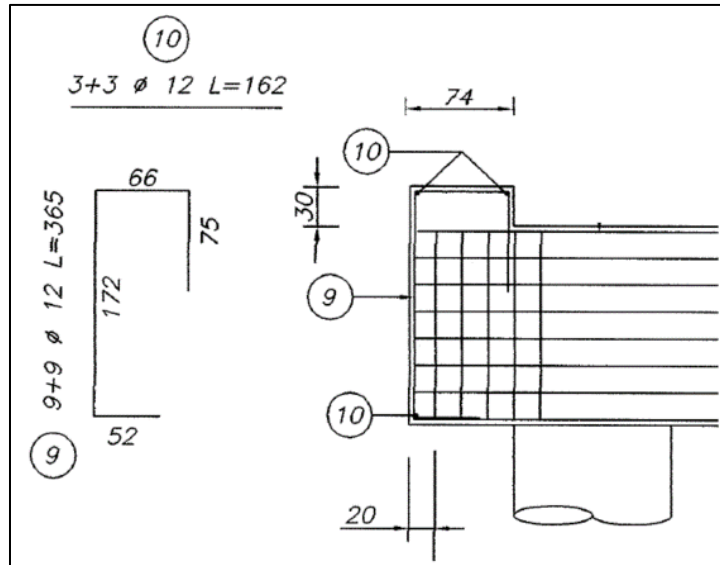


Figura 3-10: Detalle Barras Antisísmicas.

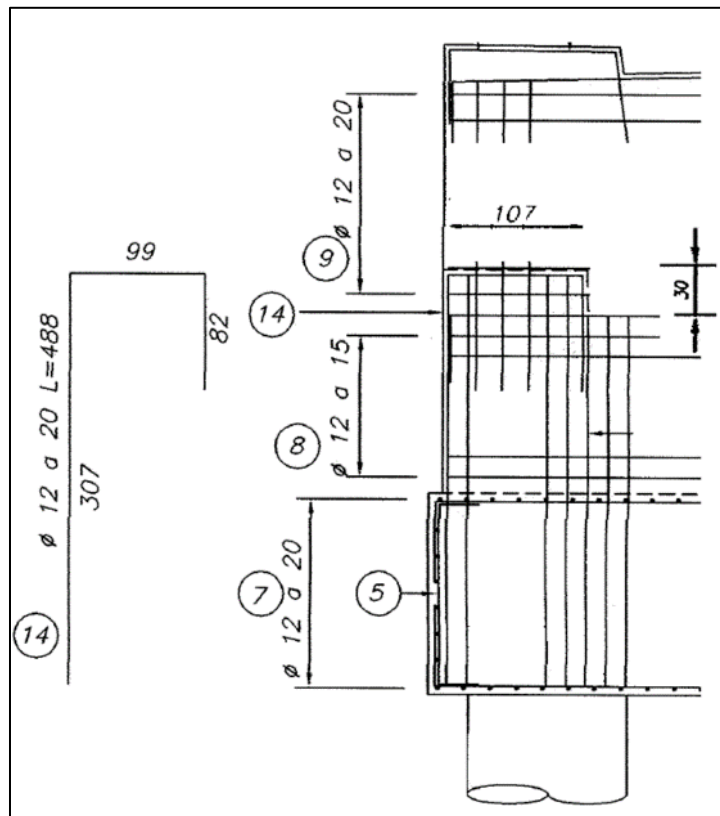
3.7. Llaves de Corte

Las llaves de corte (o topes sísmicos) se encargan de restringir el desplazamiento lateral del puente. Estas se ubican tanto en las cepas como en los estribos. El puente Águila Norte cuenta con dos topes sísmicos laterales exteriores por cada cepa y estribo. Contando en total con doce llaves de corte.

Su material es hormigón armado G25, con dimensiones de 30 cm de alto, 1.7 m de espesor y el largo varía entre cepas y estribos donde se tienen 74 cm de largo para las cepas y 107 cm para los estribos. En la Figura 3-11 se muestra en detalle las llaves de corte tanto de las cepas como de los estribos del puente Águila Norte.



(a)



(b)

Figura 3-11: (a) Detalle Llave de Corte Exteriores en Cepas. (b) Detalle Llave de Corte Exteriores en Estribos.

3.8. Interacción Suelo-Estructura

A partir de los resultados obtenidos de mediciones en terreno para ensayos SPT, CPT y la caracterización dinámica del suelo realizada por Grand (2019) en su trabajo de titulación para el puente Águila Norte, el suelo circundante a los pilotes se divide en dos grupos, el primero asociado al suelo de las cepas y el segundo asociado al suelo de los estribos, donde en las cepas se considera el nivel freático al nivel del terreno y para los estribos se considera el nivel freático a cuatro metros de profundidad. Las Tabla 3-7 y Tabla 3-8 presentan las propiedades de cada estrato de suelo del puente Águila Norte para las cepas y estribos respectivamente.

Tabla 3-7: Propiedades Estratos de Suelo Cepas Puente Águila Norte

Estrato	Capas [m]	γ_s [kN/m ³]	ν [-]	E_0 [MPa]	E_s [MPa]	ϕ [°]	s_u [kPa]	DR [%]	V_s [m/s]
Grava Media	0 – 5.5	20	0.35	660	168.6	40	-	80	280
Arcilla Limosa	5.5 – 8.5	18	0.4	140	30	10	10	-	171
Grava Gruesa	8.5 – 20	21	0.35	750	187	43	-	80	380

Tabla 3-8: Propiedades Estratos de Suelo Estribos Puente Águila Norte

Estrato	Capas [m]	γ_s [kN/m ³]	ν [-]	E_0 [MPa]	E_s [MPa]	ϕ [°]	s_u [kPa]	DR [%]	V_s [m/s]
Arena Gravosa	0 – 2.0	19	0.35	140	54	35	-	50	192
Grava Media	2.0 – 8.5	20	0.35	660	168.6	40	-	80	280
Arcilla Limosa	8.5 – 10.5	18	0.4	140	30	10	10	-	171
Grava Gruesa	10.5 – 20	21	0.35	750	187	43	-	80	380

Donde:

γ_s : Peso unitario del estrato

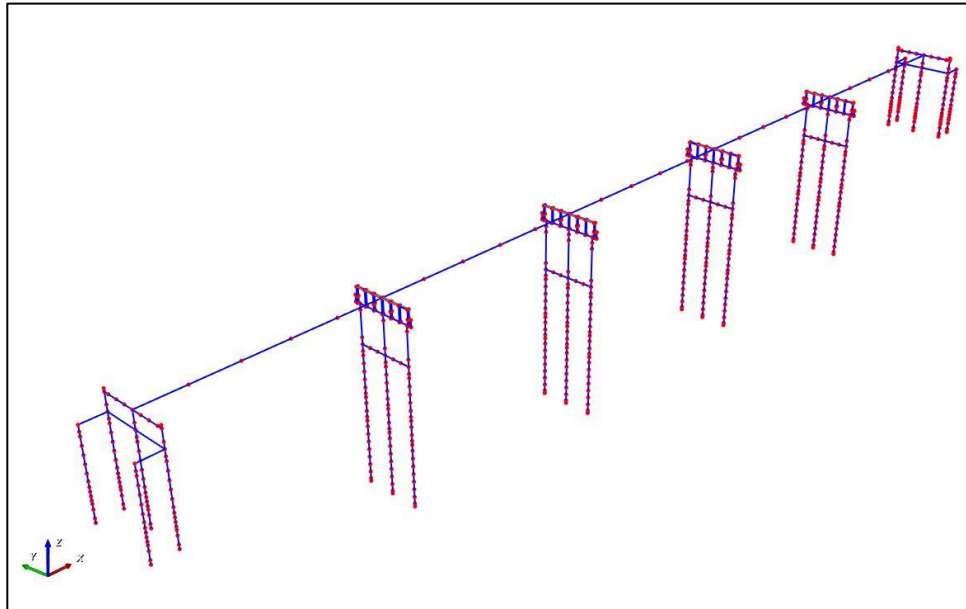
- ν : Módulo de Poisson del estrato
- E_0 : Módulo de elasticidad del estrato
- E_s : Módulo de elasticidad secante del estrato
- ϕ : Ángulo de fricción interna del estrato
- s_u : Resistencia al corte no drenada del estrato
- DR : Densidad relativa del estrato
- V_s : Velocidad de onda de corte del estrato

Capítulo IV

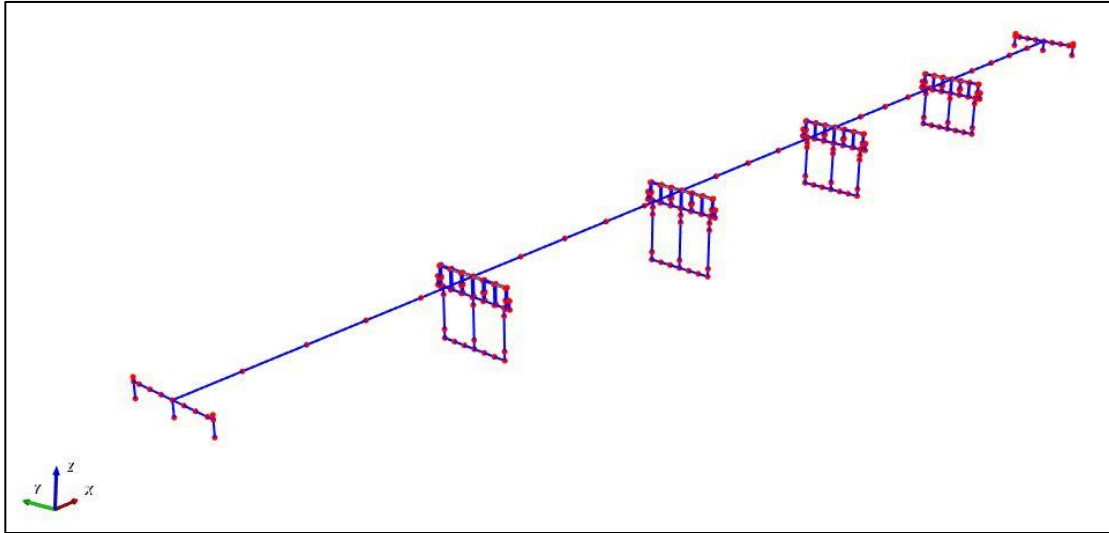
4. Modelación Puente Águila Norte

En este capítulo se explicita la construcción del modelo no-lineal realizado en el programa *OpenSees*. Además, se muestran los tipos de elementos utilizados para modelar los diferentes componentes de la estructura. El modelo realizado tiene como objetivo realizar tanto un análisis modal como tiempo-historia para obtener el desempeño sísmico del puente Águila Norte.

En primer lugar, para la elaboración del modelo del puente Águila Norte se utiliza el software de elementos finitos *OpenSees* en donde se construye un modelo en tres dimensiones con seis grados de libertad. El eje x del modelo corresponde a la dirección longitudinal del puente, el eje y corresponde a la dirección transversal y el eje z corresponde a la dirección vertical. En la construcción del modelo se han considerado elementos finitos para cada elemento estructural del puente. Tal como se indica en la Figura 4-1



(a)



(b)

Figura 4-1: Modelo Puente Águila Norte. (a) Con Interacción Suelo Estructura. (b) Sin interacción Suelo Estructura

Tal como se observa en la Figura 4-1 para los análisis se han construido dos modelos del puente. El primero considera la incorporación de la interacción suelo-estructura tanto en las cepas como en los estribos. El segundo modelo, restringe el desplazamiento y giro en la base de las cepas y estribos en todas sus direcciones, además de incluir en las cepas la viga de encepado.

Las dimensiones consideradas para la construcción del modelo coinciden con las indicadas en el Capítulo III para los diferentes componentes del puente.

La modelación de las cepas y estribos se indica en las Figura 4-2 y Figura 4-3 respectivamente en donde se aprecian los diferentes elementos estructurales que componen cada uno de los apoyos. Adicionalmente, la masa de la estructura está definida para cada elemento del modelo por unidad de largo según el elemento correspondiente.

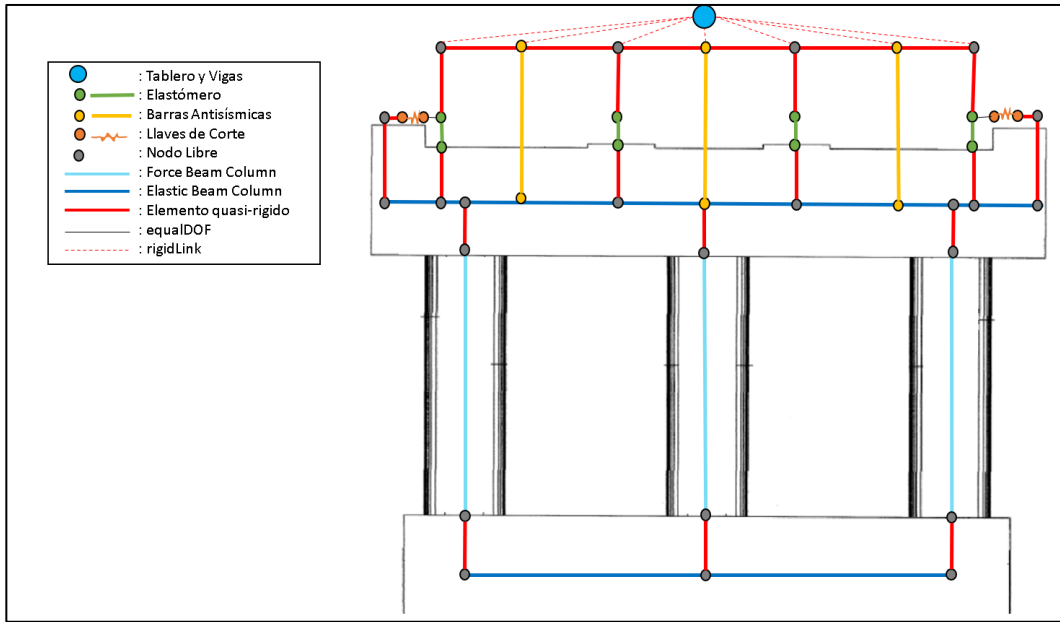


Figura 4-2: Esquema Modelación de una Ceba

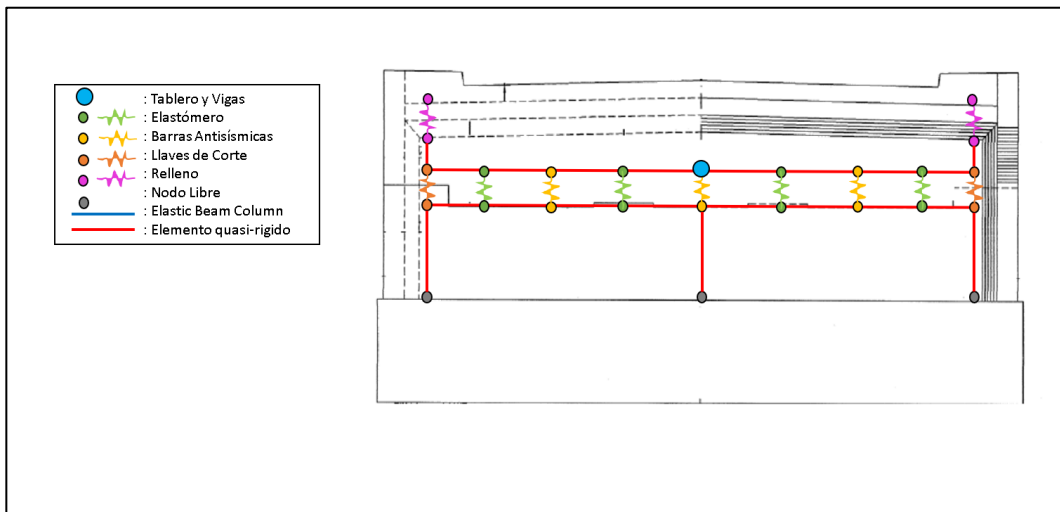


Figura 4-3: Esquema Modelación de un Estribo

Cada elemento computacional modela un elemento estructural dependiendo del comportamiento lineal o no-lineal esperado y se basa en las ecuaciones explicitadas en el Capítulo II para cada elemento en particular. A continuación, se detalla la modelación realizada en OpenSees para cada elemento del puente.

4.1. Materiales

En la modelación de los diferentes elementos estructurales del puente se consideran los materiales que los componen. La Tabla 4-1 indica las propiedades mecánicas esperadas para los diferentes tipos de hormigón utilizados en la modelación.

Tabla 4-1: Propiedades Mecánicas Hormigón

Propiedad	G25	G35
Tensión de compresión nominal (f_c')	25 MPa	35 MPa
Módulo de Elasticidad (E_c)	23500000 kN / m^2	27805575 kN / m^2
Módulo de Corte (G_c)	4700000 kN / m^2	5561115 kN / m^2

Para el caso del acero de refuerzo asociado a un acero A42-63H se contemplan las propiedades mecánicas esperadas indicadas en la Tabla 4-2.

Tabla 4-2: Propiedades Mecánicas Acero de Refuerzo

Propiedad	Valor
Tensión de fluencia	420 [MPa]
Tensión de rotura	630 [MPa]

4.2. Tablero

El tablero se modela como un elemento de viga equivalente, utilizando la herramienta “Section Designer de SAP2000” que permite determinar las propiedades geométricas de la sección. Las propiedades utilizadas de esta viga equivalente son obtenidas del trabajo de Carpio (2019).

Para el diseño de la sección equivalente se considera que la losa y vigas longitudinales postensadas están compuestas de hormigón G25 y G35 respectivamente, de modo que la losa se modifica para considerarla compuesta únicamente de hormigón G35. No se considera el peso del pavimento asfáltico ni de las barreras de acero en los bordes.

Debido a que las vigas longitudinales no son continuas a lo largo de todo el puente, sino más bien están separadas por 20 cm en las cepas, donde se tiene una losa de 20 cm de espesor, en la modelación del puente se consideran 5 vanos de 29.4 m y entre estos se consideran 4 losas de 20 cm.

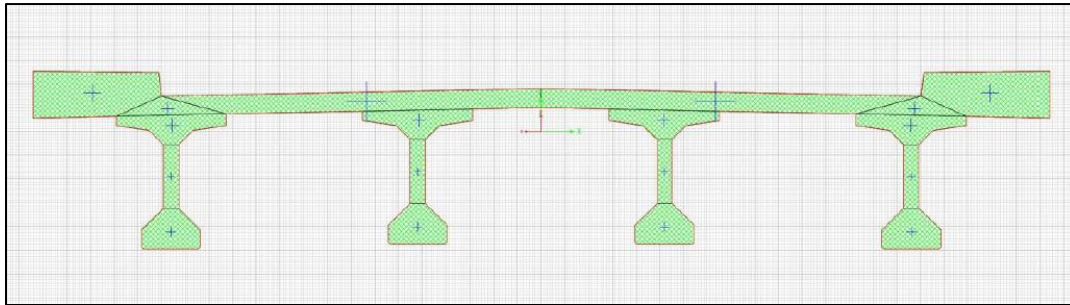


Figura 4-4: Sección Viga Equivalente para Tablero
Fuente: Carpio (2019)

Para modelar la viga equivalente en OpenSees se utiliza un elemento llamado *ElasticTimoshenkoBeam* el cual permite incorporar las deformaciones por corte utilizando las propiedades indicadas en la Tabla 4-3. Por otro lado, para modelar la losa que une los distintos elementos del tablero se utiliza un elemento tipo *elasticBeamColumn* con las propiedades indicadas en la Tabla 4-4.

Tabla 4-3: Propiedades Tablero Puente Águila Norte

Área bruta $A_{tab} [m^2]$	4.77
Área de Corte X $A_{vx,tab} [m^2]$	2.49
Área de Corte Y $A_{vy,tab} [m^2]$	1.48
Inercia X $I_{xx} [m^4]$	1.26
Inercia Y $I_{yy} [m^4]$	35.14
Constante Torsional $J_{tab} [m^4]$	0.21
Altura Cg $[m]$	1.19
Masa Lineal $M_{tab} [ton / m]$	11.921

Tabla 4-4: Propiedades Losa Puentes Águila Norte

Área bruta $A_{losa} [m^2]$	2.14
Inercia X $I_{xx} [m^4]$	0.0071
Inercia Y $I_{yy} [m^4]$	20.417
Constante Torsional $J_{losa} [m^4]$	0.028
Masa Lineal $M_{losa} [ton / m]$	5.348

Por otro lado, se incorporan las inercias rotacionales según lo indicado en la sección 2.2 añadiéndolas como masas tributadas a los nodos del sistema tablero-viga equivalente.

Tabla 4-5: Masas Rotacionales Tablero Puentes Águila Norte

Propiedad	Valor
$M_{xx} [ton \cdot m^2]$	2674.527
$M_{yy} [ton \cdot m^2]$	2581.947
$M_{zz} [ton \cdot m^2]$	90.580

4.3. Vigas Cabezal y de Fundación

Los elementos estructurales correspondientes a las vigas de coronamiento (cabezal) y vigas de encepado (fundación) se consideran como elementos elásticos-lineales y su comportamiento queda determinado por las propiedades geométricas de su sección y material respectivo. Esto debido

Para modelar las vigas se utilizan elementos tipo *elasticBeamColumn* con las propiedades indicadas en la Tabla 4-6.

Tabla 4-6: Propiedades Vigas Transversales Puente Águila Norte

Propiedad	Viga Coronamiento	Viga Fundación
Altura [m]	1.5	1.7
Ancho [m]	1.7	1.7
Área [m ²]	2.55	2.89
Inercia X [m ⁴]	0.478	0.696
Inercia Y [m ⁴]	0.614	0.696
Constante Torsional [m ⁴]	1.092	1.392
Masa Lineal [ton / m]	6.373	7.223

4.4. Columnas

Para modelar el comportamiento de las columnas se utilizan elementos *ForceBeamColumn* (FBC) los que se discretizan dependiendo del largo de la rótula plástica. Para el caso de las cepas 1 y 4 se considera un solo elemento por columna, y para las cepas 2 y 3 se consideran dos elementos por columna. Para la formulación de los elementos *forceBeamColumn* se utilizan 3 puntos de integración de Gauss-Lobatto. El largo de las rótulas plásticas se indica en la Tabla 4-8 de acuerdo con lo indicado en la sección 2.3.

Tabla 4-7: Propiedades Columnas Puente Águila Norte

Diámetro D_{col} [m]	1.2
Área bruta A_{col} [m ²]	1.13
Masa Lineal M_{col} [ton / m]	2.8265

Tabla 4-8: Largo de Rótula Plástica Columnas

N° Cepa	Longitud Columnas [m]	Largo Rótula Plástica [m]
C1	3.3	0.56
C2	4.9	0.69
C3	4.1	0.63
C4	3.3	0.56

Las secciones de los elementos *forceBeamColumn* se modelan utilizando una sección de fibras con el comando *fiberSection* mediante la cual es posible dividir la sección transversal de la columna para poder incorporar una zona externa asociada al hormigón no confinado, una zona interna asociada al hormigón confinado y una zona asociada al refuerzo del acero. La zona externa se discretiza en 4 subdivisiones circulares y 8 subdivisiones radiales, la zona interna se discretiza en 8 subdivisiones circulares y 8 radiales, utilizando el comando *patch*. En cuanto a los refuerzos, se modelan utilizando el comando *layer* considerando 20 barras de refuerzo.

El hormigón confinado y no confinado en las secciones de fibra se modela mediante el material *Concrete02* de acuerdo con los parámetros indicados en la Tabla 4-9 para un hormigón G25. Por otro lado, el comportamiento del acero de refuerzo utilizado en las secciones de fibra se modela mediante el material *Steel02* de acuerdo con los parámetros indicados en la Tabla 4-10.

Tabla 4-9: Material Concrete02 Columnas

Parámetro	Hormigón No Confinado	Hormigón Confinado
\$fpc	32.5 MPa	54.76 MPa
\$epsc0	0.002	0.0088
\$fpcu	3.25 MPa	46.76 MPa
\$epsu	0.005	0.0293
\$lambda	0.1	0.1
\$ft	1.88 MPa	2.44 MPa
\$Ets	16250 MPa	6760.49 MPa

Tabla 4-10: Material Steel02 Columnas

Parámetro	Valor
\$Fy	483 MPa
\$E0	200000 MPa
\$b	0.1
\$R0	18
\$CR1	0.93
\$CR2	0.15

Por otro lado, el comando *fiberSection* no toma en cuenta las deformaciones por corte y torsión de las columnas, de modo que para incorporar dicho comportamiento en la modelación se utiliza el comando *section aggregator*. La respuesta rotacional y de corte se modelan mediante un material *Elastic* con rigidez K_θ y K_c respectivamente según lo indicado en la sección 2.3.

Tabla 4-11: Material Elastic Columns

Propiedad	Valor
Rigidez Torsional (K_θ)	956803.46 kN*m ²
Rigidez Corte (K_c)	4784017.29 kN

A partir de los valores indicados anteriormente para los diferentes materiales de las columnas, se obtiene la respuesta de las columnas. En la Figura 4-5 se presenta el comportamiento del hormigón confinado de las columnas, en la Figura 4-6 se presenta el comportamiento del hormigón no confinado de las columnas y en la Figura 4-7 se presenta el comportamiento del refuerzo de las columnas. Por otro lado, la Figura 4-8 presenta el comportamiento del momento curvatura de las columnas del puente Águila Norte.

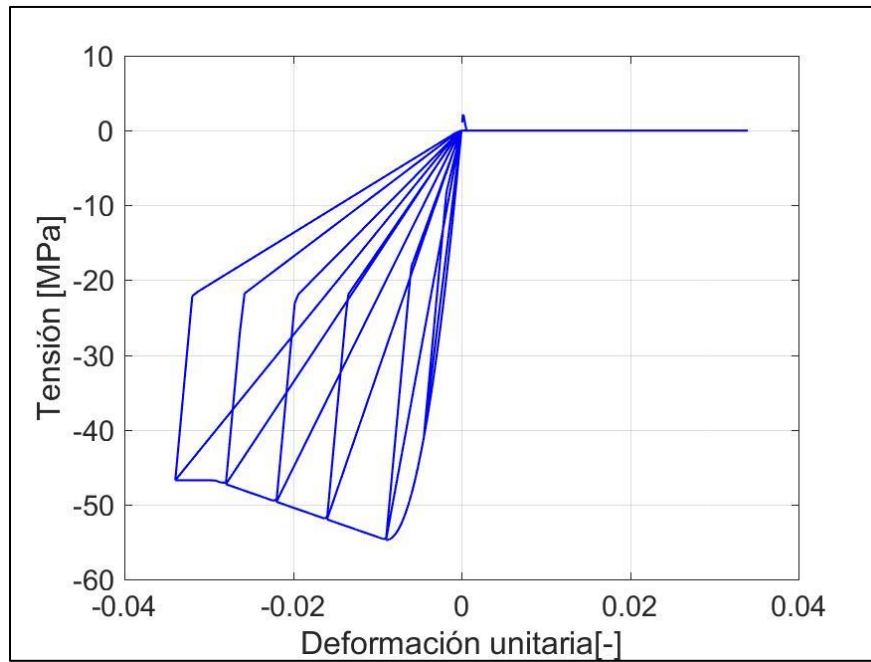


Figura 4-5: Comportamiento Hormigón Confinado Columnas Puente Águila Norte

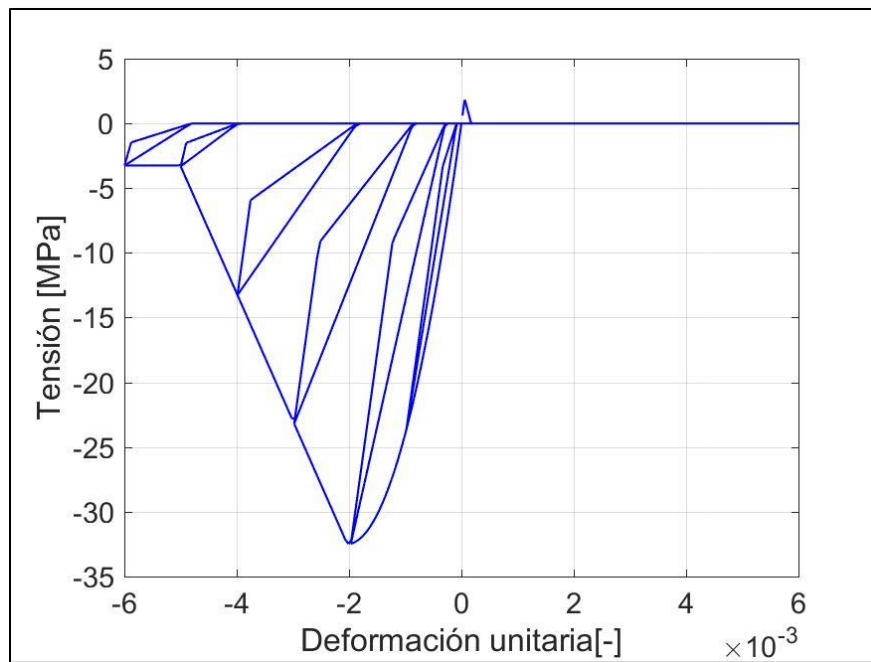


Figura 4-6: Comportamiento Hormigón No Confinado Columnas Puente Águila Norte

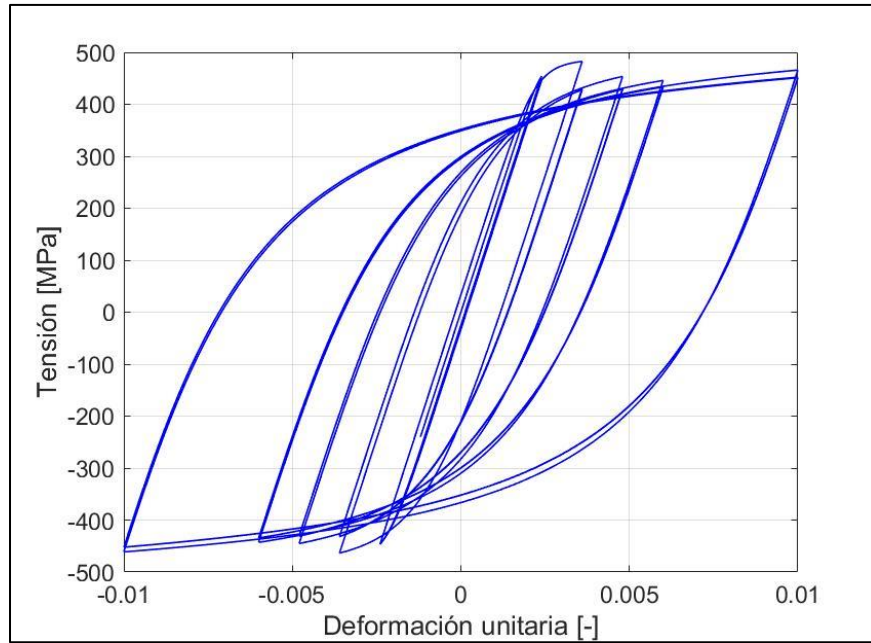


Figura 4-7: Comportamiento Refuerzo Columnas Puente Águila Norte

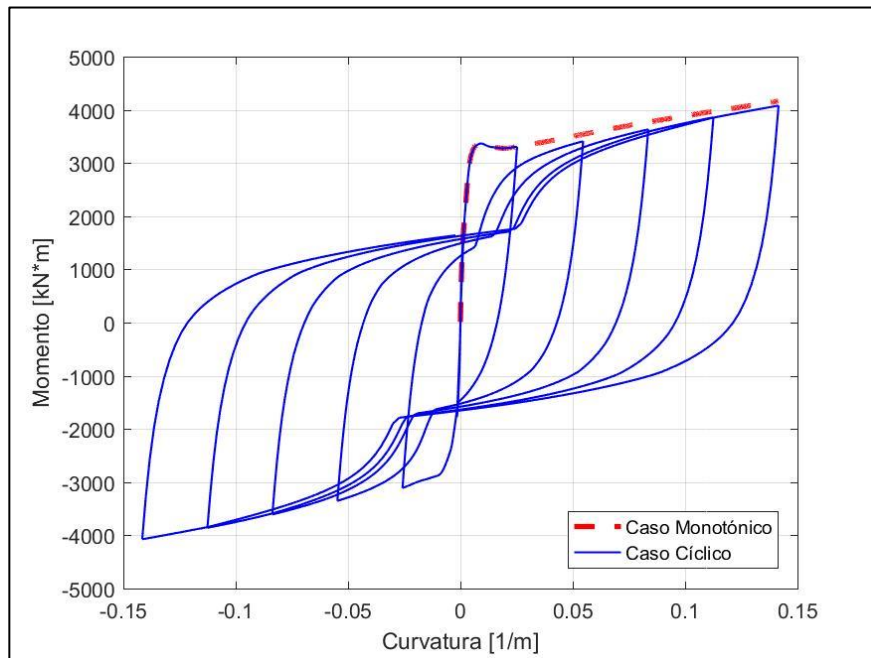


Figura 4-8: Momento Curvatura Columnas Puente Águila Norte. (P=1354 kN)

4.5. Pilotes

Para modelar los pilotes se utilizan elementos tipo *ElasticTimoshenkoBeam* con las propiedades indicadas en la Tabla 4-12 tanto para cepas como estribos. Adicionalmente, para incorporar el comportamiento de la sección fisurada se consideran los factores de corrección para inercias y constante torsional indicados en la Tabla 4-13, donde el factor de inercia de 0.32 considera la rigidez secante hasta el momento de fluencia. Por otro lado, se utiliza un factor de 0.9 del área bruta para el cálculo del área de corte.

Tabla 4-12: Propiedades Pilotes Puesto Águila Norte

Diámetro D_{pil} [m]	1.2
Área bruta A_{pil} [m^2]	1.13
Área de Corte X $A_{vx,pil}$ [m^2]	0.94
Área de Corte Y $A_{vy,pil}$ [m^2]	0.94
Inercia X I_{xx} [m^4]	0.0326
Inercia Y I_{yy} [m^4]	0.0326
Constante Torsional J_{pil} [m^4]	0.0407
Masa Lineal M_{pil} [ton / m]	2.8265

Tabla 4-13: Factores de Modificación

Propiedad	Factor
Área de Corte	0.9
Inercia	0.32
Constante Torsional	0.2

4.6. Elementos Rígidos

Para modelar los elementos rígidos que se encargan de unir los diversos elementos del modelo se utilizan elementos tipo *elasticBeamColumn*. Con el fin de que estos elementos rígidos transmitan de manera adecuada los esfuerzos a través del modelo se les asignan

valores altos a sus parámetros. En la Tabla 4-14 se indican los parámetros utilizados para su modelamiento. Los valores utilizados corresponden a ponderar por 10000 las propiedades de la viga de coronamiento. Adicionalmente, los elementos rígidos son considerados como elementos sin masa.

Tabla 4-14: Propiedades Elementos Rígidos Puente Águila Norte

Área bruta $A_{rig} [m^2]$	25500
Inercia X $I_{xx,rig} [m^4]$	4781.25
Inercia Y $I_{yy,rig} [m^4]$	6141.25
Constante Torsional $J_{rig} [m^4]$	10922.5
Módulo de Elasticidad $E_{rig} [kN / m^2]$	235000000000
Módulo de Corte $G_{rig} [kN / m^2]$	47000000000

4.7. Elastómeros

Para modelar el comportamiento de los elastómeros se utilizan elementos *twoNodeLink* para los elastómeros de las cepas y así poder simular la altura de estos, y para los estribos se modelan utilizando elementos *zeroLength* debido a la configuración utilizada para modelar los estribos.

Para simular el comportamiento transversal y longitudinal se utiliza un material *Steel01* con parámetros de fuerza de fluencia F_{ye} , rigidez K_{le} y un endurecimiento de deformación nulo. La respuesta rotacional y vertical se modelan mediante un material *Elastic* de rigidez $K_{\theta e}$ y K_{ve} respectivamente. La

Tabla 4-15 presenta los parámetros utilizados del modelo analítico de Rubilar para los elastómeros según las ecuaciones indicadas en la sección 2.4

Tabla 4-15: Parámetros Modelo Analítico Elastómeros

Parámetro	Cepas	Estribos
G [MPa]	1.3	1.3
σ_c [MPa]	2.7	2.7
K_{le} [kN / m]	4586.4	3474.5
A_{be} [m ²]	0.176	0.176
F_{ye} [kN]	163.86	163.86
μ_e [-]	0.299	0.299
σ_{cd} [kN / m ²]	3105	3105

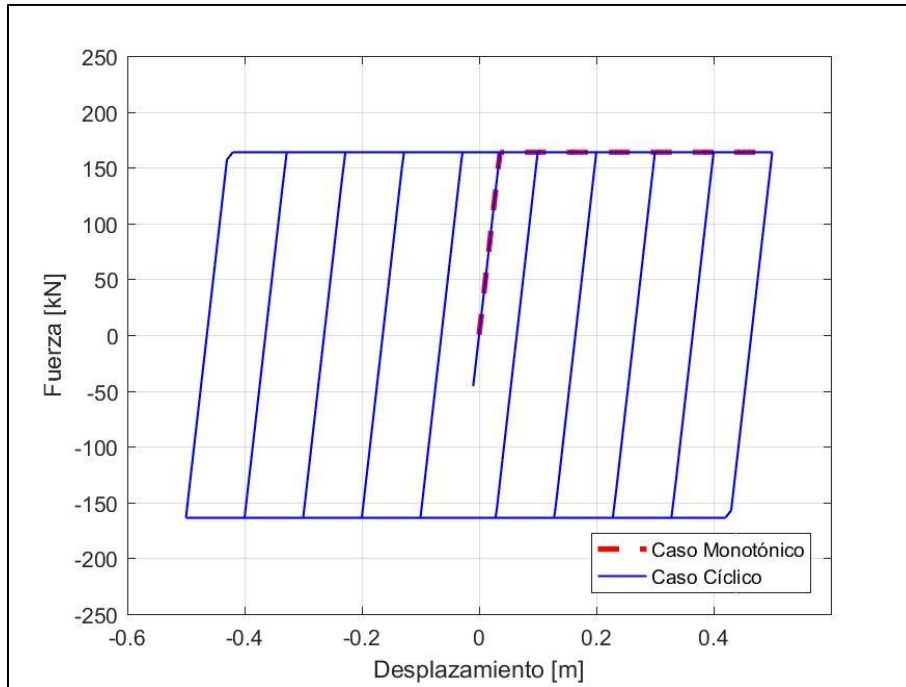
Tabla 4-16: Material Steel01 Elastómeros

Propiedad	Cepas	Estribos
\$Fy	163.86 kN	163.86 kN
\$E	4586.4 kN/m	3474.5 kN/m
\$b	0.00000000001	0.00000000001

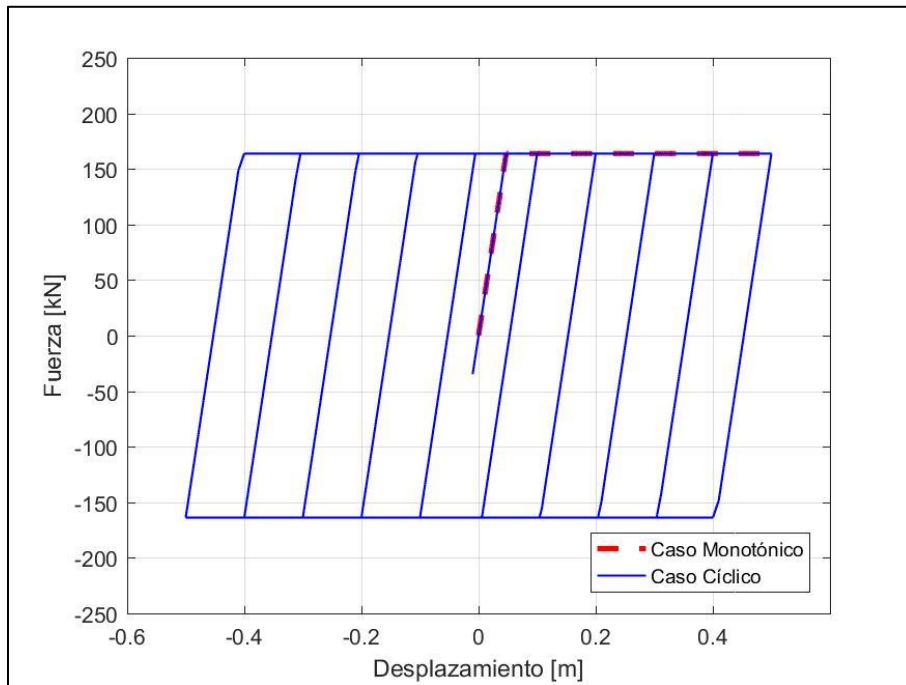
Tabla 4-17: Material Elastic Elastómeros

Propiedad	Cepas	Estribos
\$E-vertical	2005886.68 kN/m	1838729.45 kN/m
\$E-rotacional	14743.27 kN*m/rad	13514.66 kN*m/rad

A partir de los resultados presentados en las Tabla 4-16 y Tabla 4-17 se obtienen las curvas de comportamiento lateral para los elastómeros.



(a) Cepas



(b) Estribos

Figura 4-9: Comportamiento Lateral Elastómeros Puente Águila Norte.

4.8. Barras Antisísmicas

Para modelar el comportamiento de las barras antisísmicas se utilizan elementos *twoNodeLink* para las barras antisísmicas de las cepas y así poder simular el largo de las barras, y para los estribos se modelan utilizando elementos *zeroLength* debido a la configuración utilizada para modelar los estribos.

Para simular el comportamiento transversal y longitudinal se ajusta la curva propuesta por Martínez (2015) detalladas en la sección 2.5 utilizando una combinación de dos materiales de la librería de OpenSees: *uniaxialMaterial Hysteretic* y *uniaxialMaterial MinMax*. El primero permite precisar la curva fuerza-deformación del modelo analítico y el segundo permite poner un límite a las deformaciones del elemento.

La respuesta vertical se modela mediante un *uniaxialMaterial MinMax* para limitar las barras solo a esfuerzo de tracción en un rango entre 0 y $2d_v$ y parametriza la resistencia vertical mediante un *uniaxialMaterial ElasticPP* (Material elástico perfectamente plástico) de pendiente K_v y deformación de fluencia d_v . El valor indicado para la primera rigidez de las barras antisísmicas se utiliza para la descarga del material. Para el análisis modal no se considera esta rigidez de descarga, y se utiliza la rigidez inicial para evitar problemas con los períodos de la estructura. La Tabla 4-18 presenta los parámetros utilizados del modelo analítico de Martínez para las barras antisísmicas según las ecuaciones de la sección 2.5.

Tabla 4-18: Parámetros Modelo Analítico Barras Antisísmicas

Parámetro	Valor
$d_1 [m]$	0.035
$d_2 [m]$	0.35
$F_1 [kN]$	5.109
$F_2 [kN]$	90.684
$K_1 [kN / m]$	145.971
$K_2 [kN / m]$	271.688
$K_d [kN / m]$	5433.364
$f_y [MPa]$	336

Tabla 4-19: Material Hysteretic Barras Antisísmicas

Propiedad	Valor
\$e1p	0.00001 m
\$s1p	0.10867 kN
\$e2p	0.035 m
\$s2p	10.218 kN
\$e3p	0.35 m
\$s3p	181.37 kN
\$e1n	-0.00001 m
\$s1n	-0.10867 kN
\$e2n	-0.035 m
\$s2n	-10.218 kN
\$e3n	-0.35 m
\$s3n	-181.37 kN
\$pinchx	0.9
\$pinchy	0.0
\$damage1	0.0
\$damage2	0.9

Tabla 4-20: Material EPP Barras Antisísmicas

Propiedad	Valor
\$E	0.00001 m
\$epsyP	70722.37 kN/m
\$e2p	0.035 m

Tabla 4-21: Material MinMax Barras Antisísmicas

Propiedad	Valor
\$maxStrain-hysteretic	0.35 m
\$maxStrain-EPP	6.132 mm

A partir de los resultados presentados en las Tabla 4-19 y Tabla 4-21 se obtienen las curvas de comportamiento lateral para las barras antisísmicas del Puente Águila Norte presentado en la Figura 4-10

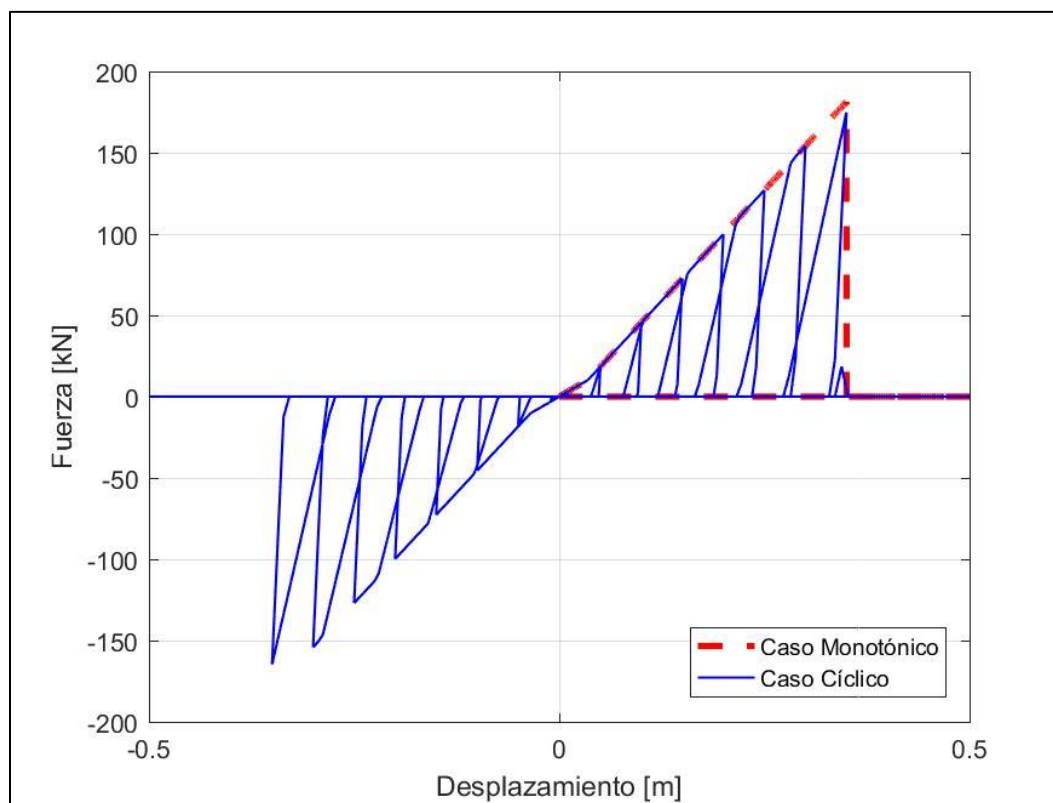


Figura 4-10: Comportamiento Lateral Barras Antisísmicas Puente Águila Norte

Es importante destacar que en el modelo una barra antisísmica representa un par de barras antisísmicas del puente real, por lo que el comportamiento de fuerza-deformación modelado representa a dos barras antisísmicas.

4.9. Llaves de Corte

Para modelar el comportamiento de las llaves de corte exteriores se utilizan elementos *zeroLength* tanto en las cepas como en los estribos. Las llaves de corte trabajan únicamente en la dirección transversal del puente y para simular su comportamiento se ajusta la curva propuesta por Megally et. al. (2002) detallada en la sección 2.6 utilizando una combinación

de dos materiales de la librería de OpenSees: *uniaxialMaterial ElasticPPGap* y *uniaxialMaterial Hysteretic*, los cuales luego se unen en serie mediante el material *uniaxialMaterial Series* el cual permite modelar dos respuestas como si fuesen un resorte en serie. El material *ElasticPPGap* simula el espacio entre la viga y el tope sísmico (Gap) al que se le asigna una rigidez y fluencia grande de modo que no fluya y permita transmitir la fuerza sin deformarse.

La Tabla 4-22 presenta los parámetros utilizados del modelo analítico simplificado de Goel & Chopra según las ecuaciones indicadas en la sección 2.6. Los valores indicados en la Tabla 4-23 y Tabla 4-24 corresponden a los valores para los topes sísmicos de uno de los lados de la subestructura, para el lado contrario se debe considerar los mismos valores indicados para el material *ElasticPPGap* pero con signo contrario.

Tabla 4-22: Parámetros Modelo Analítico Llaves de Corte

Parámetro	Cepas	Estribos
$d_A [mm]$	50.00	75.00
$d_B [mm]$	60.79	81.85
$V_B [kN]$	2427.34	1092.83
$d_C [mm]$	140.20	152.63
$V_C [kN]$	4664.34	2328.38
$d_D [mm]$	454.75	410.76
$\varepsilon_y [-]$	0.0021	0.0021
$l_d [cm]$	101.63	647.44
$V_h [kN]$	2540.86	1355.13
$V_s [kN]$	2123.52	973.26
$d_{III} [mm]$	90.19	258.77
$d_{II} [mm]$	10.78	184.83

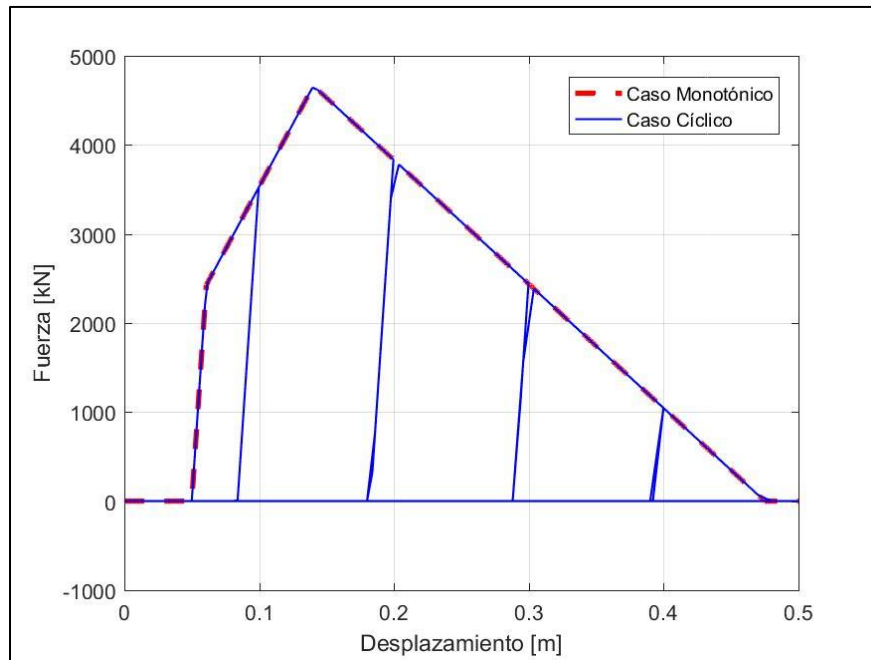
Tabla 4-23: Material Hysteretic Llaves de Corte

Propiedad	Cepas	Estribos
\$e1p	0.010785 m	0.00685 m
\$s1p	2427.337 kN	1092.83 kN
\$e2p	0.090195 m	0.07763 m
\$s2p	4664.377 kN	2328.38 kN
\$e3p	0.424914 m	0.33576 m
\$s3p	0.0 kN	0.0 kN
\$e1n	-0.010785 m	-0.00685 m
\$s1n	-2427.337 kN	-1092.83 kN
\$e2n	-0.090195 m	-0.07763 m
\$s2n	-4664.377 kN	-2328.38 kN
\$e3n	-0.424914 m	-0.33576 m
\$s3n	0.0 kN	0.0 kN
\$pinchx	1.0	1.0
\$pinchy	0.0	0.0
\$damage1	0.0	0.0
\$damage2	0.0	0.0
\$beta	0.0	0.0

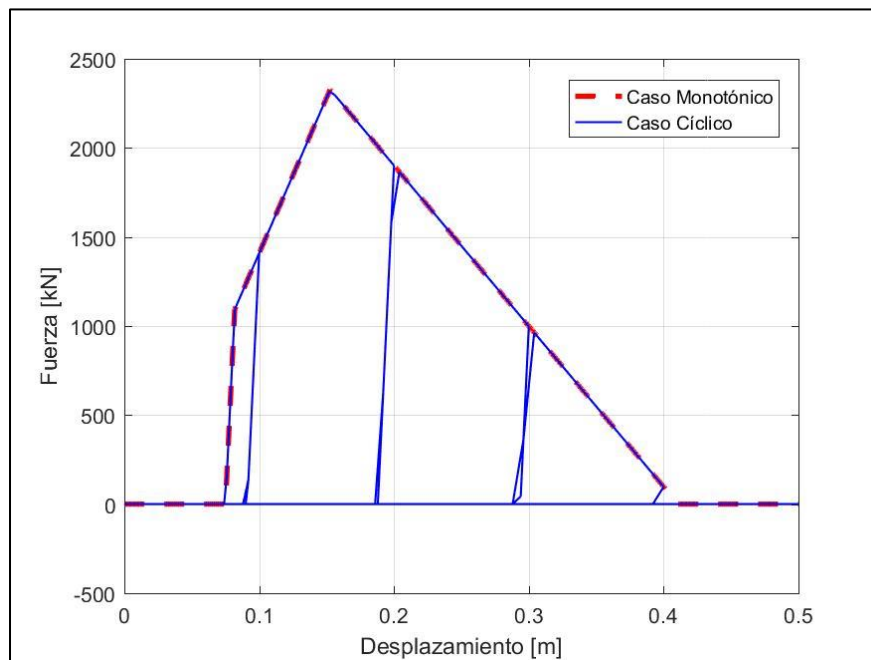
Tabla 4-24: Material ElasticPPGap Llaves de Corte

Propiedad	Cepas	Estribos
\$gap	0.05 m	0.075 m
\$E	22506601.76 kN/m	15953693.43 kN/m
\$Fy	2427337000000 kN	1092828000000 kN

A partir de los resultados presentados en las Tabla 4-23 y Tabla 4-24 se obtienen las curvas de comportamiento lateral para las llaves de corte de las cepas y estribos presentadas en la Figura 4-11.



(a) Cepas



(b) Estribos

Figura 4-11: Comportamiento Lateral Llaves de Corte Puesto Águila Norte

4.10. Relleno Estribos

Para modelar el comportamiento del empuje pasivo del relleno de los estribos se utilizan elementos *zeroLength* ubicados a los bordes laterales de los estribos. El relleno trabaja únicamente en la dirección longitudinal del puente y para simular su comportamiento se ajusta la curva propuesta por Shamsabadi et. al. (2007) detallada en la sección 2.7 utilizando una combinación de dos materiales de la librería de OpenSees: *uniaxialMaterial HyperbolicGapMaterial* y *uniaxialMaterial MinMax*. El primer material permite incorporar un desplazamiento inicial (gap) en el que el elemento no actúa y luego parametriza una curva hiperbólica definida por la capacidad última (F_{ult}), la rigidez inicial ($k_{m\acute{a}x}$) y el factor de forma (R_f).

Es importante destacar que en el modelo un elemento de relleno representa la mitad de la capacidad última del relleno, esto ya que las ecuaciones utilizadas entregan el valor total y el modelo considera dos elementos de relleno por estribo.

Tabla 4-25: Parámetros Modelo Analítico Relleno Estribos

Parámetro	Valor
F_u [kN]	4750.8
$\gamma_{m\acute{a}x}$ [m]	0.2415
k_i [kN / m]	310300

Tabla 4-26: Material HyperbolicGap Relleno

Parámetro	Valor
\$Kmax	155150.0 kN/m
\$Kur	155150.0 kN/m
\$Rf	0.83
\$Fult	-2375.4 kN
\$Gap	-0.125 m

Tabla 4-27: Material MinMax Relleno

Parámetro	Valor
σ_{min}	-0.3665

A partir de los resultados presentados en las Tabla 4-26 y Tabla 4-27 se obtiene la curva de comportamiento longitudinal para el relleno de los estribos presentado en la Figura 4-12.

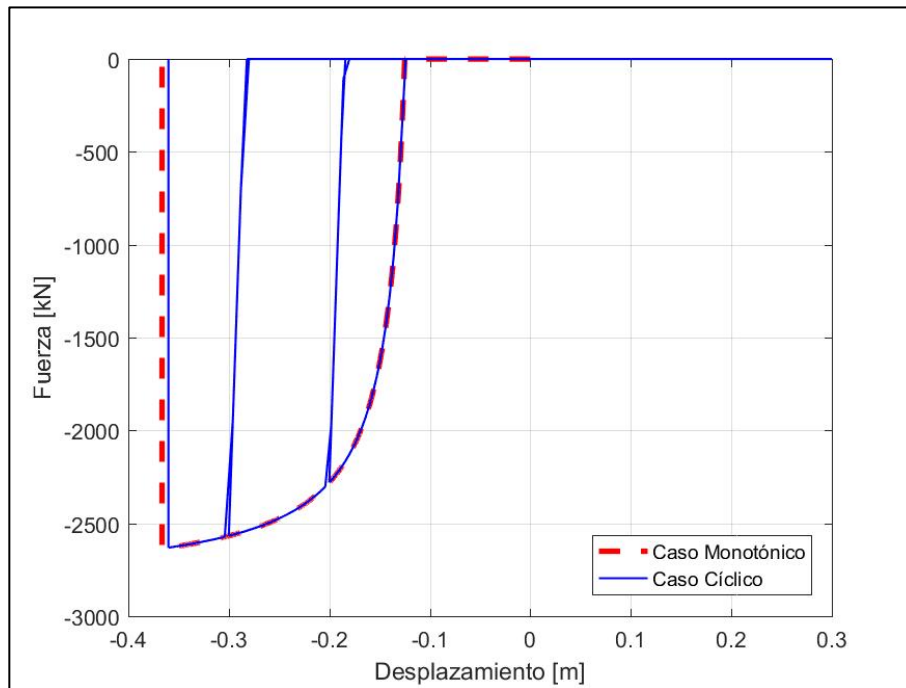


Figura 4-12: Comportamiento Longitudinal Relleno Puente Águila Norte

4.11. Interacción Suelo Estructura

Para modelar la interacción suelo estructura asociada al suelo circundante a los pilotes y la interacción de este con los pilotes se modela siguiendo el esquema (Figura 4-13) utilizado por McGann et al. (2011) en donde se modela el suelo mediante elementos *zeroLength* unidos por dos nodos con uno de ellos empotrado, y la interacción con la estructura es mediante el comando *equalDOF* el cual permite que los dos nodos unidos (el nodo del pilote y el nodo del suelo que no está empotrado) tengan los mismos grados de libertad, y de este modo generar la interacción entre el suelo y la estructura.

Como se menciona en la sección 2.8 el programa OpenSees permite modelar el suelo mediante elementos tipo resortes para representar el comportamiento del suelo, de este modo se utilizan materiales *PySimple1* para el empuje lateral del suelo, *TzSimple1* para la fricción por fuste y *QzSimple1* para la resistencia de punta.

De este modo se tienen 3 nodos ubicados en la misma posición, el primero libre asociado al elemento estructural del pilote, el segundo libre y el tercero empotrado, unido al segundo mediante un elemento *zeroLength* con las propiedades de los materiales. Los nodos del suelo desde el nivel de terreno hasta el penúltimo nodo se unen con un elemento *zeroLength* que tiene las propiedades de los *PySimple1* en las direcciones longitudinal y transversal, y *TzSimple1* en la dirección vertical. El elemento *zeroLength* que une el último par de nodos del suelo tiene las propiedades de los *PySimple1* en las direcciones longitudinales y transversal, y *QzSimple1* en la dirección vertical.

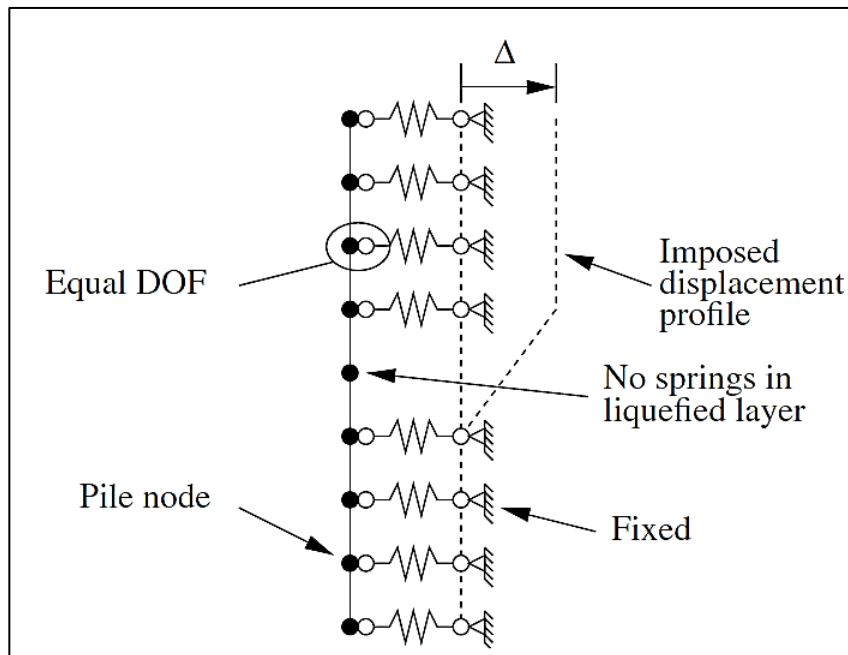


Figura 4-13: Esquema Modelación Interacción Suelo Estructura
Fuente: McGann et. al. (2011)

A partir de las ecuaciones explicitadas en la sección 2.8 para cada uno de los diferentes resortes se tienen los valores presentados en las Tabla 4-28 y Tabla 4-29 para el suelo de las cepas y estribos respectivamente, junto a la discretización utilizada para los diferentes estratos de suelo.

Tabla 4-28: Discretización Modelación resortes lateral y fuste suelo pilotes bajo Cepas

Estrato	Profundidad [H]	Pult [kN/m]	Y50 [m]	Tult [kN/m]	Z50 [m]	Lt [m]
Grava media	0	0,487	0,00211	92,696	0,00062	0,01
Grava media	0,5	34,745	0,00269	255,150	0,00172	1
Grava media	1,5	167,907	0,00325	334,699	0,00225	1
Grava media	2,5	385,965	0,00299	378,683	0,00255	1
Grava media	3,5	688,919	0,00257	410,271	0,00276	1
Grava media	4,5	1076,769	0,00312	435,616	0,00293	1
Grava media	5,25	1423,369	0,00354	452,464	0,00305	0,5
Arcilla	5,75	339,292	0,06000	120,571	0,00265	0,5
Arcilla	6,5	339,292	0,06000	133,323	0,00283	1
Arcilla	7,5	339,292	0,06000	150,325	0,00288	1
Arcilla	8,25	339,292	0,06000	163,077	0,00270	0,5
Grava gruesa	8,75	5217,843	0,00779	593,287	0,00351	0,5
Grava gruesa	9,5	6100,431	0,00838	607,194	0,00360	1
Grava gruesa	10,5	7384,141	0,00918	624,292	0,00370	1
Grava gruesa	11,5	8790,052	0,00998	639,739	0,00379	1
Grava gruesa	12,5	10318,166	0,01078	654,616	0,00388	1
Grava gruesa	13,5	11968,481	0,01157	669,206	0,00396	1
Grava gruesa	14,5	13740,998	0,01237	682,817	0,00405	1
Grava gruesa	15,5	15635,717	0,01317	695,557	0,00412	1
Grava gruesa	16,375	17393,839	0,01387	705,679	0,00418	0,75
Estrato	Profundidad [H]	Pult [kN/m]	Y50 [m]	Qult [kN]	Z50 [m]	Lt [m]
Grava gruesa	16,75	18175,961	0,01417	3249,060	0,01050	0,5

Tabla 4-29: Discretización Modelación resortes lateral y fuste suelo pilotes bajo Estribos

Estrato	Profundidad [H]	Pult [kN/m]	Y50 [m]	Tult [kN/m]	Z50 [m]	Lt [m]
Grava media	0	889,695	0,00309	455,390	0,00307	0,01
Grava media	0,5	1186,709	0,00269	473,769	0,00319	1
Grava media	1,5	971,847	0,00299	500,903	0,00337	1
Grava media	2,5	1423,369	0,00354	516,190	0,00347	1
Grava media	3,5	1959,786	0,00409	530,064	0,00357	1
Grava media	4,5	2581,099	0,00465	542,728	0,00365	1
Grava media	5,375	3194,390	0,00513	554,177	0,00373	0,75
Arcilla	6	339,292	0,06000	262,758	0,00283	0,5
Arcilla	6,5	339,292	0,06000	271,259	0,00284	0,5
Arcilla	7	339,292	0,06000	279,760	0,00285	0,5
Arcilla	7,5	339,292	0,06000	288,262	0,00286	0,5
Grava gruesa	7,875	7553,197	0,00928	675,927	0,00400	0,25
Grava gruesa	8,5	8427,118	0,00978	684,120	0,00405	1
Grava gruesa	9,5	9924,681	0,01058	696,722	0,00413	1
Estrato	Profundidad [H]	Pult [kN/m]	Y50 [m]	Qult [kN]	Z50 [m]	Lt [m]
Grava gruesa	10	10719,288	0,01098	3249,060	0,01050	0,5

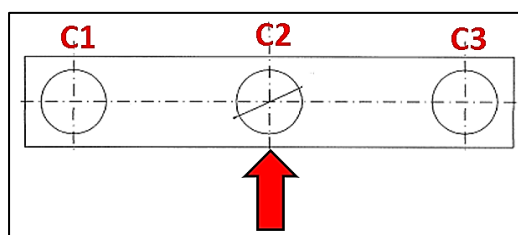
Los valores para los resortes PY, TZ y QZ indicados en las Tabla 4-28 y Tabla 4-29 son ajustados por los factores de grupo indicados en las Tabla 4-30 y Tabla 4-31 para las cepas y estribos respectivamente, en dónde el factor de grupo se aplica según el esquema indicado en las Figura 4-14 y Figura 4-15 respectivamente. Para la dirección lateral se aplica un factor promedio entre 0.8 y 0.3, por lo que la verificación de los esfuerzos se evalúa considerando un factor de amplificación de 0.8/0.55.

Tabla 4-30: Factores de Grupo Cepas

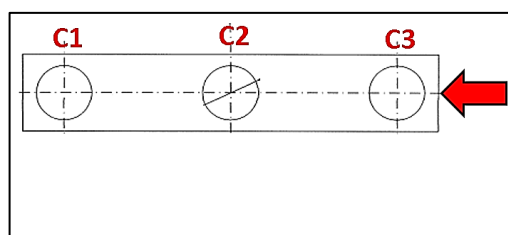
Dirección de Carga		Columna 1	Columna 2	Columna 3
Longitudinal	Fila 1	0.8	0.8	0.8
Transversal	Fila 1	0.55	0.4	0.55
Vertical	Fila 1	1.0	1.0	1.0

Tabla 4-31: Factores de Grupo Estribos

Dirección de Carga		Columna 1	Columna 2	Columna 3
Longitudinal	Fila 1	0.60	-	0.60
	Fila 2	0.60	0.60	0.60
Transversal	Fila 1	0.669	-	0.669
	Fila 2	0.578	0.578	0.578
Vertical	Fila 1	0.67	-	0.67
	Fila 2	0.67	0.80	0.67

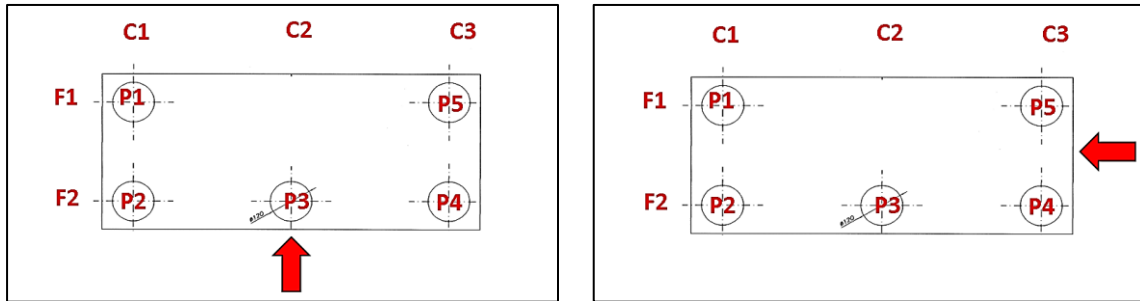


(a) Cargas Longitudinales



(b) Cargas Transversales

Figura 4-14: Esquema Cepas para Factores de Grupo



(a) Cargas Longitudinales

(b) Cargas Transversales

Figura 4-15: Esquema de Estribos para Factores de Grupo

Los valores de los coeficientes de amortiguamiento por disipación obtenidos a partir de las ecuaciones indicadas en la sección 2.8 que son utilizados en la modelación de los resortes se presentan en las Tabla 4-32 y Tabla 4-33 para cepas y estribos respectivamente.

Tabla 4-32: Coeficientes de Amortiguamiento por Disipación Cepas

Estrato	Profundidad [H]	Lt [m]	$c_{h,long}$ [kg/s]	$c_{h,transv}$ [kg/s]	c_{vert} [kg/s]
Grava media	0	0,01	3,19E+05	2,75E+05	1,23E+05
Grava media	0,5	1	3,19E+07	2,75E+07	1,23E+07
Grava media	1,5	1	3,19E+07	2,75E+07	1,23E+07
Grava media	2,5	1	3,19E+07	2,75E+07	1,23E+07
Grava media	3,5	1	3,19E+07	2,75E+07	1,23E+07
Grava media	4,5	1	3,19E+07	2,75E+07	1,23E+07
Grava media	5,25	0,5	1,60E+07	1,38E+07	6,16E+06
Arcilla	5,75	0,5	8,08E+06	7,03E+06	3,04E+06
Arcilla	6,5	1	1,62E+07	1,41E+07	6,08E+06
Arcilla	7,5	1	1,62E+07	1,41E+07	6,08E+06
Arcilla	8,25	0,5	8,08E+06	7,03E+06	3,04E+06
Grava gruesa	8,75	0,5	2,60E+07	2,22E+07	9,67E+06
Grava gruesa	9,5	1	5,19E+07	4,45E+07	1,93E+07
Grava gruesa	10,5	1	5,19E+07	4,45E+07	1,93E+07
Grava gruesa	11,5	1	5,19E+07	4,45E+07	1,93E+07
Grava gruesa	12,5	1	5,19E+07	4,45E+07	1,93E+07
Grava gruesa	13,5	1	5,19E+07	4,45E+07	1,93E+07
Grava gruesa	14,5	1	5,19E+07	4,45E+07	1,93E+07
Grava gruesa	15,5	1	5,19E+07	4,45E+07	1,93E+07
Grava gruesa	16,375	0,75	3,89E+07	3,34E+07	1,45E+07
Grava gruesa	16,75	0,5	2,60E+07	2,22E+07	9,67E+06

Tabla 4-33: Coeficientes de Amortiguamiento por Disipación Estructuras

Estrato	Profundidad [H]	Lt [m]	$c_{h,long}$ [kg/s]	$c_{h,transv}$ [kg/s]	c_{vert} [kg/s]
Grava media	0	0,01	3,19,E+05	2,75,E+05	1,23,E+05
Grava media	0,5	1	3,19,E+07	2,75,E+07	1,23,E+07
Grava media	1,5	1	3,19,E+07	2,75,E+07	1,23,E+07
Grava media	2,5	1	3,19,E+07	2,75,E+07	1,23,E+07
Grava media	3,5	1	3,19,E+07	2,75,E+07	1,23,E+07
Grava media	4,5	1	3,19,E+07	2,75,E+07	1,23,E+07
Grava media	5,375	0,75	2,40,E+07	2,06,E+07	9,24,E+06
Arcilla	6	0,5	8,08,E+06	7,03,E+06	3,04,E+06
Arcilla	6,5	0,5	8,08,E+06	7,03,E+06	3,04,E+06
Arcilla	7	0,5	8,08,E+06	7,03,E+06	3,04,E+06
Arcilla	7,5	0,5	8,08,E+06	7,03,E+06	3,04,E+06
Grava gruesa	7,875	0,25	1,30,E+07	1,11,E+07	4,84,E+06
Grava gruesa	8,5	1	5,19,E+07	4,45,E+07	1,93,E+07
Grava gruesa	9,5	1	5,19,E+07	4,45,E+07	1,93,E+07
Grava gruesa	10	0,5	2,60,E+07	2,22,E+07	9,67,E+06

Las siguientes figuras presentan el comportamiento histerético esperado utilizando los valores de la Tabla 4-28 para los diferentes resortes $P_{ySimple1}$, $T_{zSimple1}$ y $Q_{zSimple1}$ que se utilizan en la modelación de las cepas para los tres estratos de suelos considerados.

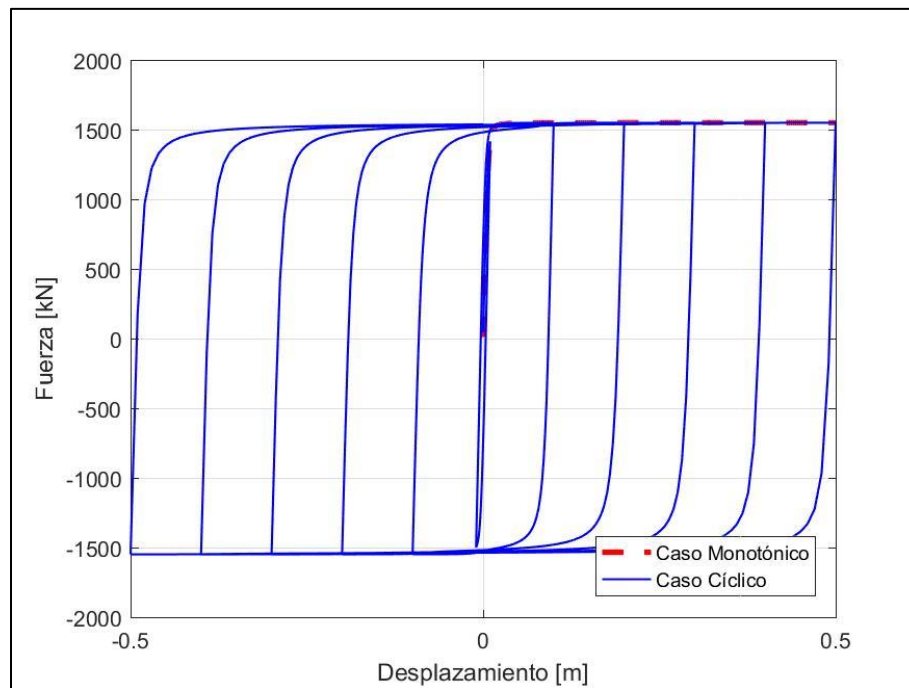


Figura 4-16: Comportamiento Empuje Lateral Estrato Grava Media en Z=5.5 m

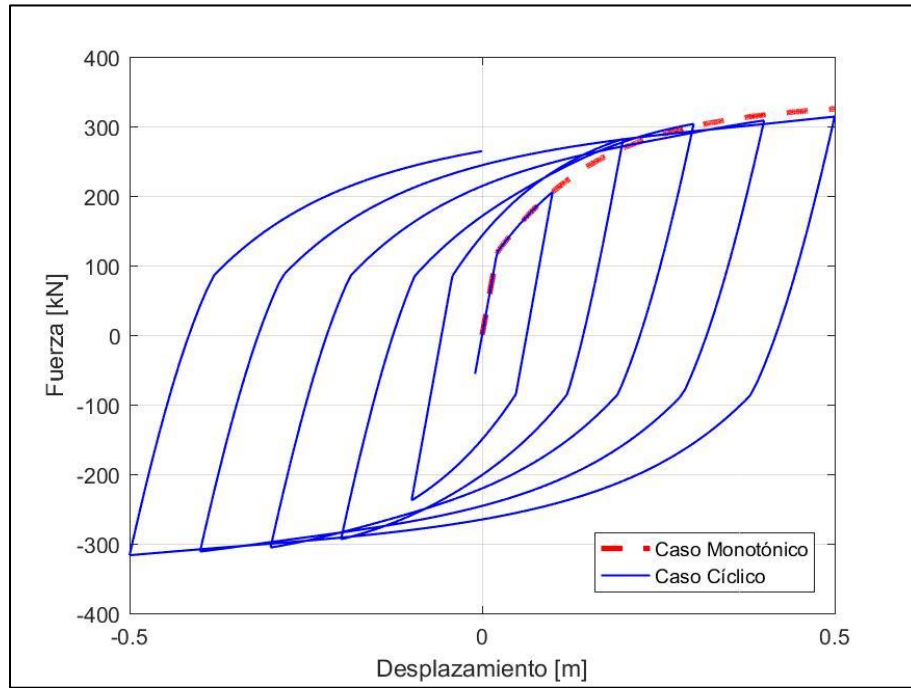


Figura 4-17: Comportamiento Empuje Lateral Estrato Arcilla Limosa en Z= 8.5 m

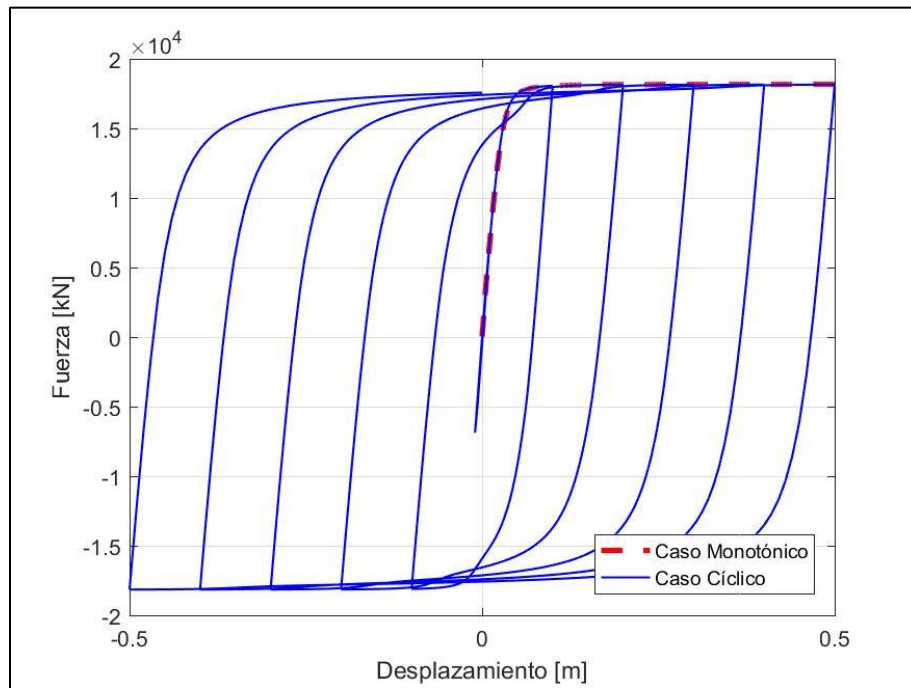


Figura 4-18: Comportamiento Empuje Lateral Estrato Grava Media en Z=16.75 m

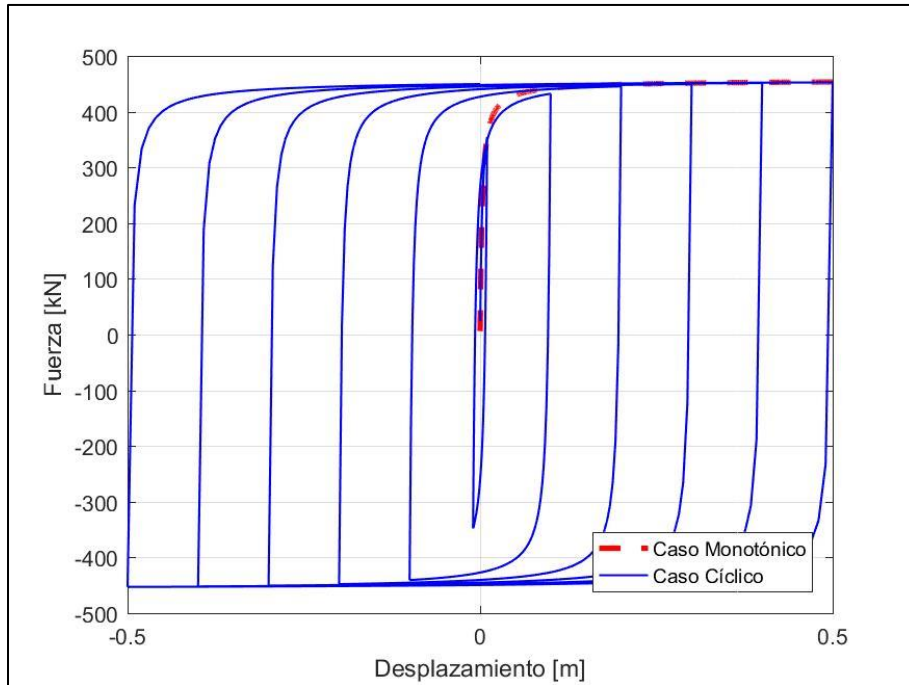


Figura 4-19: Comportamiento Fricción por Fuste Estrato Grava Media en Z=5.5 m

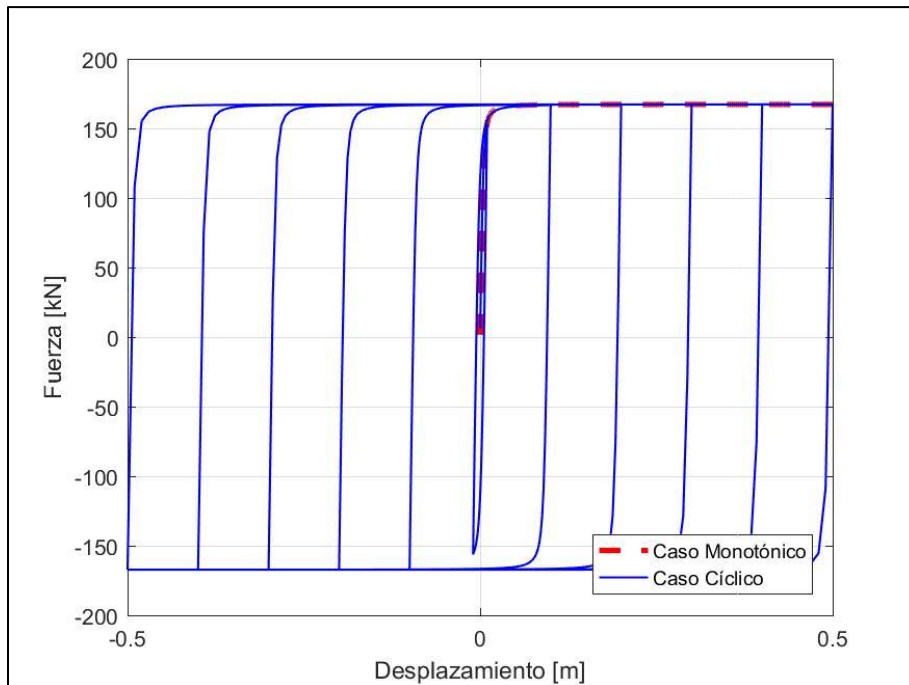


Figura 4-20: Comportamiento Fricción por Fuste Estrato Arcilla Limosa en Z=8.5 m

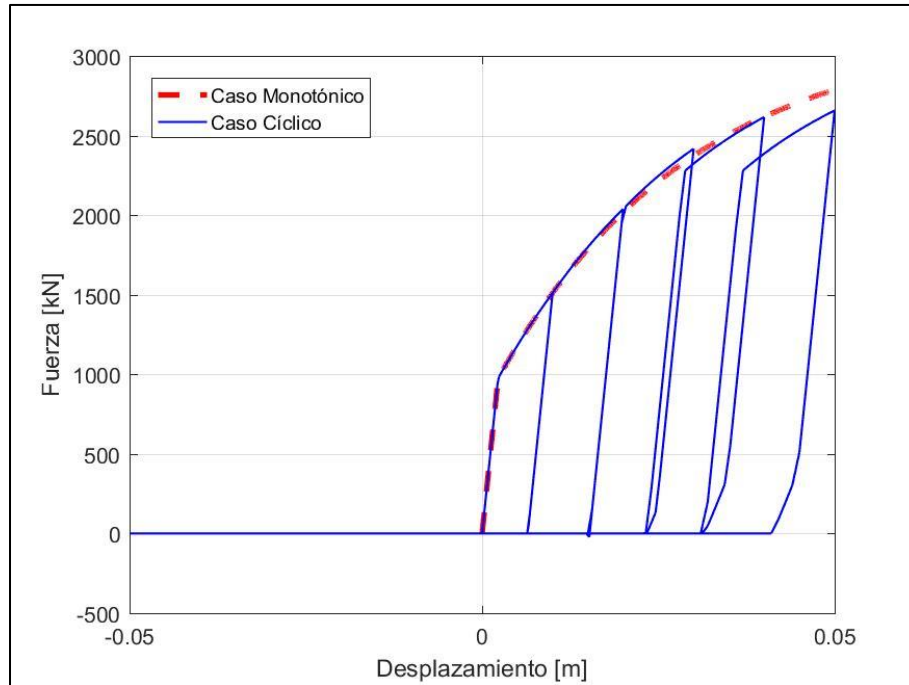


Figura 4-21: Comportamiento Resistencia de Punta Estrato Grava Gruesa en Z=16.75 m

4.12. Amortiguamiento Viscoelástico

Para considerar el amortiguamiento en el modelo se utiliza el amortiguamiento de Rayleigh, este calcula la matriz de amortiguamiento $[C]$ como una combinación lineal entre las matrices de rigidez $[K]$ y masa $[M]$.

$$[C] = a \cdot [M] + b \cdot [K] \quad (4.1)$$

$$\beta_i = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{\omega_i} \cdot a + \omega_i \cdot b \right) \quad (4.2)$$

$$a = \beta \cdot \frac{2 \cdot \omega_i \cdot \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.3)$$

$$b = \beta \cdot \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.4)$$

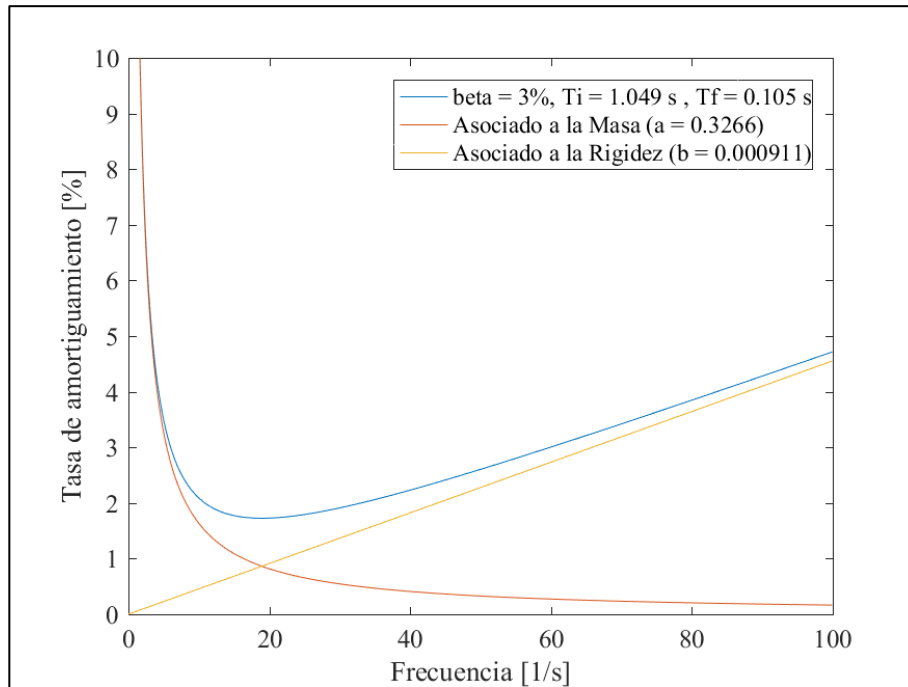
Las constantes a y b se determinan asumiendo un amortiguamiento constante para dos frecuencias ω_i y ω_j .

En el software OpenSees se aplica el amortiguamiento de Rayleigh en el modelo mediante el comando *rayleigh* de la librería de OpenSees. Este comando permite calcular la matriz de amortiguamiento mediante tres metodologías. La primera “\$betaKinit” la calcula a partir de la matriz inicial la cual se considera constante para el cálculo. La segunda “\$betaKcomm” calcula las constantes a y b a partir del valor inicial de la matriz de rigidez, pero recalculando la matriz de amortiguamiento cuando cambia la pendiente de la rigidez. La última “\$betaK” asume que las constantes a y b se calculan cada vez que la matriz de rigidez varía, lo que varía el valor de la matriz de amortiguamiento.

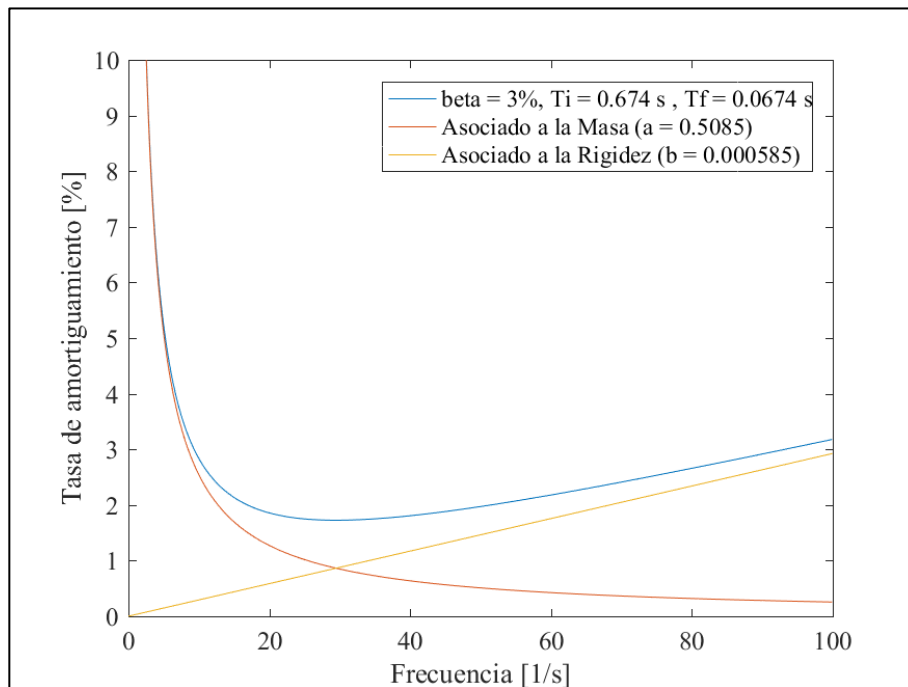
En la Tabla 4-34 se presentan los valores utilizados para el cálculo de la matriz de amortiguamiento para el modelo con interacción suelo estructura y el modelo empotrado, considerando un amortiguamiento del 3%, y el primer período del cálculo para el amortiguamiento se considera como el período fundamental de la estructura (Período Longitudinal) y el segundo período como el 10% del período fundamental.

Tabla 4-34: Amortiguamiento considerado en los modelos

Parámetro	Modelo con SSI	Modelo sin SSI
$T_i [s]$	1.0494	0.6740
$T_j [s]$	0.1049	0.0674
$\beta [-]$	0.003	0.003
\$alphaM	0.3266	0.5085
\$betaK	0	0
\$betaKinit	0	0
\$betaKcomm	0.000911	0.000585



(a)



(b)

Figura 4-22: Amortiguamiento de Rayleigh. (a) Modelo con SSI (b) Modelo sin SSI

Capítulo V

5. Resultados

Los métodos de análisis ejecutados al modelo del puente Águila Norte corresponden a un análisis modal donde se calculan los períodos y formas modales de la estructura, y un análisis tiempo historia donde a partir de un set de registros de aceleraciones se obtiene la respuesta estructural del puente y sus componentes en función del tiempo para los distintos registros utilizados.

Se busca comparar la respuesta del puente considerando la incorporación de la interacción suelo-estructura para un mismo registro sísmico que permita el comportamiento incursionar en el rango no lineal a los diferentes elementos utilizados al modelar la estructura (elastómeros, llaves de corte, barras antisísmicas, relleno y columnas).

Adicionalmente, en este capítulo se muestran los resultados obtenidos de la respuesta estructural del puente Águila Norte frente a diferentes niveles de demanda sísmica para evaluar el desempeño sísmico de este, en donde se consideran un set de 24 pares de registros sísmicos (longitudinales y transversales) obtenidos a partir de los estudios realizados por Castro (2020) como parte del proyecto FONDEF ID18I-10103 “Bases y recomendaciones para complementar el análisis sísmico de puentes viales del Manual de Carreteras”

5.1. Análisis Modal

En esta sección se presenta el análisis modal para ambos modelos del puente Águila Norte, en donde se muestran los períodos obtenidos para las primeras 10 formas modales tanto en el modelo con interacción suelo estructura como en el modelo empotrado (Tabla 5-1). Adicionalmente, se presentan figuras de las formas modales fundamentales obtenidas con el software OSLite.

Adicionalmente, se cuenta con los períodos obtenidos de diferentes campañas de medición de micro vibraciones ambientales sobre el puente Águila Norte realizadas por

Contreras (2019) en su trabajo de titulación (Tabla 5-2) como parte del hito 2 del proyecto FONDEF ID18I-10103.

Tabla 5-1: Períodos Puentes Águila Norte

Modo	Período con SSI [s]	Período sin SSI [s]	Comentario
1	1.049	0.674	Longitudinal
2	0.685	0.617	Transversal Recto
3	0.657	0.613	Transversal de Rotación del Tablero
4	0.531	0.530	Torsional
5	0.531	0.529	Torsional
6	0.530	0.529	Torsional
7	0.529	0.529	Torsional
8	0.529	0.528	Torsional
9	0.460	0.446	Transversal en U
10	0.333	0.331	Vertical

Tabla 5-2: Períodos medidos en terreno puentes Águila Norte

Período [s]	Comentario
0.508	Longitudinal
0.418	Transversal en U
0.227	Vertical
0.200	Transversal de Rotación del Tablero

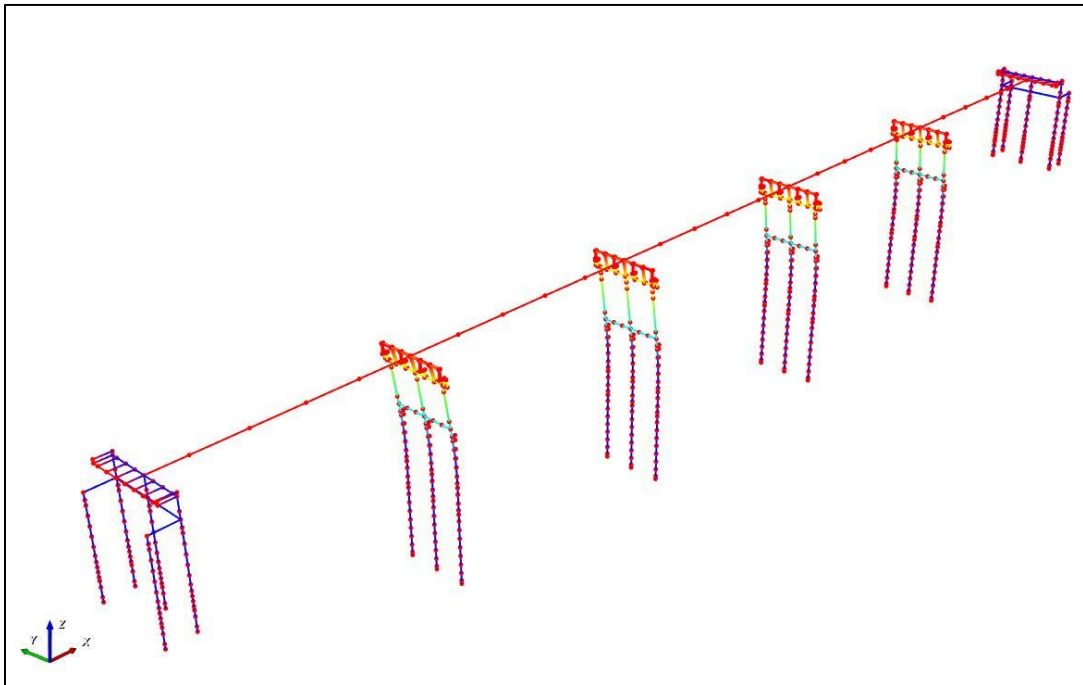


Figura 5-1: Modo Longitudinal. Modelo con SSI. ($T = 1.049$ s)

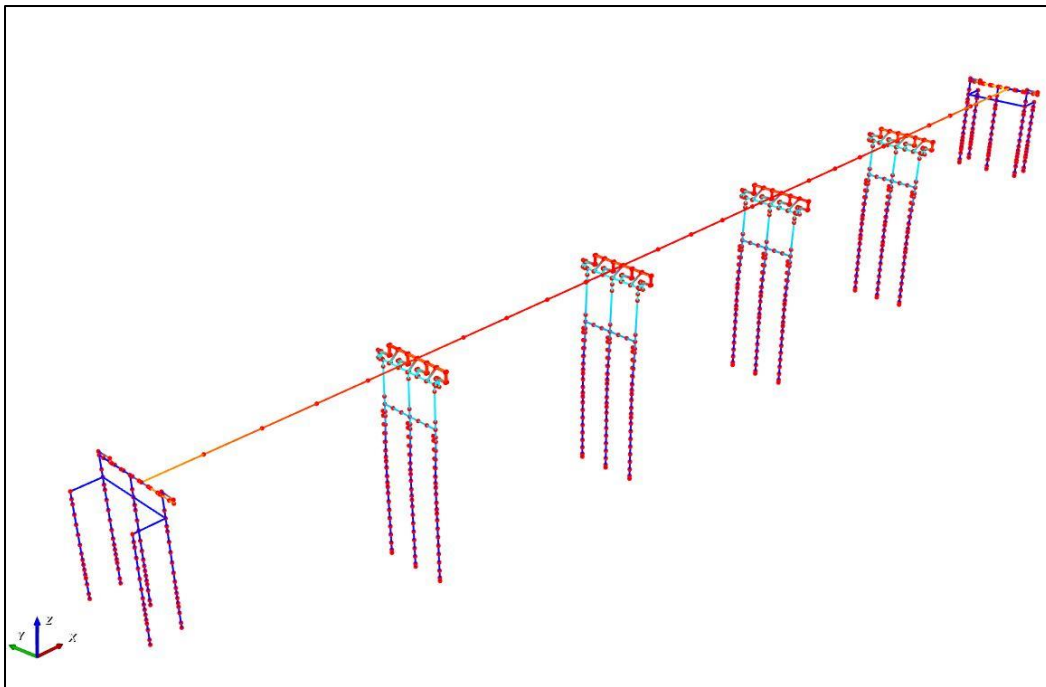


Figura 5-2: Modo Transversal Recto. Modelo con SSI. ($T = 0.685$ s)

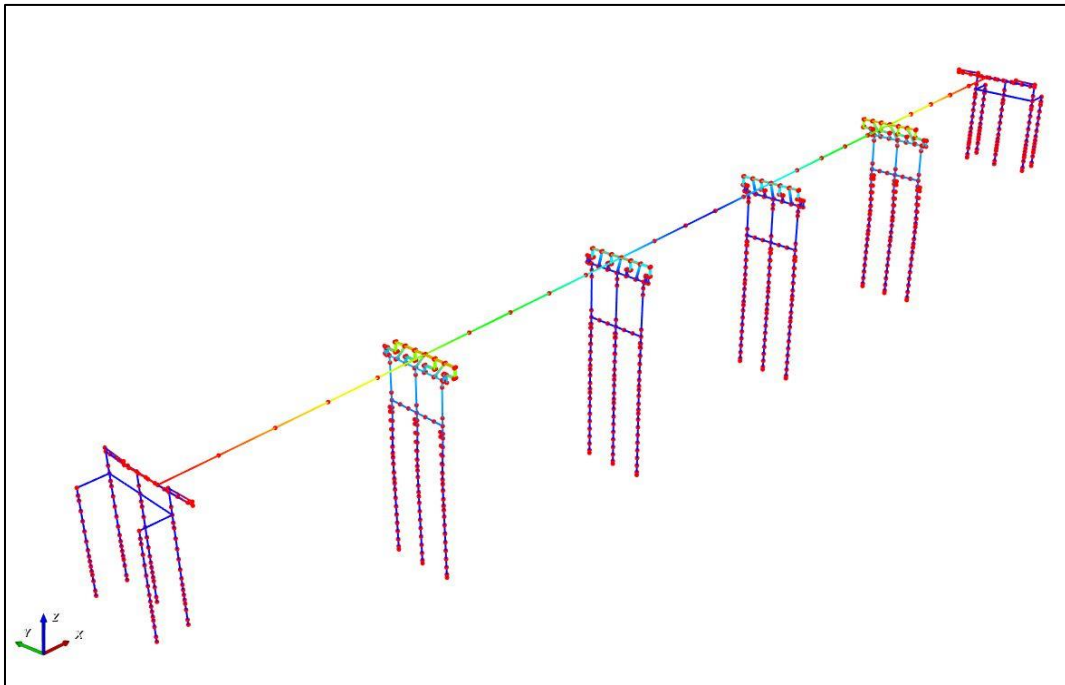


Figura 5-3: Modo Transversal de Rotación del Tablero. Modelo con SSI. ($T = 0.657$ s)

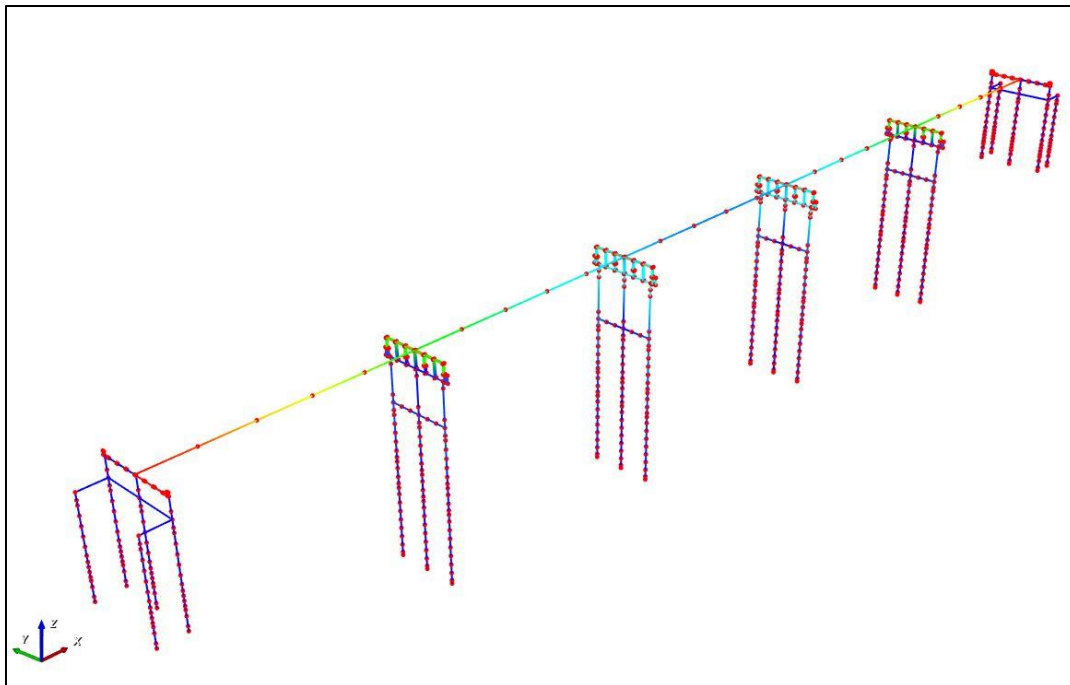


Figura 5-4: Modo Torsional. Modelo con SSI. ($T = 0.531$ s)

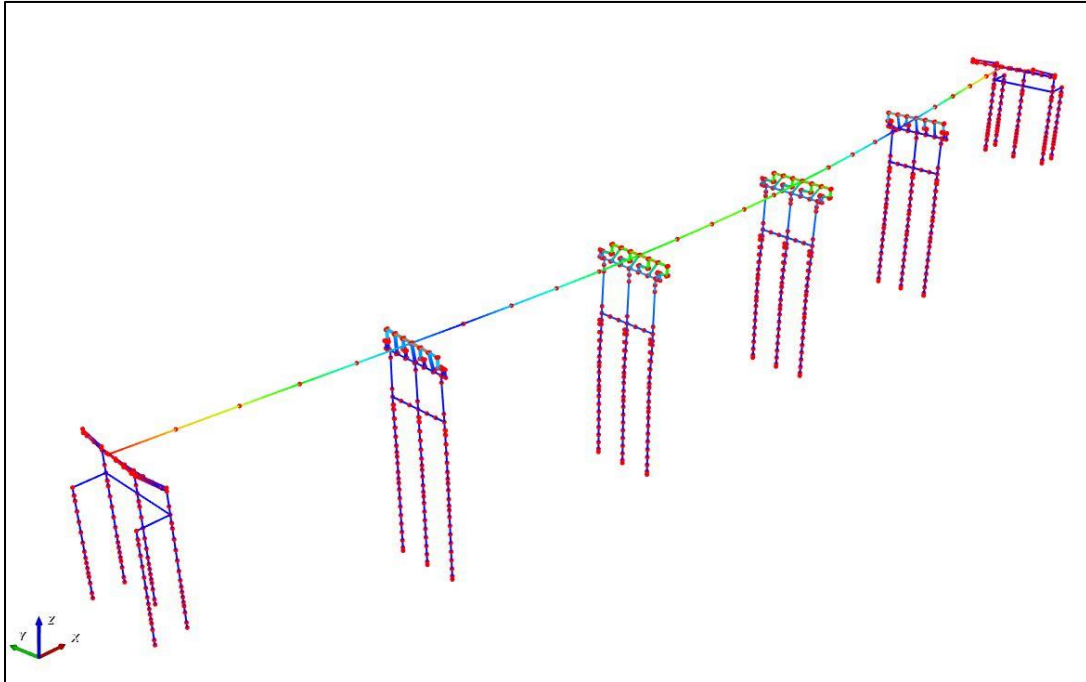


Figura 5-5: Modo Transversal en U. Modelo con SSI. ($T = 0.460$ s)



Figura 5-6: Modo Vertical. Modelo con SSI. ($T = 0.333$ s)

5.2. Análisis Tiempo – Historia no-lineal

En esta sección se presenta el análisis tiempo historia no-lineal de los modelos utilizados. Se separa el análisis en dos partes, la primera una comparación entre los resultados obtenidos para el modelo con interacción suelo estructura y el modelo empotrado en la base, y la segunda considerando diferentes niveles de demanda sísmica para el modelo con SSI.

5.2.1. Registros Sísmicos

El estudio de amenaza sísmica se basa en el trabajo realizado por Castro (2020) en el cual se emplea la técnica de ajuste espectral para la generación de registros sísmicos ad-hoc a las condiciones sismogénicas del emplazamiento del puente Águila Norte, en donde se necesita un espectro objetivo y un registro semilla para generar el registro necesario.

Para el espectro objetivo se utiliza el valor promedio de las ecuaciones de predicción de movimiento fuerte (GMPE) de Idini et. al. (2017) y Montalva et. al. (2017) para sismos interplaca e intraplaca, y Graizer & Kalkan (2015) para sismos superficiales de acuerdo con lo indicado por Castro (2020). Dado que la estratigrafía del puente Águila Norte es peculiar ($H=240$ m, $T_s=2$ seg, $V_{s-30}=273$ m/s), se decide emplear las GMPE para estimar los espectros para afloramiento rocoso. Luego se emplea el programa DEEPSOIL para obtener el perfil de respuesta del suelo con la profundidad. En términos generales, se observó que la respuesta del suelo en los primeros 17 metros no variaba en forma significativa (teniendo en cuenta que el estrato de suelo es de 240 metros), por lo que se decide aplicar un registro uniforme en los resortes de Winkler que interactúan con los pilotes de cepas y estribos. Los espectros objetivos que se construyen se basan en dos metodologías, la primera considera el valor medio de las curvas (SD) y la segunda considera el valor promedio más una desviación estándar (CD). Los registros sísmicos de diseño considerados se clasifican en cuatro categorías.

- Interplaca: Mw 8.8 con distancia al plano de ruptura de 70 km y V_{s30} 2500 [m/s].
- Intraplaca: Mw 8.0 con distancia epicentral de 50 km, una profundidad de 70 km y V_{s30} 2500 [m/s].
- Superficial: Mw 7.5 con distancia al plano de ruptura de 22 km y V_{s30} 2500 [m/s]

- Interplaca ajustados para el sismo del Maule del 2010: Mw 8.8 con distancia al plano de ruptura de 103 km y V_{s30} 2500 [m/s].

Para la obtención de los registros sísmicos se utilizan tres pares de semillas por cada tipo de sismo según como se indica en la Tabla 5-3.

Tabla 5-3: Registros Semillas consideradas

Evento	Año	Estación	Mw	Distancia [km]	Prof. [km]	V_{s30} [m/s]	PGA [g]
Maule (Chile)	2010	Santa Lucia	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

* Distancia al plano de ruptura

** Distancia hipocentral

Luego, considerando lo anterior se tiene un set de 24 registros sísmicos considerados como inputs sísmicos para realizar el análisis tiempo historia al modelo del puente Águila Norte, las consideraciones de cada registro se presentan en la Tabla 5-4

Tabla 5-4: Registros Sísmicos considerados

Registro	Tipo Sismo	Metodología	Estación
1	Intraplaca	CD	HMTT
2	Intraplaca	CD	RABO
3	Intraplaca	CD	PIS
4	Interplaca Maule	SD	TOR
5	Interplaca Maule	SD	STA
6	Interplaca Maule	SD	MEL
7	Intraplaca	SD	RABO
8	Intraplaca	SD	PIS
9	Intraplaca	SD	HMTT
10	Superficial	SD	SFERN
11	Superficial	SD	NORTHR
12	Superficial	SD	IWT
13	Superficial	CD	SFERN
14	Superficial	CD	NORTHR
15	Superficial	CD	IWT
16	Interplaca	SD	TOR
17	Interplaca	SD	STA
18	Interplaca	SD	MEL
19	Interplaca	CD	TOR
20	Interplaca	CD	STA
21	Interplaca	CD	MEL
22	Interplaca Maule	CD	TOR
23	Interplaca Maule	CD	STA
24	Interplaca Maule	CD	MEL

El registro utilizado para la comparación de los modelos corresponde al registro generado con la semilla de la estación Pisagua obtenido del evento sísmico de Tarapacá del 2005 ($M_w = 7.8$) ante un registro intraplaca que considera como espectro objetivo el valor promedio más la desviación estándar (CD) de las ecuaciones de predicción de movimiento fuerte (GMPE), obtenido del estudio realizado por Castro (2020). El registro Intraplaca CD de Pisagua tiene un PGA longitudinal (E-O) de 0.703 g y un PGA transversal (N-S) de 0.806 g, siendo uno de los registros generados más destructivos, de modo que se espera que con este registro la estructura presente comportamiento no lineal en sus diferentes componentes. Adicionalmente, cuenta con una duración total de 82 segundos y una frecuencia de muestreo de 200 Hz.

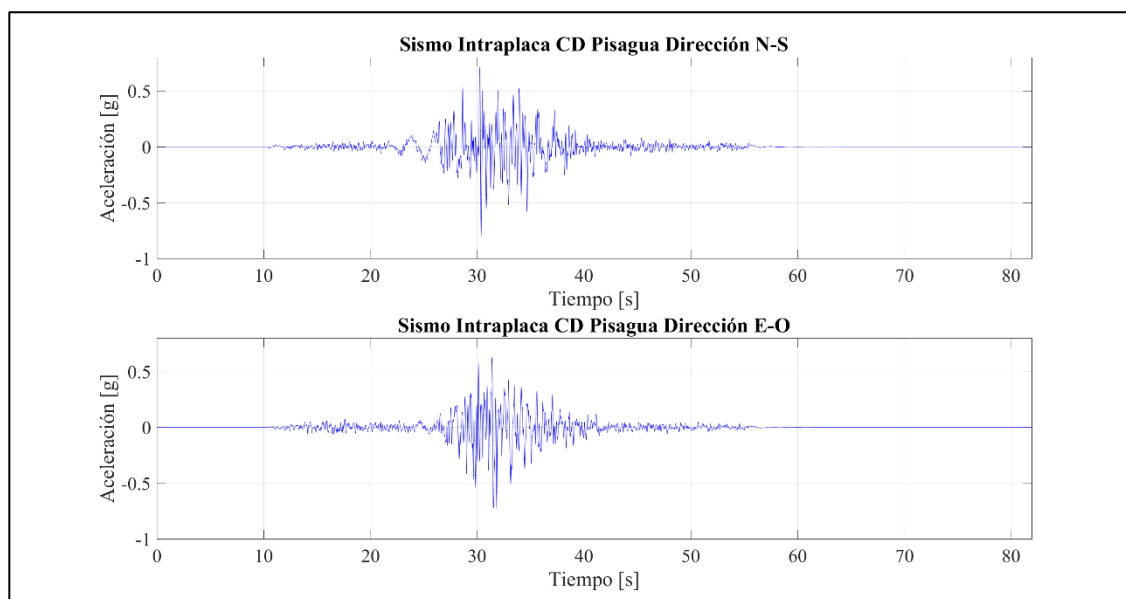


Figura 5-7: Registro Sísmico Intraplaca CD Pisagua

5.2.2. Comparación Modelación

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para los elastómeros, barras antisísmicas y llaves de corte tanto en cepas como estribos. Para las cepas se incluyen los momentos obtenidos para cada una de las columnas, y para los estribos se incluye el comportamiento del relleno. Adicionalmente, para el modelo con interacción suelo

estructura, se incluyen los momentos obtenidos para cada uno de los pilotes tanto en cepas como en estribos.

Para presentar los resultados de las respuestas locales de los diferentes elementos estructurales, estos se enumeran para las cepas y estribos como se muestra en la Figura 5-8. Luego, las respuestas mostradas en los siguientes resultados corresponden a los elastómeros n°1 y n°4, barras antisísmicas n°2, llaves de corte n°1 y n°2, y rellenos n°1 y n°2.

Adicionalmente, se muestran los resultados para ambos estribos (estribo 1 ubicado al oeste y estribo 2 ubicado al este), y en el caso de las cepas 1 y 4 se escogen los elementos más cercanos a los estribos, y para las cepas 2 y 3 se escogen los elementos más cercanos al centro del puente.

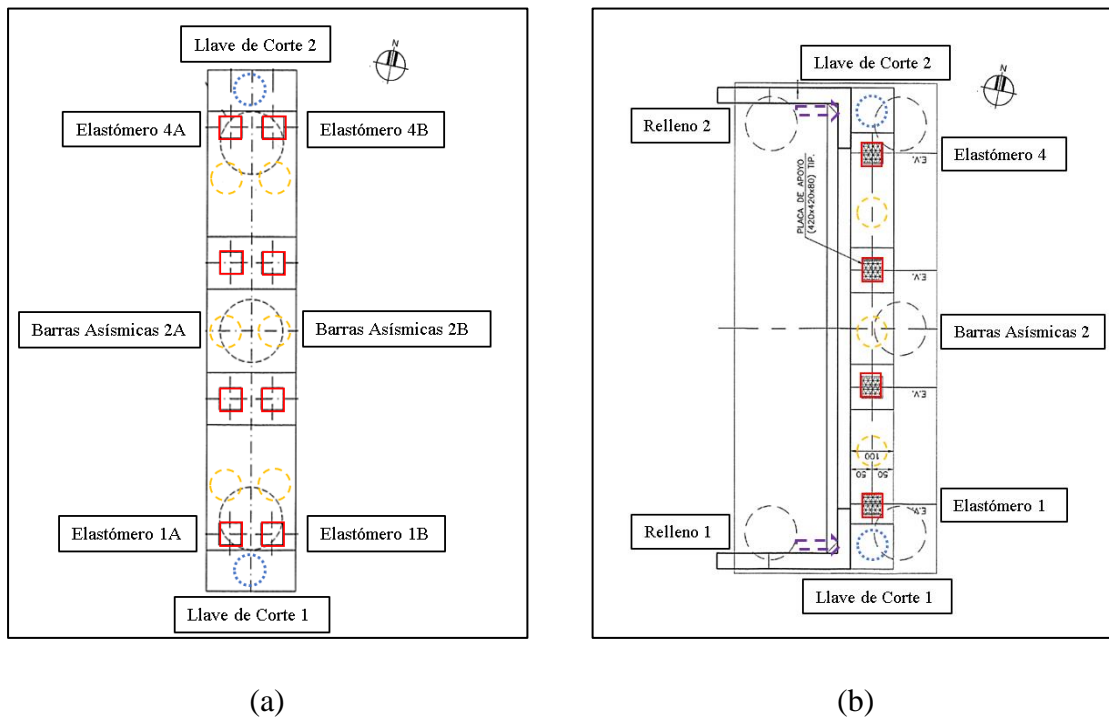


Figura 5-8: Esquema de referencia elementos. (a) Cepas (b) Estribos

5.2.2.1. Aceleración Tablero

Para el caso de la aceleración del tablero se considera la aceleración absoluta del nodo central del tablero tanto en la dirección longitudinal como transversal al puente. Se espera

que las aceleraciones del tablero presenten un comportamiento similar al registro considerado, pero con diferentes valores producto de la amplificación dinámica. Las Figura 5-9 y Figura 5-10 presentan los resultados para el modelo con SSI y el modelo sin SSI respectivamente.

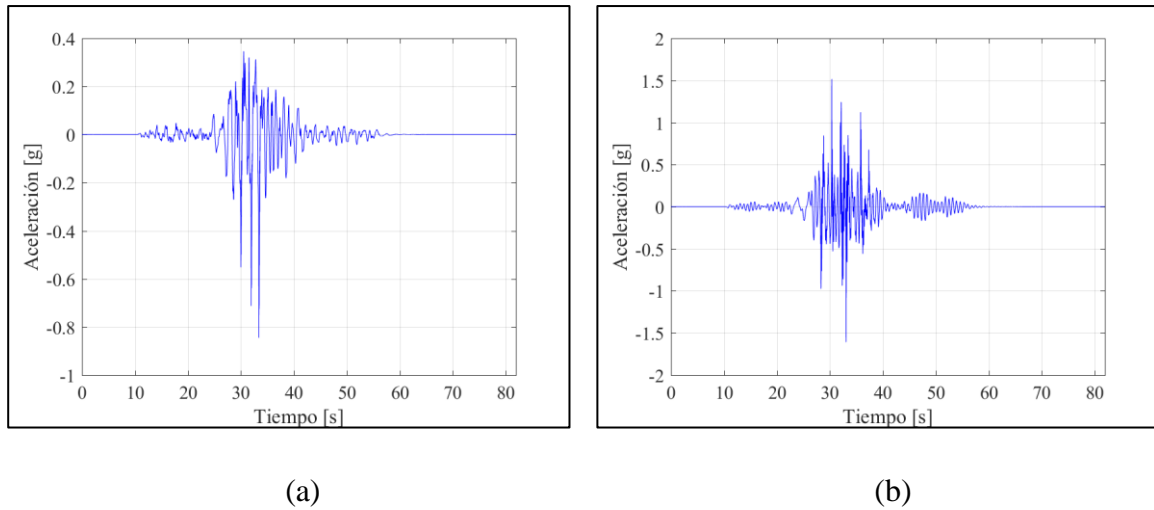


Figura 5-9: Respuesta de aceleración tablero. Modelo con SSI. (a) dirección longitudinal
(b) dirección transversal

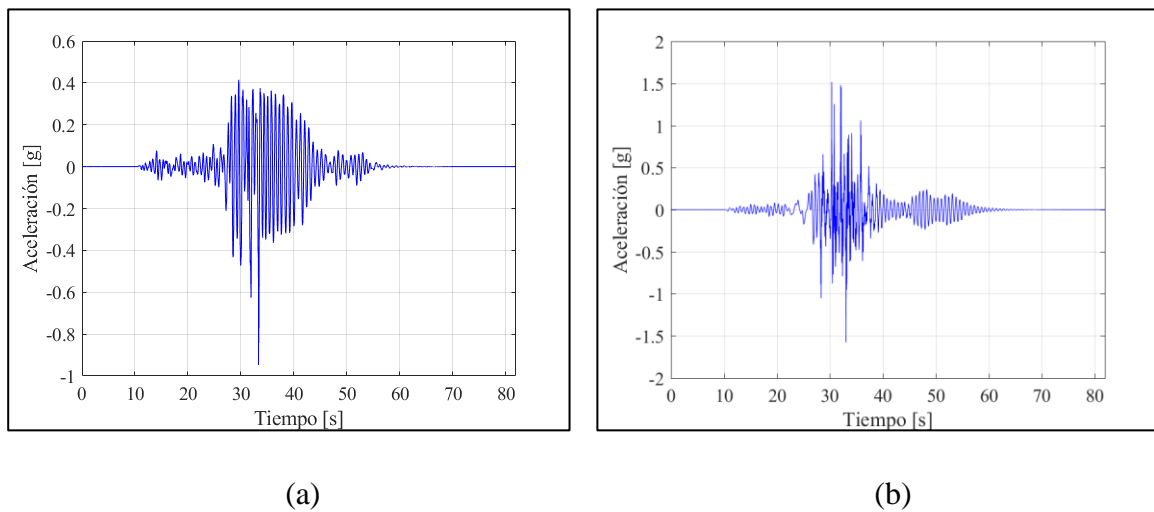


Figura 5-10: Respuesta de aceleración tablero. Modelo sin SSI. (a) dirección longitudinal
(b) dirección transversal

5.2.2.2. Desplazamiento Tablero

Para el caso del desplazamiento del tablero se considera el desplazamiento en la dirección longitudinal y transversal del nodo central del vano 3 a modo de referencia. Adicionalmente, se consideran los límites asociados al gap de los topes sísmicos en la dirección transversal y el gap del relleno en la dirección longitudinal.

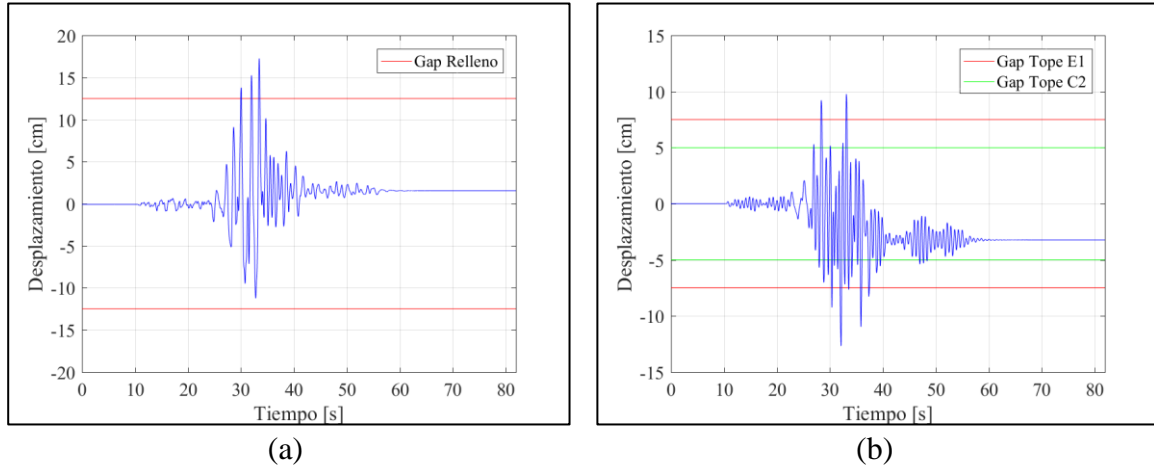


Figura 5-11: Respuesta de desplazamiento tablero. Modelo con SSI. (a) dirección longitudinal (b) dirección transversal

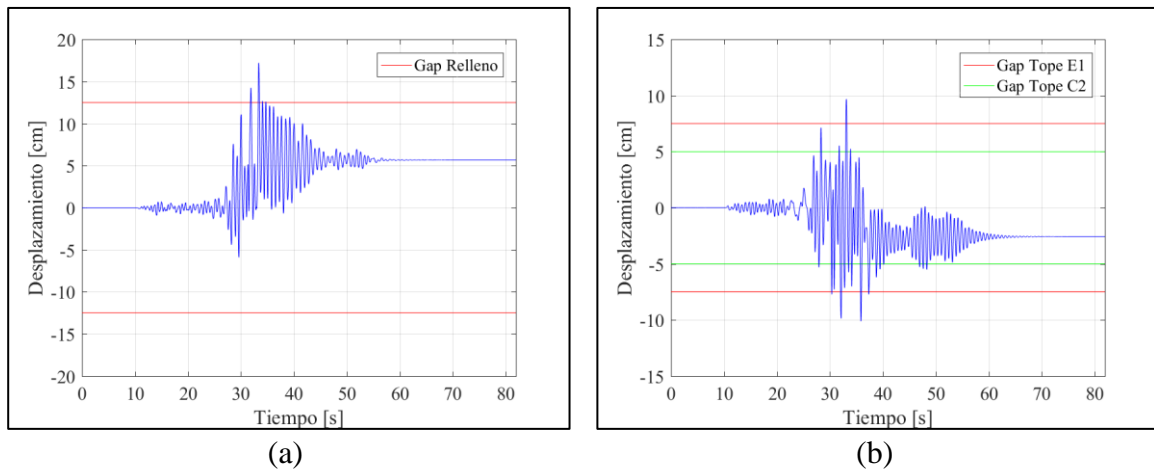


Figura 5-12: Respuesta de desplazamiento tablero. Modelo sin SSI. (a) dirección longitudinal (b) dirección transversal

5.2.2.3. Comportamiento Elastómeros

Para los elastómeros se presentan los resultados de fuerza – desplazamiento para la dirección longitudinal y transversal., para los elastómeros n°1 y n°4. Adicionalmente, se considera como criterio de falla un cuarto del ancho del elastómero (10.5 cm) siendo este un criterio de falla arbitrario por desplazamiento asociado al desplazamiento en que las vigas longitudinales superan $\frac{1}{4}$ de la dimensión de los elastómeros (42 cm). De los resultados se aprecia que las cepas en sentido longitudinal son suficientemente flexibles para seguir en algún grado a la superestructura, implicando bajos desplazamientos relativos. En cambio, los estribos son rígidos y los desplazamientos de los elastómeros se relacionan al desplazamiento de la superestructura. En el sentido transversal, se observa un fenómeno similar; sin embargo, las cepas son más rígidas en sentido transversal implicando la existencia de movimientos relativos. Es de mencionar que los desplazamientos transversales de los elastómeros se ven limitados debido a que el tablero golpea a los topes sísmicos. La inclusión del efecto de suelo-estructura hace que las cepas sean más flexibles disminuyendo los desplazamientos relativos entre la infraestructura y la superestructura (a pesar de que el tablero experimenta mayores desplazamientos).

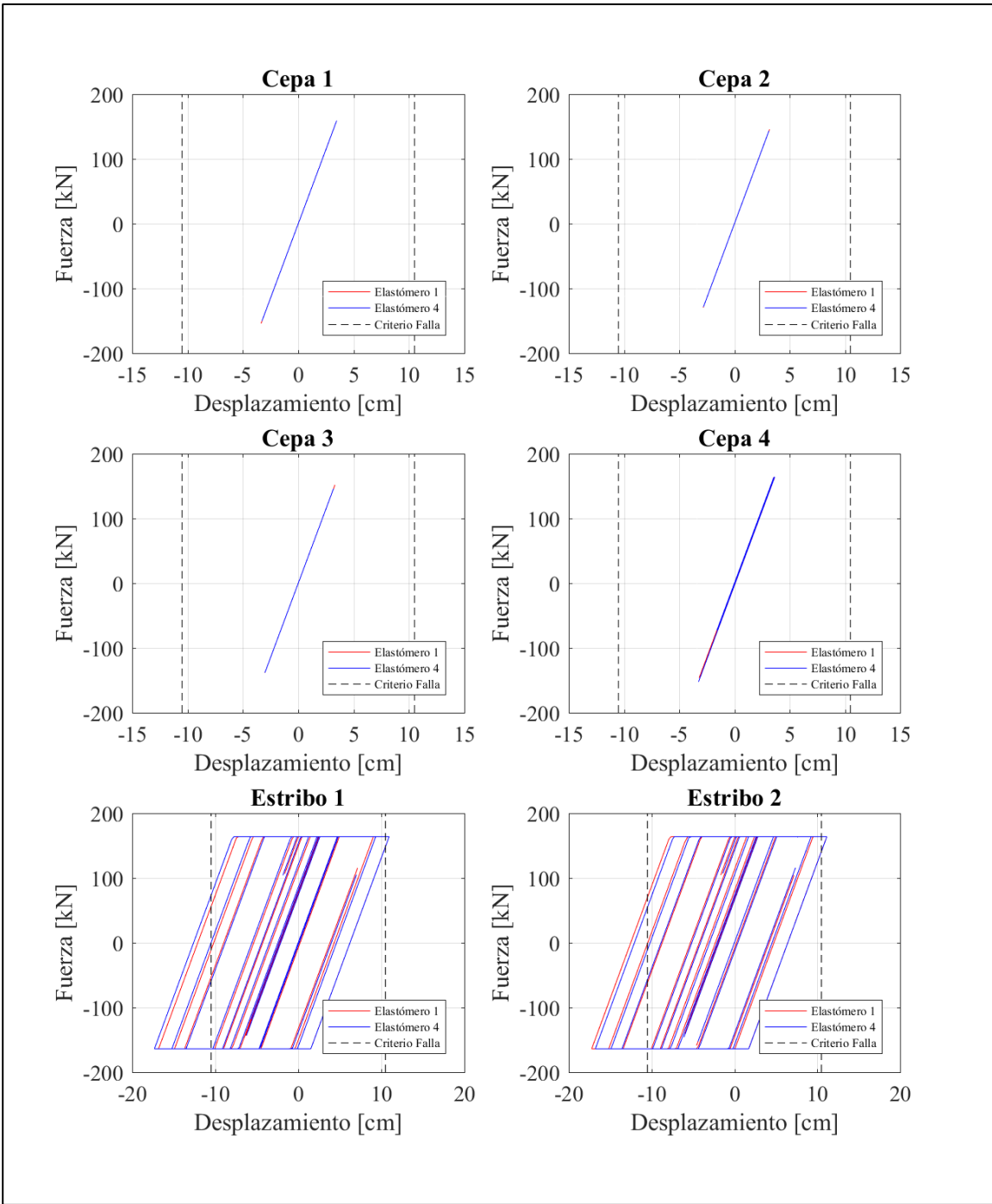


Figura 5-13: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Elastómeros Dirección Longitudinal. Modelo con SSI

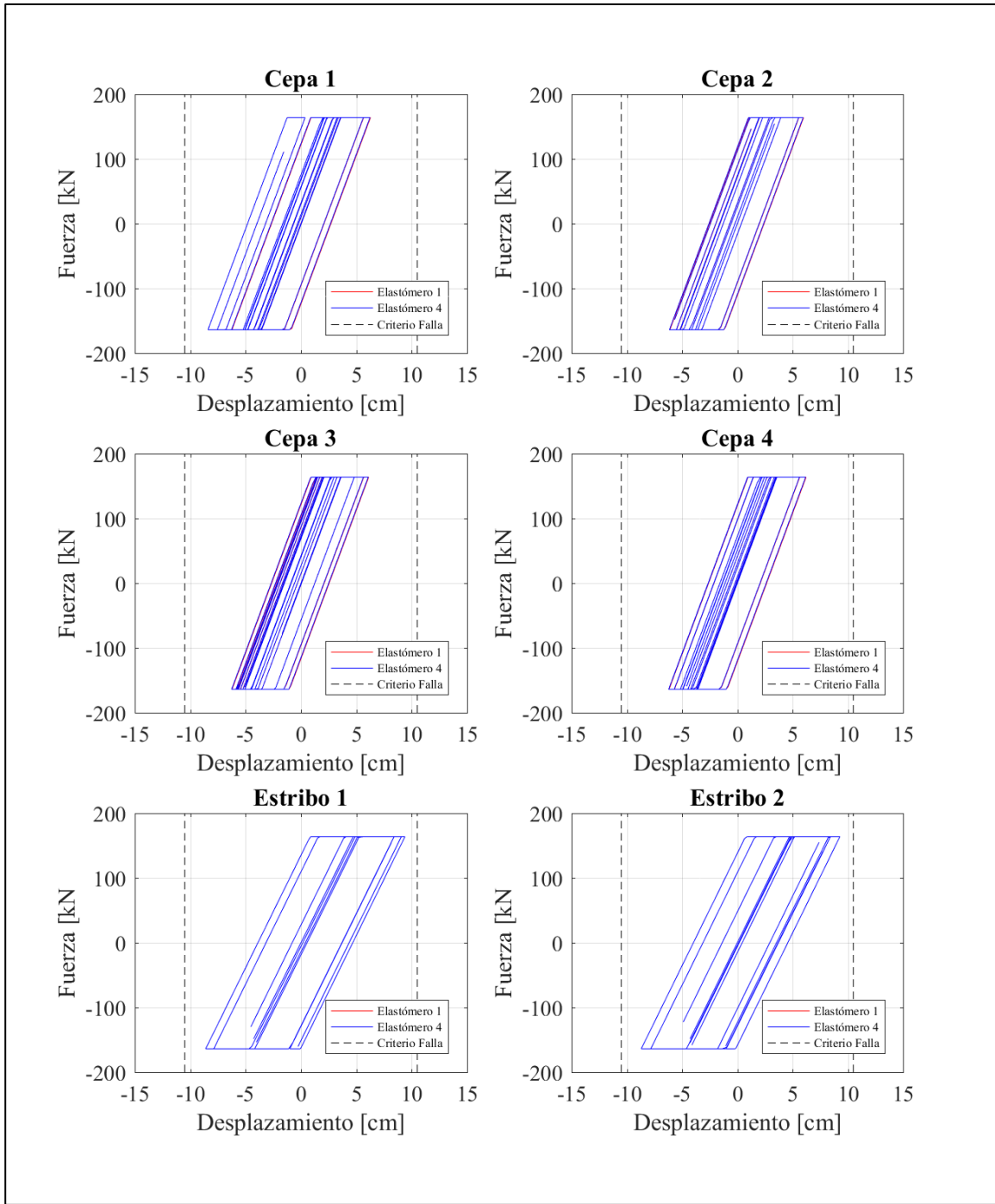


Figura 5-14: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Elastómeros Dirección Transversal. Modelo con SSI

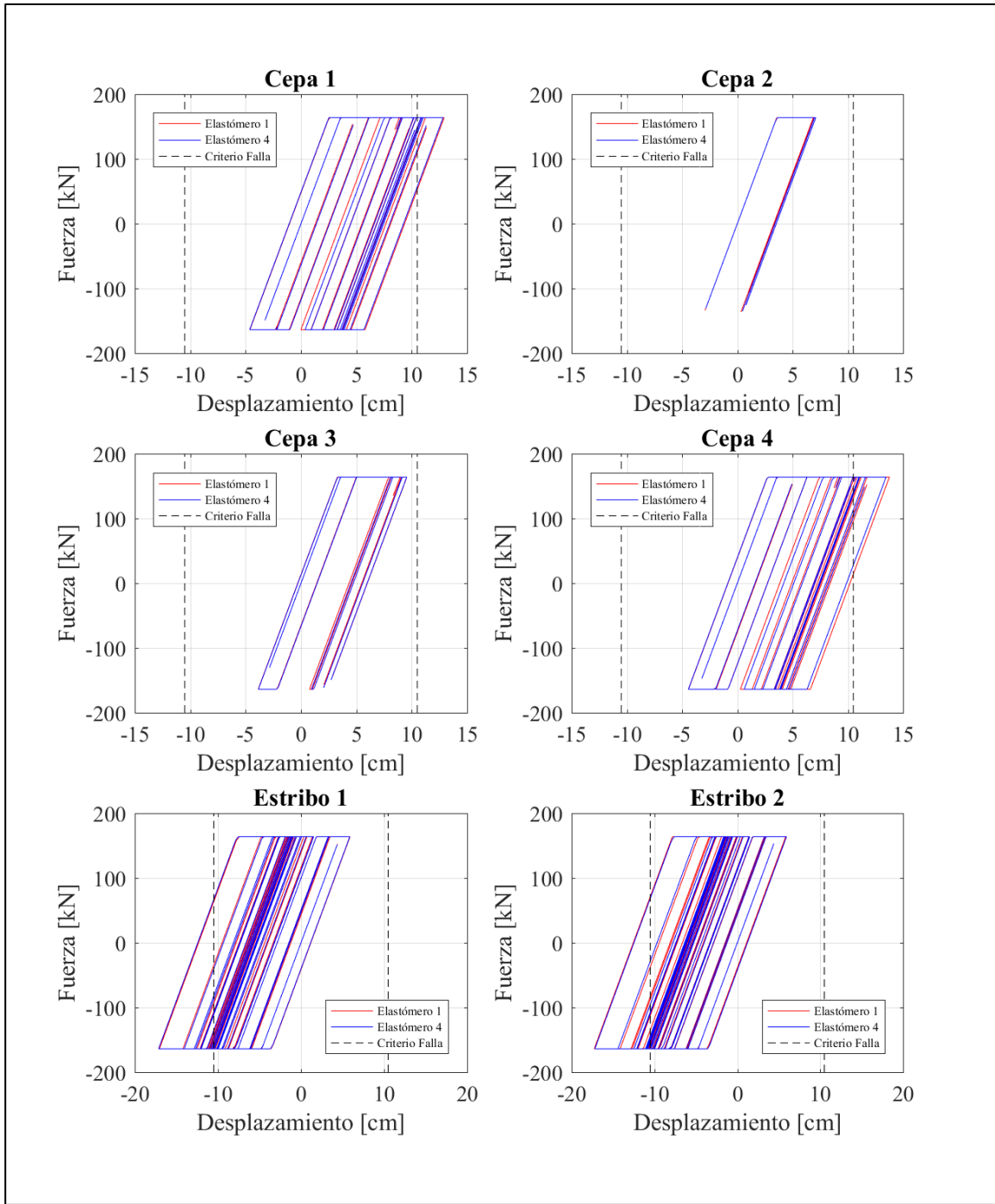


Figura 5-15: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Elastómeros Dirección Longitudinal. Modelo sin SSI

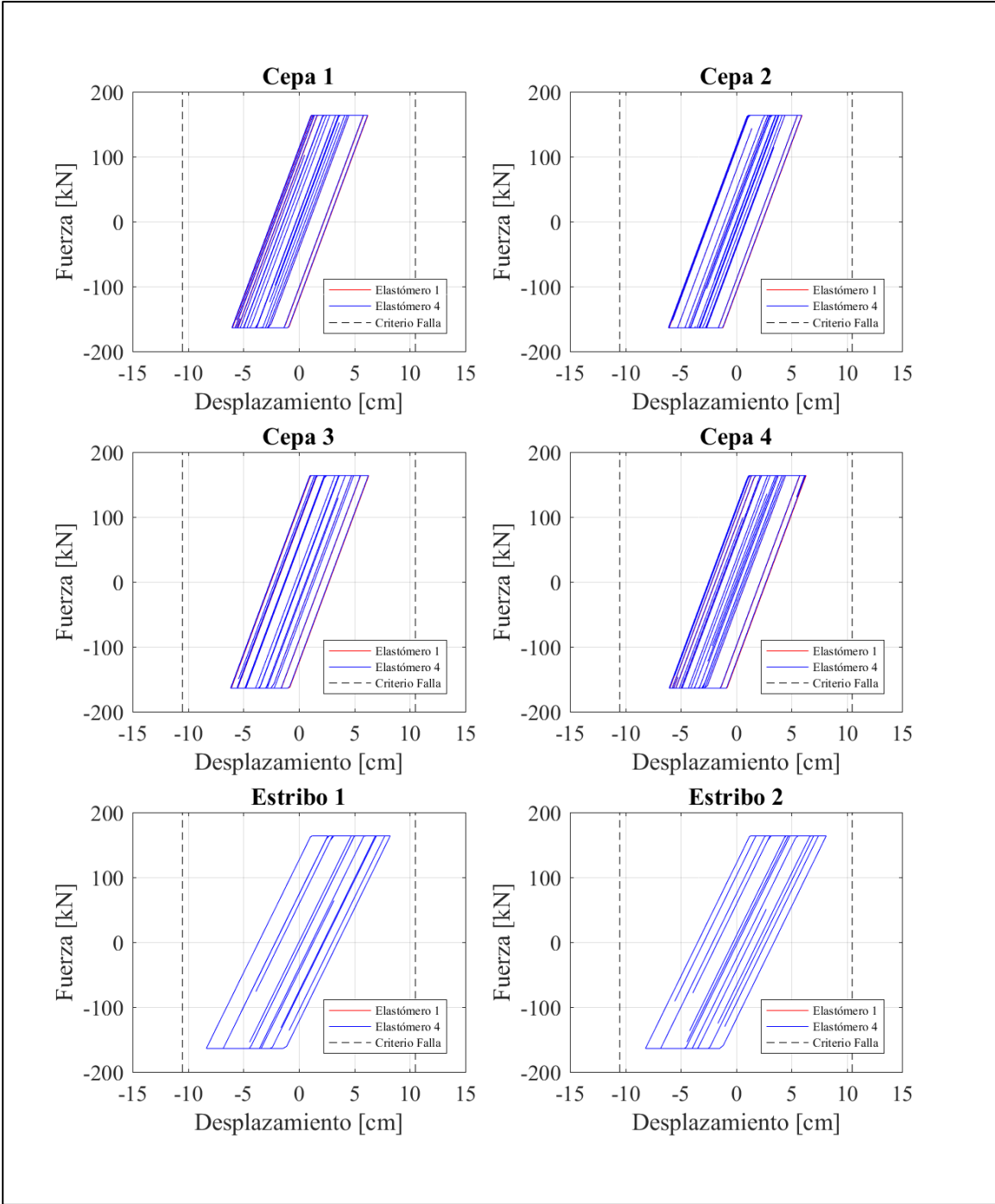


Figura 5-16: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Elastómeros Dirección Transversal. Modelo sin SSI

5.2.2.4. Comportamiento Barras Antisísmicas

Para las barras antisísmicas se presentan los resultados de fuerza – desplazamiento en la dirección transversal al puente para las barras antisísmicas n°2, para el caso con SSI y el caso sin SSI. Al igual que en el caso de los elastómeros, los desplazamientos máximos se ven limitados por el choque del tablero con los topes sísmicos.

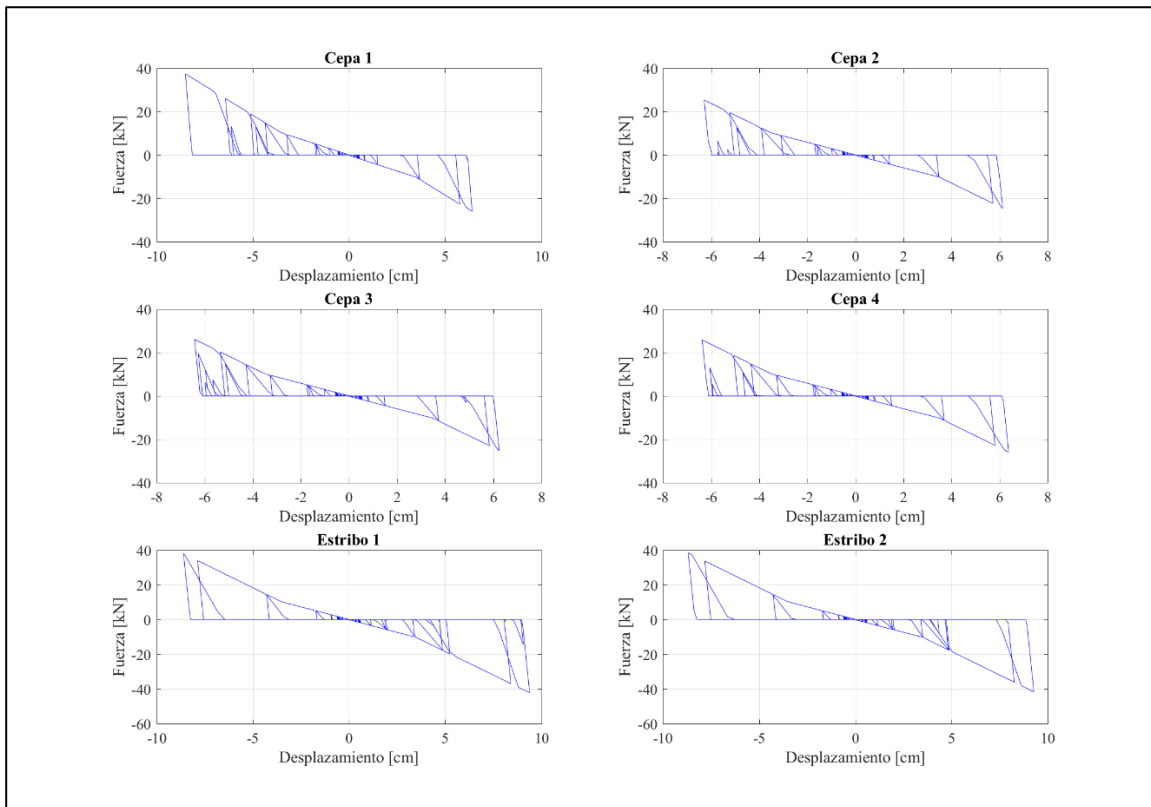


Figura 5-17: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Barras Antisísmicas Dirección Transversal. Modelo con SSI

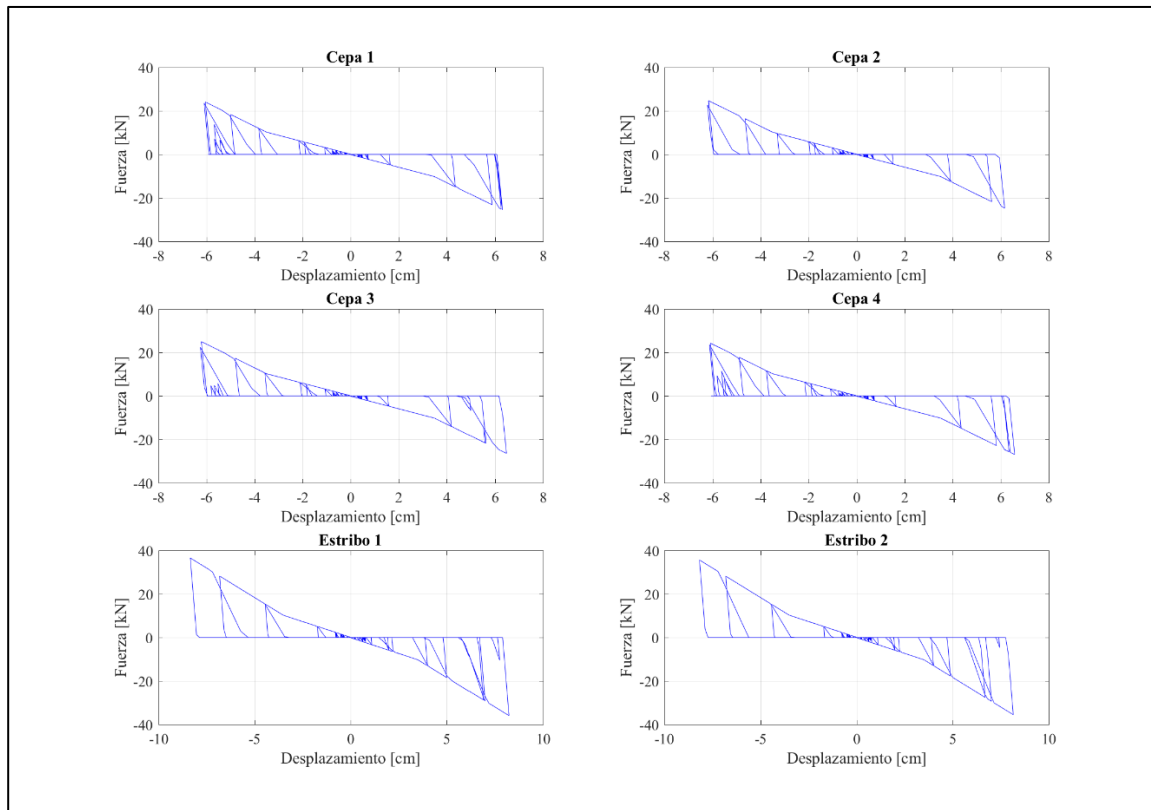


Figura 5-18: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Barras Antisísmicas Dirección Transversal. Modelo sin SSI

5.2.2.5. Comportamiento Llaves de Corte

Para las llaves de corte se presentan los resultados de fuerza – desplazamiento en la dirección transversal al puente únicamente ya que es la dirección en la que trabajan estos elementos, para las llaves de corte n°1 y n°2. Se observa que las llaves de corte en las cepas se activan una vez superado el Gap de 5 cm y en los estribos el Gap de 7,5 cm. En términos generales se observa que las deformaciones superan el punto “B” de la curva definida por Goel&Chopra o Megally (indicar sección 2.6), en especial para la llave de los estribos, indicando que el hormigón se fisura y las barras se plastifican sin llegar a la resistencia última de las llaves. Esto indicaría que las llaves debieran ser reparadas o reemplazadas ante un evento sísmico de esta magnitud, pero evitan el colapso del puente. Se comprueba que se observan mayores demandas en las llaves de corte cuando el efecto de interacción suelo-estructura es incluido.

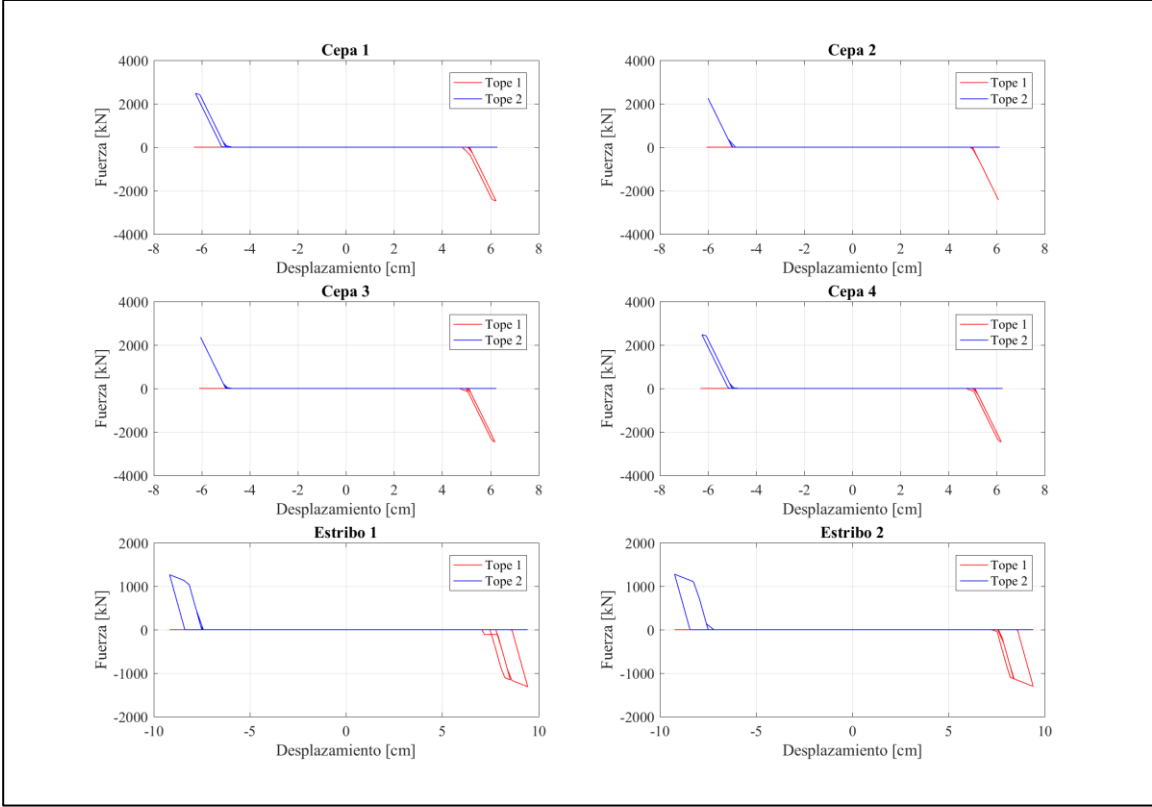


Figura 5-19: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Llaves de Corte. Modelo con SSI

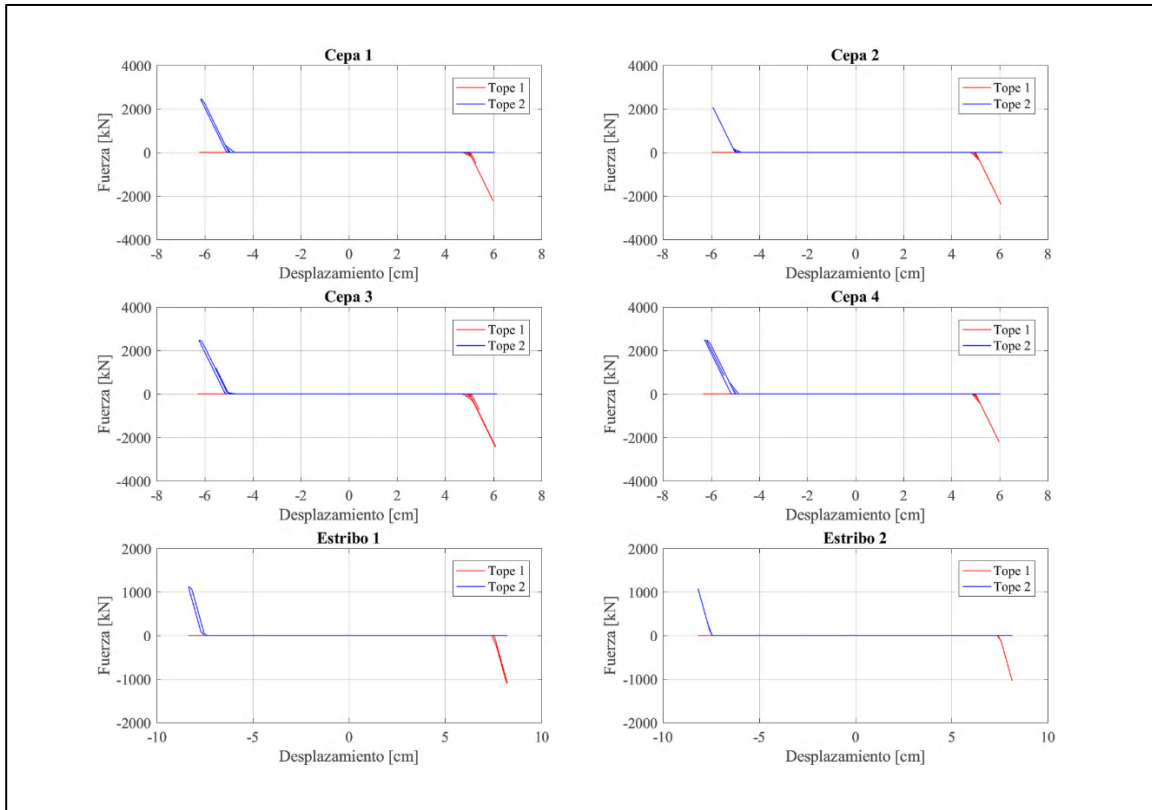


Figura 5-20: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Llaves de Corte. Modelo sin SSI

5.2.2.6. Comportamiento Relleno

Para el relleno de los estribos se presentan los resultados de fuerza – desplazamiento en la dirección longitudinal al puente únicamente, ya que es la dirección en la que trabaja el relleno para los rellenos n°1 y n°2 en ambos estribos. Se observa que el relleno se activa una vez superado el Gap de 12,5 cm (es de mencionar que para la activación de los rellenos se debe observar un desplazamiento por fricción excesivo de las vigas sobre los elastómeros).

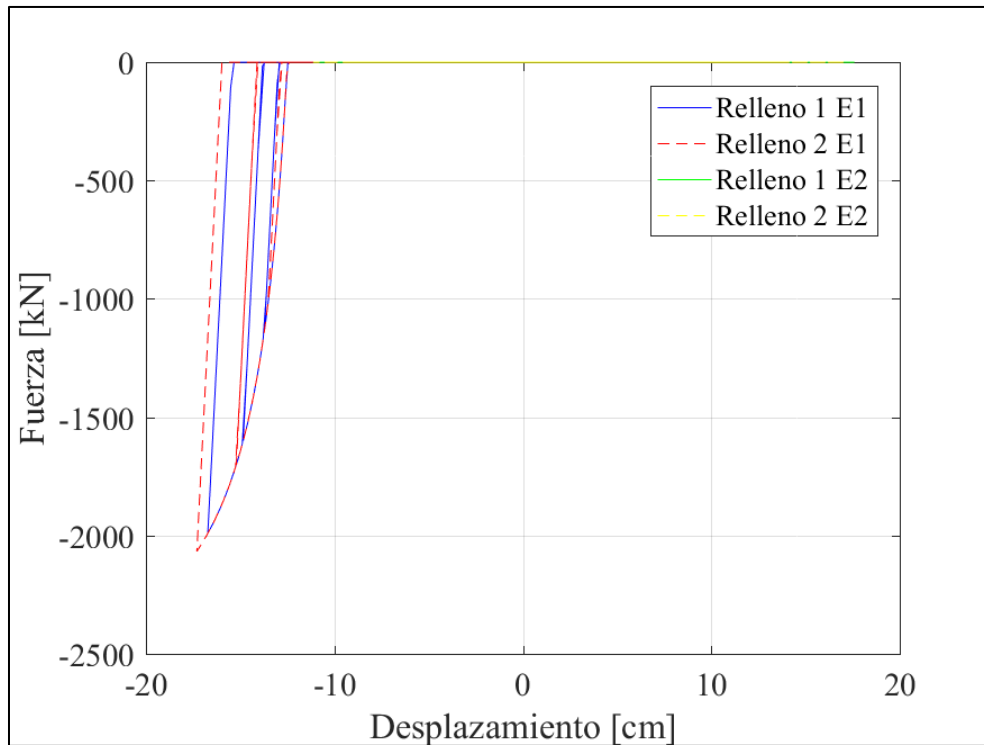


Figura 5-21: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Relleno. Modelo con SSI

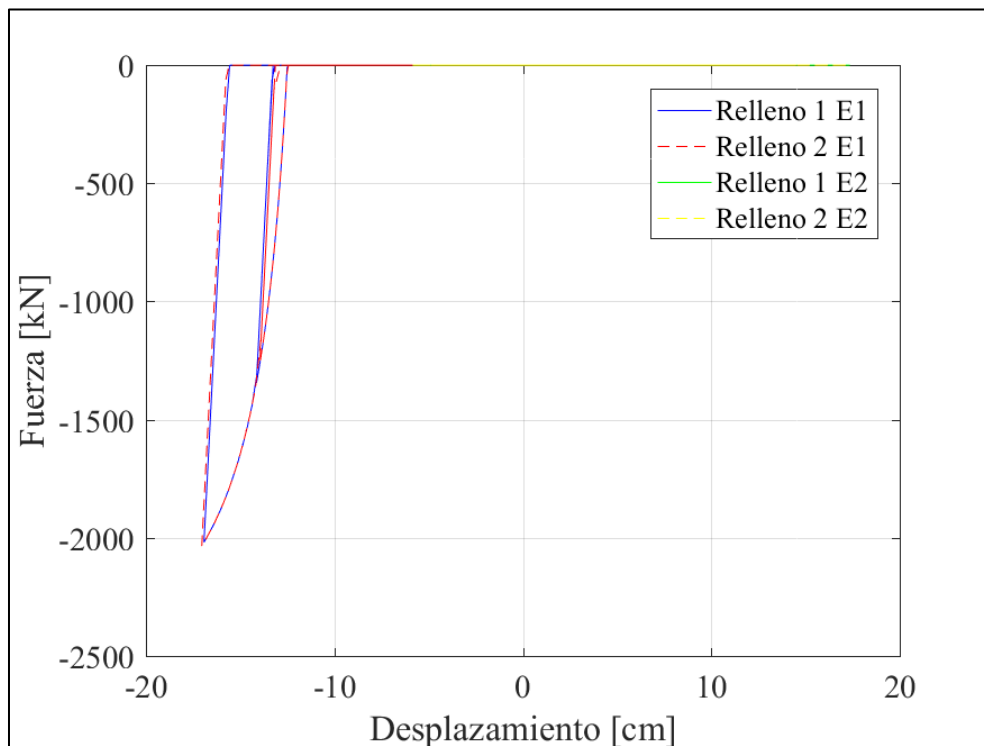
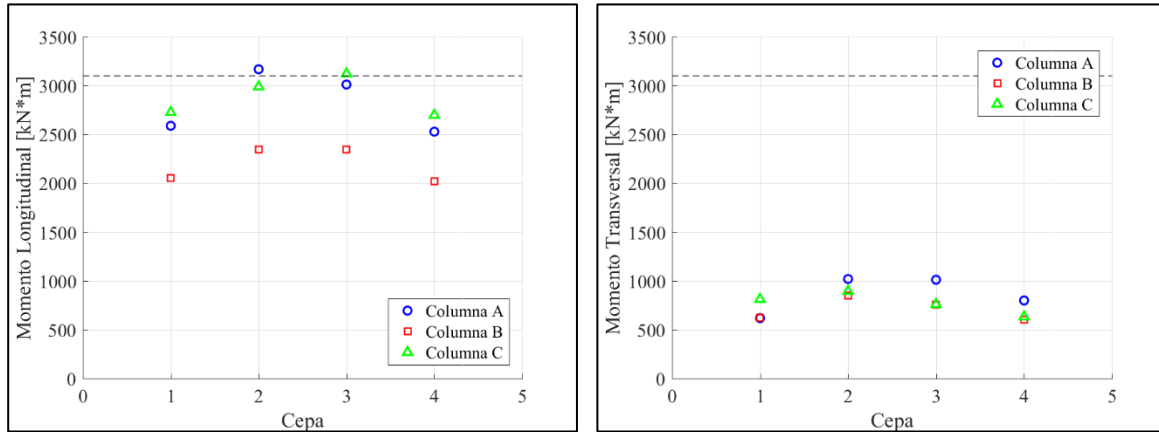


Figura 5-22: Respuesta Fuerza-Desplazamiento Relleno. Modelo sin SSI

5.2.2.7. Comportamiento Columnas

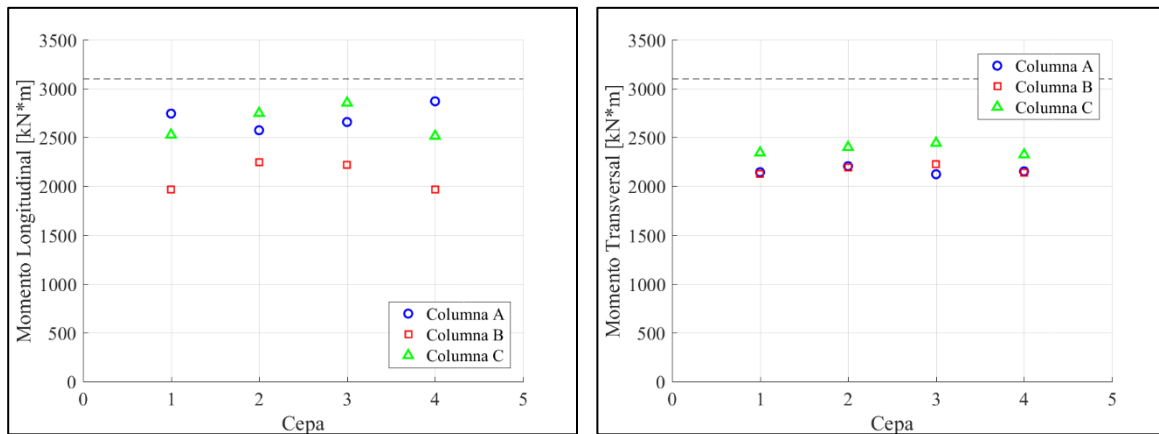
Para las columnas se presentan los resultados de momento máximo tanto en la dirección longitudinal como transversal para cada una de las columnas de cada cepa, donde columna A representa la columna más al norte, columna B representa la columna central y columna C representa la columna más al sur. Adicionalmente, se presenta como estado límite el momento de fluencia de las columnas (3100 kN).



(a)

(b)

Figura 5-23: Momento Máximo Columnas. Modelo con SSI. (a) Dirección Longitudinal (b) Dirección Transversal



(a)

(b)

Figura 5-24: Momento Máximo Columnas. Modelo sin SSI. (a) Dirección Longitudinal (b) Dirección Transversal

Adicionalmente, se presenta el momento máximo total de las columnas (componente combinada) de acuerdo con la siguiente expresión. $M_{total} = \sqrt{M_{long}^2 + M_{trans}^2}$.

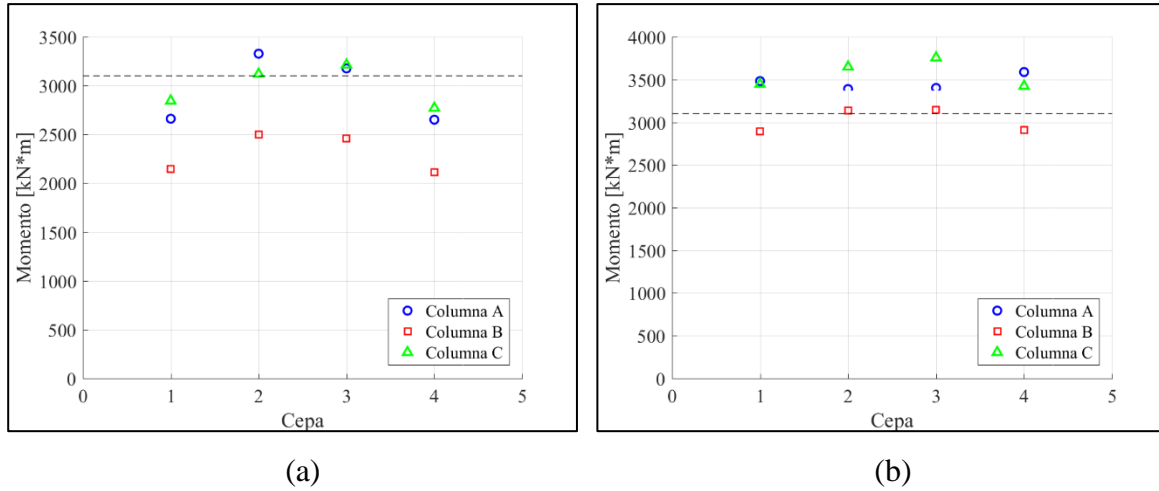


Figura 5-25: Momento Máximo Total Columnas. (a) Modelo con SSI (b) Modelo sin SSI

5.2.2.8. Comportamiento Pilotes

Para los pilotes se presentan los resultados de momento máximo tanto en la dirección longitudinal como transversal para cada uno de los pilotes para las cepas. Adicionalmente, se presenta como estado límite el momento de fluencia de los pilotes (4060 kN).

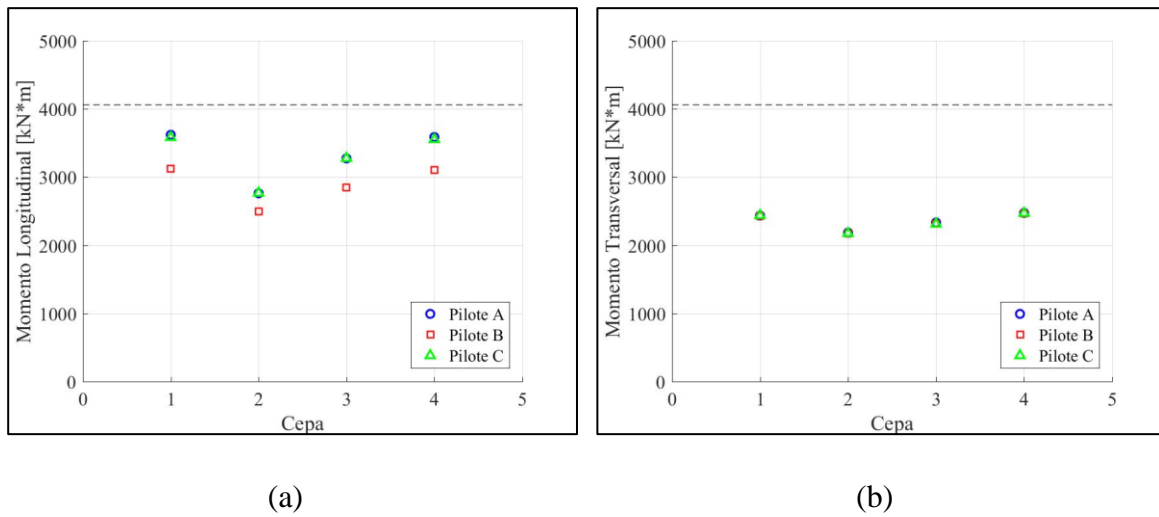


Figura 5-26: Momento Máximo Pilotes Cepas (a) Dirección Longitudinal (b) Dirección Transversal

Adicionalmente, se presenta el resultado de la combinación entre la componente longitudinal con la transversal ponderada por 0.8/0.55 factor producto del grupo de pilotes,

de acuerdo con la siguiente expresión $M_{total} = \sqrt{M_{long}^2 + \left(\frac{0.8}{0.55} M_{trans}\right)^2}$

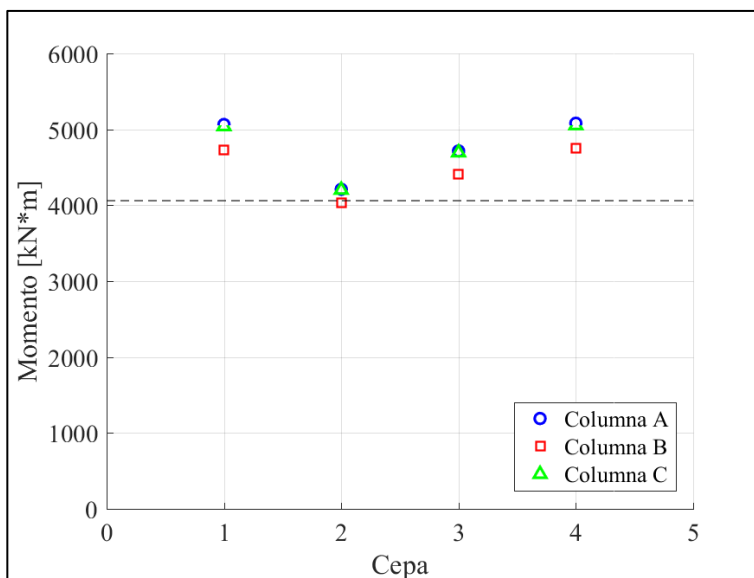


Figura 5-27: Momento Total Pilotes Cepas

5.2.3. Desempeño Sísmico

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del análisis tiempo – historia para el modelo del puente considerando la interacción suelo estructura frente a diferentes niveles de demanda sísmica. Para esto se consideran el set de 24 registros sísmicos indicados en la Tabla 5-4 y se construyen gráficos para representar el nivel de daño de la estructura en función del espectro de aceleraciones (S_a) de cada registro sísmico evaluado en el período longitudinal ($T_1=1.049\text{seg}$) o transversal ($T_2=0.685\text{seg}$) según corresponda para cada caso. Los parámetros considerados corresponden al desplazamiento relativo máximo de las llaves de corte (relativo ya que no se considera el gap), desplazamiento máximo de los elastómeros, momento máximo de las columnas y momento máximo de los pilotes.

Para el caso de las llaves de corte, estas trabajan en la dirección transversal por lo que se obtiene el espectro de aceleraciones para los registros en dicha dirección y se evalúan en el período transversal de la estructura ($T = 0.685 \text{ s}$).

Para el caso de los elastómeros estos trabajan tanto en la dirección longitudinal como transversal, sin embargo, se escoge el desplazamiento transversal ya que este resulta ser considerablemente mayor que en la dirección longitudinal, de este modo se obtiene el espectro en la dirección transversal y se evalúan en el período transversal de la estructura.

Para el caso de las columnas y de los pilotes, ambos elementos trabajan tanto en la dirección longitudinal como transversal, sin embargo, es notorio que el valor en la componente longitudinal es mayor que en la componente transversal, de este modo se utiliza el espectro en la dirección longitudinal evaluado en el período longitudinal de la estructura ($T = 1.049 \text{ s}$).

En la sección de anexos se presentan los valores utilizados para la obtención de los gráficos de desempeño sísmico de los elementos, además de los espectros de aceleraciones considerados para cada registro y la rutina para su obtención.

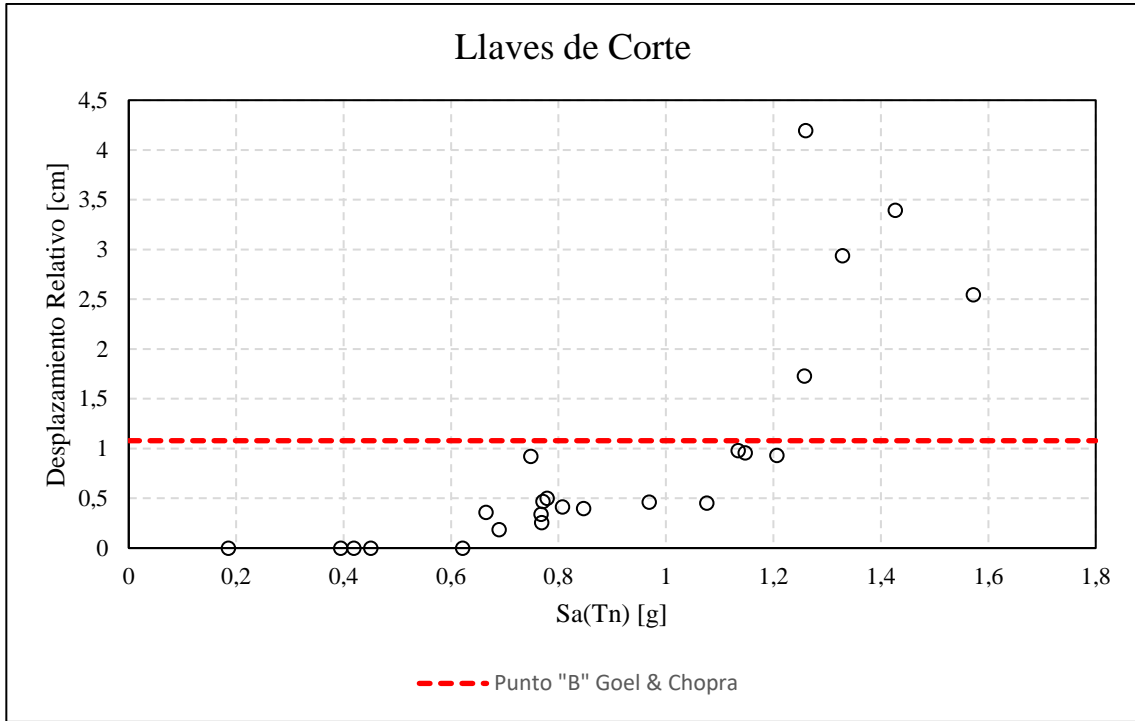


Figura 5-28: Desempeño Sísmico Llaves de Corte (Dirección Transversal) Modelo con SSI

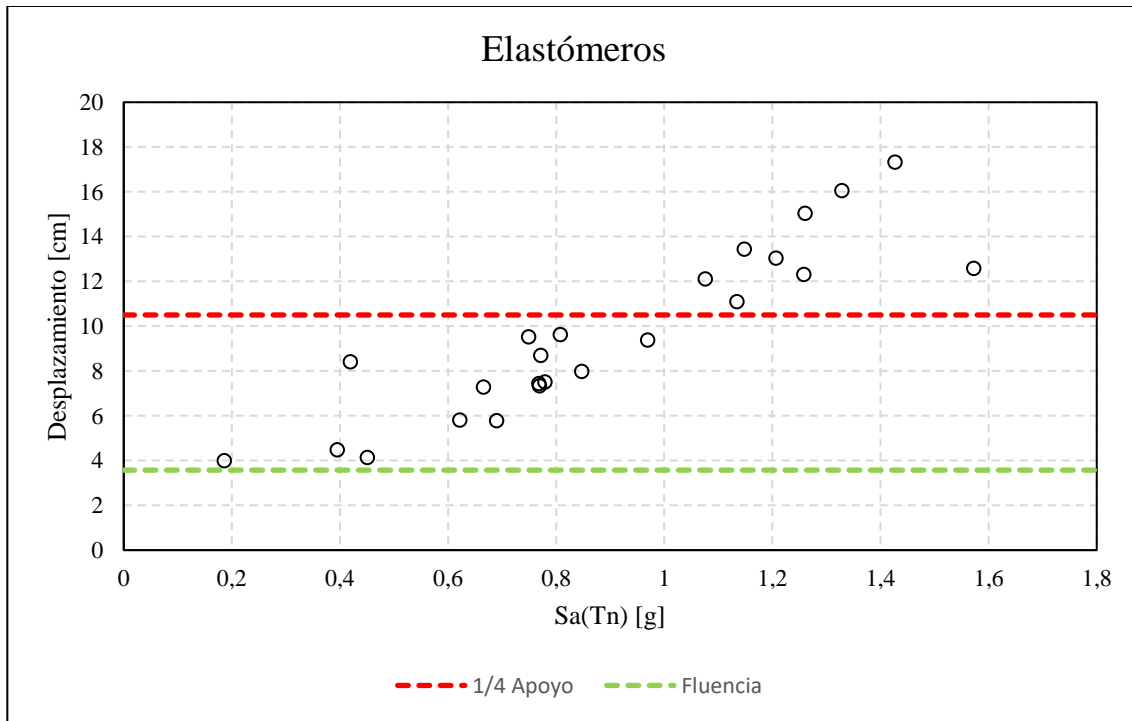


Figura 5-29: Desempeño Sísmico Elastómeros (Dirección Transversal). Modelo con SSI

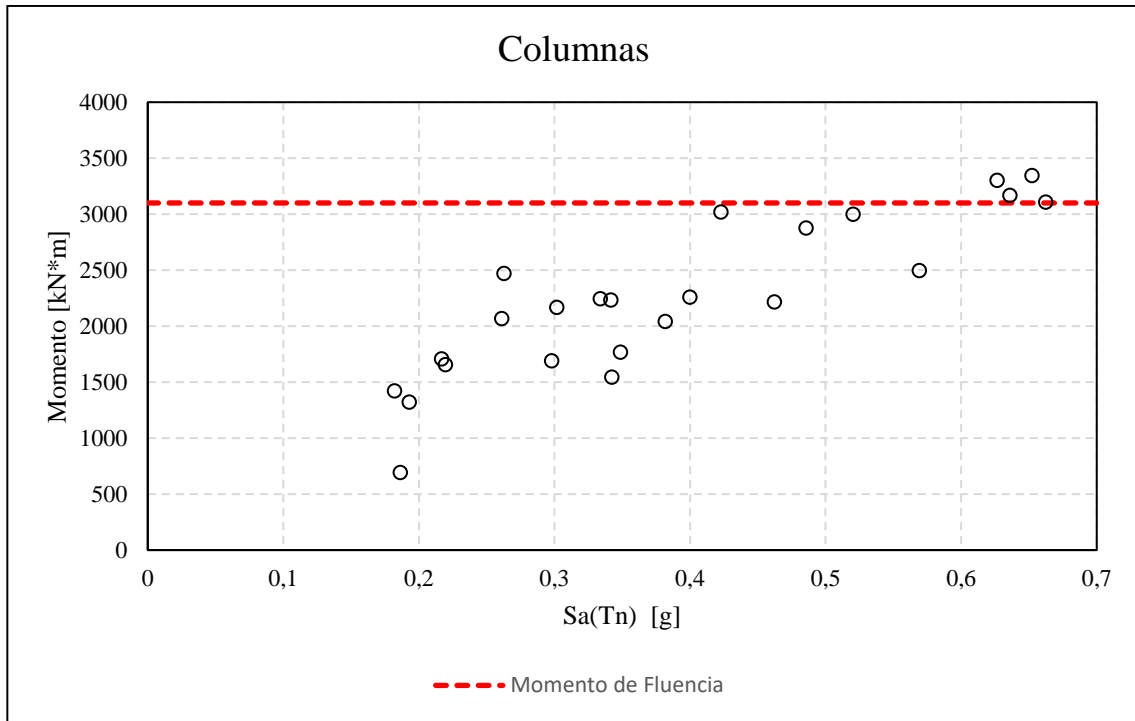


Figura 5-30: Desempeño Sísmico Columnas (Dirección Longitudinal). Modelo con SSI

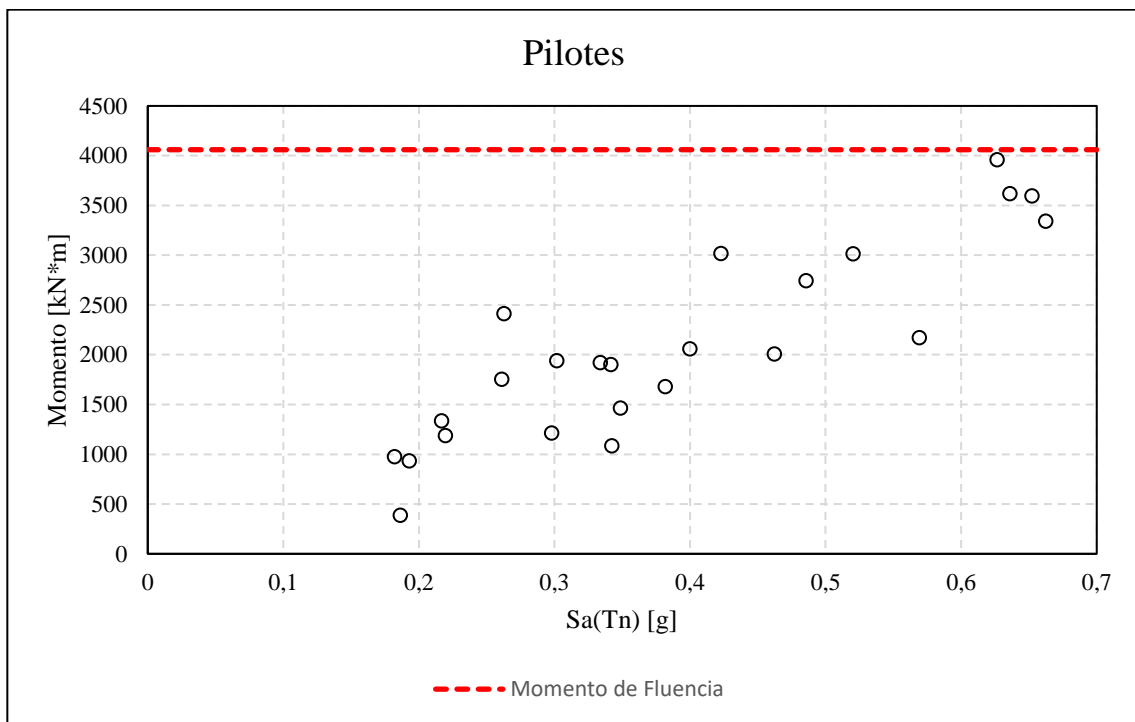


Figura 5-31: Desempeño Sísmico Pilotes (Dirección Longitudinal). Modelo con SSI

Capítulo VI

6. Análisis de Resultados

6.1. Análisis Modal

Se observa que las formas modales obtenidas de la modelación coinciden con las obtenidas de las campañas de medición por micro vibraciones ambientales, lo que indica que el modelo presenta un comportamiento similar al real de la estructura. Dentro de esto, es importante notar que los períodos medidos en terreno se calculan para bajas deformaciones, y los elastómeros ante bajas deformaciones son más rígidos de modo que se ven afectados los períodos de la estructura.

Considerando los resultados se tiene que los períodos del modelo superan a los obtenidos experimentalmente en las campañas de medición.

Las formas modales muestran el desplazamiento que tiene la estructura de manera natural. Considerando esto, se tiene que el primer modo (longitudinal) corresponde a la forma modal que mueve más masa de la estructura, seguido por el modo transversal recto y luego el modo de rotación del tablero.

Comparando los resultados obtenidos en la Tabla 5-1 para el modelo con interacción suelo estructura versus el modelo empotrado en la base, se tiene que los primeros tres períodos de la estructura son mayores para el caso que considera los resortes del suelo, de esto se desprende que la incorporación de la interacción suelo estructura permite flexibilizar el sistema estructural. Para las otras formas modales se observan valores muy similares en cuanto a los períodos.

Adicionalmente, en ambos modelos considerados se tiene que las formas modales 4 a 8, corresponden a modos torsionales de tablero los cuales se deben principalmente a la incorporación de las masas rotacionales en los nodos que componen el tablero de la estructura.

6.2. Análisis Tiempo – Historia

6.2.1. Comparación Modelación

En cuanto a las aceleraciones en la dirección transversal se observan comportamientos muy similares en ambos modelos, y en la dirección longitudinal igualmente obteniendo sus peaks sobre los 30 segundos, posiblemente se debe al impacto generado con el relleno. Sin embargo, el peak en el modelo empotrado es ligeramente mayor (alrededor de 1 g versus 0.8g para el caso con interacción suelo estructura).

En cuanto a los desplazamientos del tablero, para la dirección transversal ambos modelos arrojan resultados muy similares en su comportamiento y se observa que se supera el gap de las llaves de corte tanto para cepas como estribos por lo que estas actúan en ambos modelos. En cuanto al desplazamiento longitudinal, se observan comportamientos similares en un inicio, sin embargo, el modelo que considera la interacción suelo estructura posee un desplazamiento en el tiempo mayor, pero paradójicamente un valor residual menor (cercano a 1.5 cm) en comparación al modelo empotrado en su base (> 5 cm).

En cuanto a las respuestas locales de los elementos. Los elastómeros presentan comportamiento no lineal en sus respuestas transversales debido a que responden no-linealmente ante bajos niveles de carga debido a la rigidez lateral que poseen, sin embargo, en la dirección longitudinal para el caso con SSI los elastómeros de las cepas no presentan este comportamiento y se mantienen en el rango lineal, no así el caso sin SSI en donde en las cepas los elastómeros si incursionan en el rango no lineal. Adicionalmente, en ambos casos para elastómeros de los estribos en la dirección longitudinal se tiene no linealidad de los elastómeros.

Los desplazamientos de los elastómeros están restringidos por el criterio de falla propuesto asociado a un cuarto del ancho de la placa de apoyo (10.5 cm), considerando que los elastómeros del puente Águila Norte no están anclados superar este límite significaría obtener pérdida de contacto entre las vigas y los elastómeros. Para ambos modelos en la dirección transversal se observa que no se supera este límite por lo que las vigas en dicha dirección no perderían contacto. En cuanto a la dirección longitudinal, se observa que en ambos modelos los elastómeros de los estribos superan este límite por lo que se esperaría que

presenten pérdida de contacto y posibles fallas. Adicionalmente, se observa que para la dirección longitudinal las cepas en el modelo con SSI no superan el límite, y en el modelo sin SSI solo es superado en las cepas 1 y 4 lo cual tiene sentido al ser estos elastómeros los más cercanos a los estribos.

Para las barras antisísmicas no se observan mayores diferencias entre un modelo y otro alcanzándose fuerzas cercanas a los 20 kN para las cepas y cercanas a los 40 kN en los estribos en ambos casos, con niveles de desplazamiento similares. Esto tiene sentido ya que como se observa en el desplazamiento transversal del tablero, ambos modelos poseen comportamientos muy similares. Lo que se explicaría debido a la similitud en los períodos transversales de ambos casos.

De las Figura 5-11 (b) y Figura 5-12 (b) se observa que se supera el gap de los topes sísmicos para cepas y estribos en ambos casos, por lo que se espera que las llaves de corte estén trabajando. Esto se comprueba en los gráficos de las Figura 5-19 y Figura 5-20 para el modelo con SSI y sin SSI respectivamente. Se observa que en ambos modelos están trabajando los 12 topes sísmicos de manera correcta por lo que se tienen impactos laterales entre las vigas longitudinales y los topes. A modo de comparación ambos modelos presentan comportamientos similares en cuanto a las fuerzas máximas alcanzadas por los topes sísmicos lo cual es esperable ya que las aceleraciones transversales del tablero son similares en ambos modelos

Para el comportamiento del relleno, tanto en el modelo con SSI como sin SSI se observan curvas similares en cuanto a los niveles de carga alcanzados (Figura 5-21 y Figura 5-22 respectivamente). En ambos casos se tiene que solo se activa el relleno del estribo 1 lo cual es esperable debido a que en la dirección longitudinal en ambos registros de aceleración del tablero (Figura 5-9 (a) y Figura 5-10 (a)) se observan impactos en una sola dirección, además, en los gráficos de desplazamiento longitudinal del tablero (Figura 5-11 (a) y Figura 5-12 (a)) se observa que el gap del relleno se supera solamente para desplazamientos en un sentido, lo cual concuerda con la modelación ya que el relleno en ambos estribos presenta diferentes orientaciones.

Es importante destacar que el comportamiento de las llaves de corte, barras antisísmicas y elastómeros en la dirección transversal se relacionan entre sí en cuanto a

desplazamientos, de modo que la estructura se está moviendo como un todo, lo que indica una correcta modelación al no trabajar independientemente un elemento de otro.

Para el comportamiento de las columnas, se observan diferencias notorias en ambos modelos. Primero en la dirección longitudinal, para el modelo con SSI tanto en la cepa 2 como cepa 3 se supera el momento de fluencia de las columnas por lo que están plastificando. Sin embargo, en el modelo sin SSI no se supera este valor, pero se tienen valores cercanos por lo que se esperaría de todos modos cierto nivel de plastificación. En cuanto a la dirección transversal el modelo con SSI presenta momentos del orden de 1000 kN a diferencia del modelo sin SSI con momentos del orden de 2300 kN.

En cuanto al comportamiento de los pilotes en las cepas, se observa que en ninguna de las dos direcciones se supera el momento de fluencia de estos, sin embargo, en la dirección longitudinal se obtienen momentos para las cepas 1 y 4 cercanos a los 3500 kN por lo que se esperaría cierto nivel de plastificación al acercarse a la fluencia (cercano a 4100 kN). Sin embargo, al considerar la componente combinada entre la dirección longitudinal y la transversal, se observa que se supera el momento de fluencia por lo que se esperaría que no tengan un comportamiento lineal, de modo que sería necesario considerar elementos no lineales para su modelación.

6.2.2. Desempeño Sísmico

Para el caso de las llaves de corte se considera el desplazamiento relativo de estas, es decir, el desplazamiento máximo obtenido del elemento menos el gap correspondiente. Se observa de la Figura 5-28 una gran concentración de puntos para registros sísmicos con un espectro de aceleraciones (S_a) cercano a 0.8 g. Además, para registros con S_a menores a 0.6 g se tiene que las llaves de corte no actúan por lo que no existiría impacto entre las vigas y los topes sísmicos. Adicionalmente para valores de hasta 1.1g no se superan los 0.5 cm de desplazamiento relativo por lo que los topes presentarían muy poco daño. En este contexto para valores mayores a 1.1g los desplazamientos relativos aumentan considerablemente llegando incluso a 3.5 cm para un S_a de 1.4g, en donde se supera el punto “B” de Goel & Chopra.

En cuanto a los elastómeros se evalúa su desempeño sísmico en la dirección transversal considerando el desplazamiento que estos poseen. De la Figura 5-29 se observa que se tiene una tendencia casi lineal entre el desplazamiento de los elastómeros y el S_a . Considerando el criterio de falla propuesto (10.5 cm) se tiene que para valores del espectro menores a 1g no se supera el límite de desplazamiento. Sin embargo, para valores mayores a 1g se tiene una gran concentración de puntos que superan el límite del criterio de falla por lo que los elastómeros para estos niveles de demanda sísmica presentarían pérdida de contacto con las vigas longitudinales generando así grandes niveles de daño en la estructura.

Para el caso de las columnas se tiene que los valores máximos de momento se obtienen en la dirección longitudinal. De la Figura 5-30 se observa que el desempeño sísmico de las columnas tiene una gran concentración de puntos para valores menores a los 2500 [kN*m] con valores de S_a menores a 0.4g. Ahora, para S_a entre 0.4g y 0.6g se comienzan a notar la plastificación de las columnas ya que los momentos máximos alcanzan los 3000 [kN*m] el cual es un valor muy cercano a la fluencia (3100 kN*m). Finalmente, se tiene que para S_a mayores a 0.6g las columnas ya han plastificado, por lo que se esperaría daño a nivel de las columnas para estos niveles de demanda.

Por último, de la Figura 5-31 se tiene el desempeño sísmico de los pilotes considerando el momento máximo de estos en la dirección longitudinal. El resultado obtenido es muy similar al de las columnas en cuanto a forma, sin embargo, se tiene que el momento de fluencia de los pilotes es mayor por lo que el nivel de daño esperado es menor que en las columnas. Para valores de S_a mayores a 0.6g comienza a notarse recién la plastificación de los pilotes alcanzando valores del orden de 4000 [kN*m] cercanos a la fluencia de los pilotes. En este contexto, para valores de S_a menores a 0.6g se tienen momentos máximos que no superan los 3000 [kN*m] el cual está muy alejado de la fluencia (valor cercano al 75% de la fluencia).

Cabe destacar que en los cuatro gráficos de desempeño sísmico obtenidos se tiene una tendencia que para mayores valores de S_a se tiene mayor nivel de daño en el componente estructural que se está analizando.

Capítulo VII

7. Conclusiones

Se construyeron dos modelos en elementos finitos tipo *Spine Model* en el programa OpenSees del puente Águila Norte, el primero con restricciones de desplazamiento en la base de las cepas y estribos para todos sus grados de libertad y el segundo considerando la incorporación de la interacción suelo – estructura. Se realizaron un análisis modal y un análisis tiempo – historia para diversos registros sísmicos en conformidad a las condiciones sismogénicas del emplazamiento del puente Águila Norte.

Como parte de la modelación del puente se incorporaron diferentes comportamientos no lineales de los elementos estructurales de este, como elastómeros, barras antisísmicas, impacto de las llaves de corte, plastificación de las columnas y relleno en estribos con el fin de evaluar el desempeño sísmico de estos frente a la acción de distintos niveles de demanda sísmica. La modelación de los elementos estructurales considera diferentes comandos de la librería del software OpenSees para así poder incorporar la geometría en particular de cada uno.

El análisis modal permite de cierto modo verificar el comportamiento del modelo realizado ya que, de existir problemas en la modelación como elementos mal conectados, rigideces muy altas, materiales mal modelados, entre otros, los valores de los períodos arrojados por el análisis se podrían escapar de lo esperado. Contar con los períodos medidos en terreno es de gran utilidad para tener un orden de magnitud y así poder comparar con los obtenidos de la modelación.

La incorporación de la interacción suelo estructura en la modelación del puente afecta la respuesta dinámica de la estructura generando un aumento en el período fundamental de esta de 0.674 s hasta 1.049 s, afectando en forma significativa la respuesta longitudinal. En el modelo que incorpora la interacción suelo – estructura se tiene que los desplazamientos de la estructura se ven en parte descritos por la deformación del suelo, sin embargo, en el modelo que no considera la interacción con el suelo los desplazamientos son controlados por la rigidez de la estructura.

Del análisis tiempo – historia no lineal donde se aplica el registro Intraplaca CD Pisagua en los nodos empotrados (base de las columnas para el modelo sin SSI y suelo de pilotes para el modelo con SSI) se ha podido observar la incursión en la no linealidad de los diferentes elementos estructurales modelados, el cual se vio reflejado mayormente en la plastificación de las columnas, comportamiento que se repite en ambos modelos en la dirección longitudinal. Sin embargo, al incorporar la interacción con el suelo los momentos máximos en la dirección transversal disminuyen considerablemente. Algo similar ocurre para el caso de la respuesta longitudinal de los elastómeros, al incorporar la interacción suelo – estructura estos se mantienen en el rango lineal. Esto se atribuye principalmente a que al incorporar el suelo los desplazamientos son controlados por este y no por la rigidez de la estructura.

El desempeño sísmico de los elastómeros para el puente Águila Norte sugiere que al no estar anclados se supera el criterio de falla propuesto, es por esto por lo que debiesen considerarse elastómeros anclados en estructuras con características similares a las del puente Águila Norte.

Para las llaves de corte, al ser elementos que se diseñan como fusibles y que además se encargan de restringir el desplazamiento transversal es esperable entonces que presenten niveles de daño frente a distintos inputs sísmicos, esto se refleja en los resultados obtenidos donde se observa la presencia de desplazamientos relativos de las llaves de corte en todos los registros con S_a mayores a 0.6g. Sin embargo, donde esto toma mayor importancia es para registros con S_a mayores a 1.1g ya que se nota un aumento en los desplazamientos de los topes que se traducen en mayores impactos entre las vigas y los topes.

El desempeño sísmico de las columnas resulta importante ya que para registros con S_a mayores a 0.4g es donde comienza a notarse la plastificación de las columnas, lo que se traduciría en agrietamiento antes de alcanzar la plastificación e incluso daños mayores para los casos en que se supera la fluencia. Para el caso del desempeño sísmico de los pilotes no se esperan mayores niveles de daño debido a la alta resistencia de fluencia de estos, ya que incluso para los registros con mayor S_a recién comienza a notarse la incursión en el rango no lineal. Es por esto además que modelar los pilotes como elementos elásticos parece ser lo

correcto, a diferencia de las columnas que si es importante considerar elementos no lineales en su modelación. Sin embargo, al considerar la componente combinada en los pilotes se supera la fluencia por lo que resultaría interesante modelarlos de manera no lineal para incorporar este comportamiento.

El excesivo desplazamiento longitudinal activa el empuje pasivo del relleno. Los desplazamientos obtenidos son excesivos e indican que el puente podría desplazarse en forma excesiva para un evento sísmico de esta magnitud. En algún grado está en riesgo la integridad de asiento del puente. Si bien los desplazamientos longitudinales no superan el largo de asiento del puente, se podría esperar que los desplazamientos longitudinales podrían aumentarse debido a un apoyo no uniforme en los elastómeros (efecto no modelado). Teniendo en cuenta los resultados sería prudente anclar los estribos a la superestructura y/o incluir “restrainers” longitudinales que limiten el desplazamiento excesivo.

Por último, se observa que los resultados obtenidos para el desempeño sísmico del puente pueden ser indicados como curvas de fragilidad, sin embargo, para esto es necesario definir criterios de desempeño que permitan la generación de dichas curvas.

Capítulo VIII

8. Bibliografía

Abramowitz, M., & Stegun, I. (1972). *Handbook of Mathematical Functions with Formulas, Graphs, and Mathematical Tables, 9th printing*. New York: Dover, pp. 888-890

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2011) Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd Edition

American Association of State Highway and Transportation Officials (2017) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications

American Concrete Institute (2008) Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI-318S-08S. 520

American petroleum institute. (2010). *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms—Working Stress Design*. API RP 2A-WSD, 21st Edition, Errata and Supplement,.

Aviram a., Aviram a., Mackie K, et al (2008) Guidelines of Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California. PEER Rep

Buckle I, Hube M, Chen G, et al (2012) Structural performance of bridges in the offshore maule earthquake of 27 February 2010. *Earthq Spectra* 28:.. <https://doi.org/10.1193/1.4000031>

Carpio A (2019) Análisis No lineal del Puente Águila Norte en la comuna de Paine, aplicando las guías del Pacific Earthquake Engineering Research Center

Castro R (2020) Estudio de Amenaza Sísmica del Puente Águila Norte y uso de Laponita en su Respuesta de Sitio

Contreras N (2019) Estudio de microvibraciones ambientales del puente Águila Norte y plataforma de informes sísmicos del viaducto El Salto. 1–347

Cortés A, Hube M (2019) Efecto de la fricción entre el tablero y los estribos en la rotación

sísmica del tablero de puentes rectos

- Elwood, K., & Eberhard, M. (2006). *Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Gazetas, G., & Dobry, R. (1984). "Simple radiation damping model for piles and footings. *Journal of Engineering Mechanics*, 110(6): 937-956.
- Goel R, Chopra A (2008) Role of Shear Keys in Seismic Behavior of Bridges Crossing Fault-Rupture Zones. 13:398–408. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2008\)13](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2008)13)
- Graizer, V. & Kalkan, E., 2015. Earthquakes, Update of the Graizer-Kalkan Ground-Motion Prediction Equations for Shallow Crustal Continental. U.S. Department of the Interior. U.S. Geological Survey ed. Open-File Report 2015–1009.
- Grand JP (2019) Estudio de la Interacción Suelo-Estructura de un puente carretero de Chile Central, Considerando los efectos de sitio
- Hube MA, Martinez A, Rubilar F (2017) Experimental Behavior of Elastomeric Bearings and Seismic Bars of Simply Supported Chilean Bridges
- Idini, B., Rojas, F., & Ruiz, S. (2017). *Ground motion prediction equations for the chilean subduction zone*. *Bull Earthquake Eng* 15, 1853-1880.
- Instituto Nacional de Normalización (2013) NCh2745 - Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica. 1–5
- Mander , J. B; Priestley MJN; RPF (1989) THEORETICAL_STRESS-STRAIN_MODEL_FOR_CONF.pdf. *J Struct Eng*, 114:1804–1826
- Martínez A, Hube MA, Rollins KM (2017) Analytical fragility curves for non-skewed highway bridges in Chile. *Eng Struct* 141:530–542. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.03.041>
- McGann CR, Arduino P, Mackenzie-Helnwein P (2011) Applicability of Conventional p-y Relations to the Analysis of Piles in Laterally Spreading Soil . *J Geotech Geoenvironmental Eng* 137:557–567. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-)

5606.0000468

Megally SH, Silva PF, Seible F (2002) Seismic Response of Sacrificial Shear Keys in Bridge Abutments

Ministerio de Obras Publicas Dirección de Vialidad (2018) Manual de Carreteras, Volumen N°3 Instrucciones y Criterios de Diseño

Montalva, G. A., Bastías, N., & Rodriguez-Marek, A. (2017). *Ground motion prediction equation for the chilean subduction zone*. Bulletin of the seismological society of america, Vol. 107(2), pp. 901-911.

Montalva, G., Bastías, N., & Rodriguez-Marek, A. (2017). *Erratum to ground motion prediction equation for the chilean subduction zone*. Bulletin of the seismological of america, Vol. 107(5), pp2541.

Omrani R, Mobasher B, Liang X, et al (2015) Guidelines for Nonlinear Seismic Analysis of Ordinary Bridges: Version 2.0. Caltrans Final Rep No 15-65A0454 168

Opensees, "Open System for Earthquake Engineering Simulation". Pacific Earthquake Engineering, University of California, Berkeley. [en línea]. <http://opensees.berkeley.edu>.

Peck, R., Hanson, W., & Thorburn, T. (1974). *Foundation engineering, 2nd edn*. New York: Wiley.

Priestley, M. J. N., Calvi, G. M. & Kowalsky, M. J., 2007. *Displacement - Based Seismic Design of Structures*. Pavia, IUSS Press.

Rubilar F (2015) Modelo No Lineal para Predecir la Respuesta Sísmica de Pasos Superiores. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Scott, B. ., & Priestly, M. (1982). *Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates*.

Shamsabadi A, Rollins KM, Kapuskar M (2007) Nonlinear Soil–Abutment–Bridge Structure Interaction for Seismic Performance-Based Design. J Geotech Geoenvironmental Eng 133:707–720. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2007\)133:6\(707\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2007)133:6(707))

- Steelman JS, Fahnestock LA, Filipov ET, et al (2013) Shear and Friction Response of Nonseismic Laminated Elastomeric Bridge Bearings Subject to Seismic Demands. *J Bridg Eng* 18:612–623. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0000406](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0000406)
- U.S Geological Survey 2010 Earthquake Hazard Program-Magnitude 8.8 -offshore Bio-Bio, Chile. <
https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/official20100227063411530_30/executive/>.
- Vijayvergiya, V. (1977). *Load-movement characteristics of piles*. Proceedings, Ports 77, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, pp. 269-286.
- Wilches J, Santa María H, Riddell R, Arrate C (2019) Effects of changes in seismic design criteria in the transverse and vertical response of Chilean highway bridges. *Eng Struct* 191:370–385. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.04.064>

Anexos

Anexo A: Respuestas Desplazamiento – Tiempo Registro Intraplaca CD Pisagua

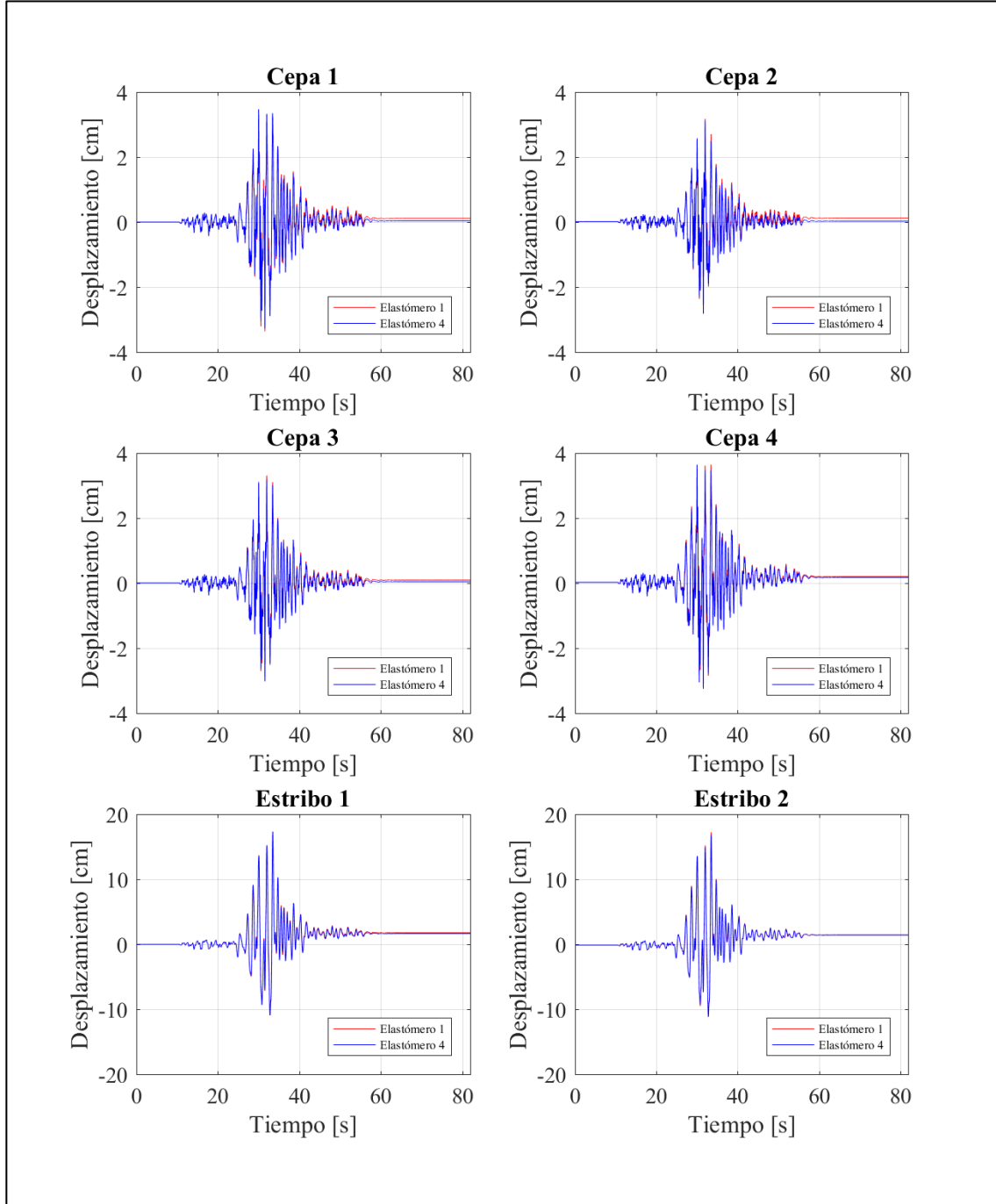


Figura A-1: Respuesta Desplazamiento-Tiempo Elastómeros dirección Longitudinal. Modelo con SSI

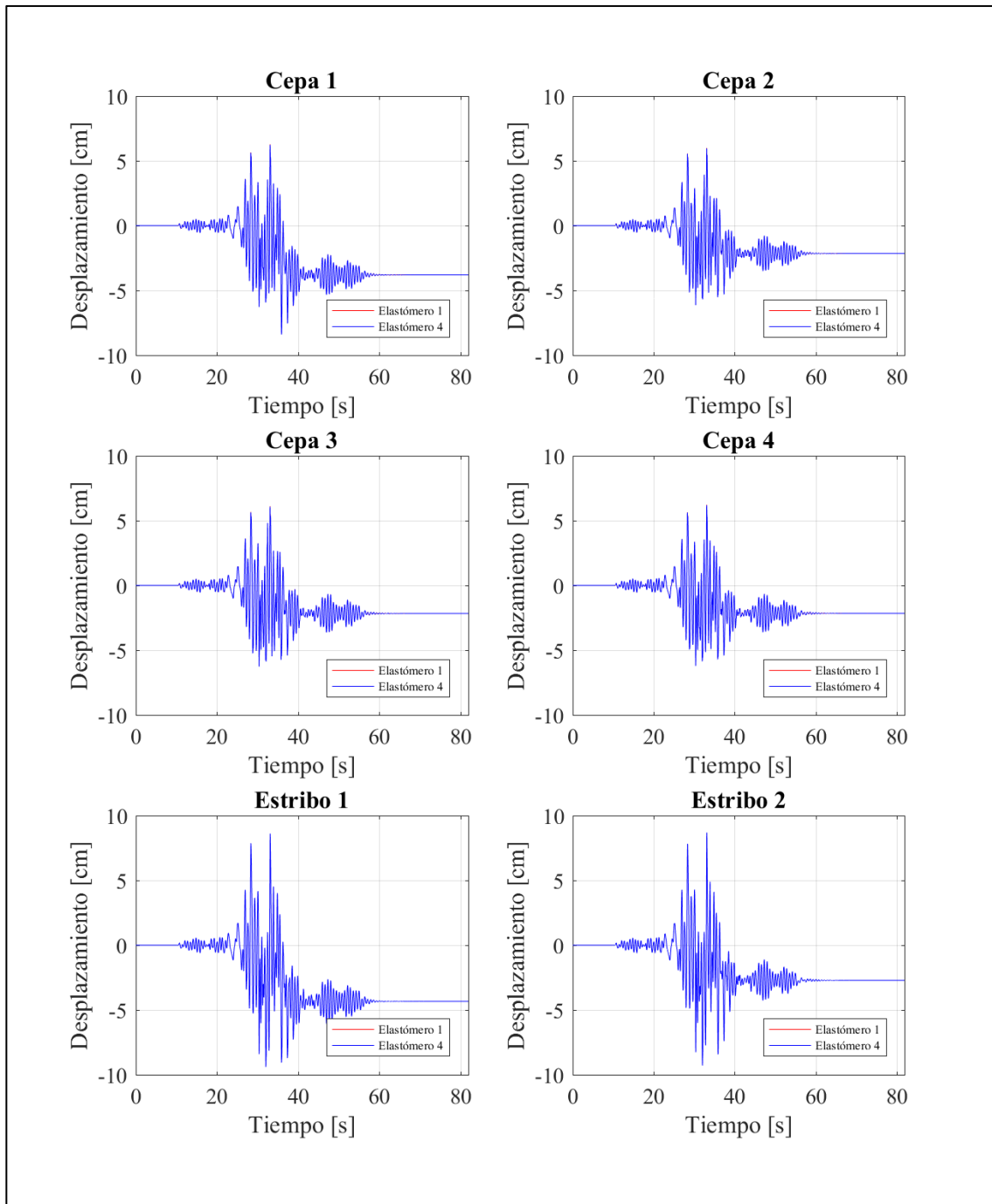


Figura A-2: Respuesta Desplazamiento-Tiempo Elastómeros dirección Transversal.
Modelo con SSI

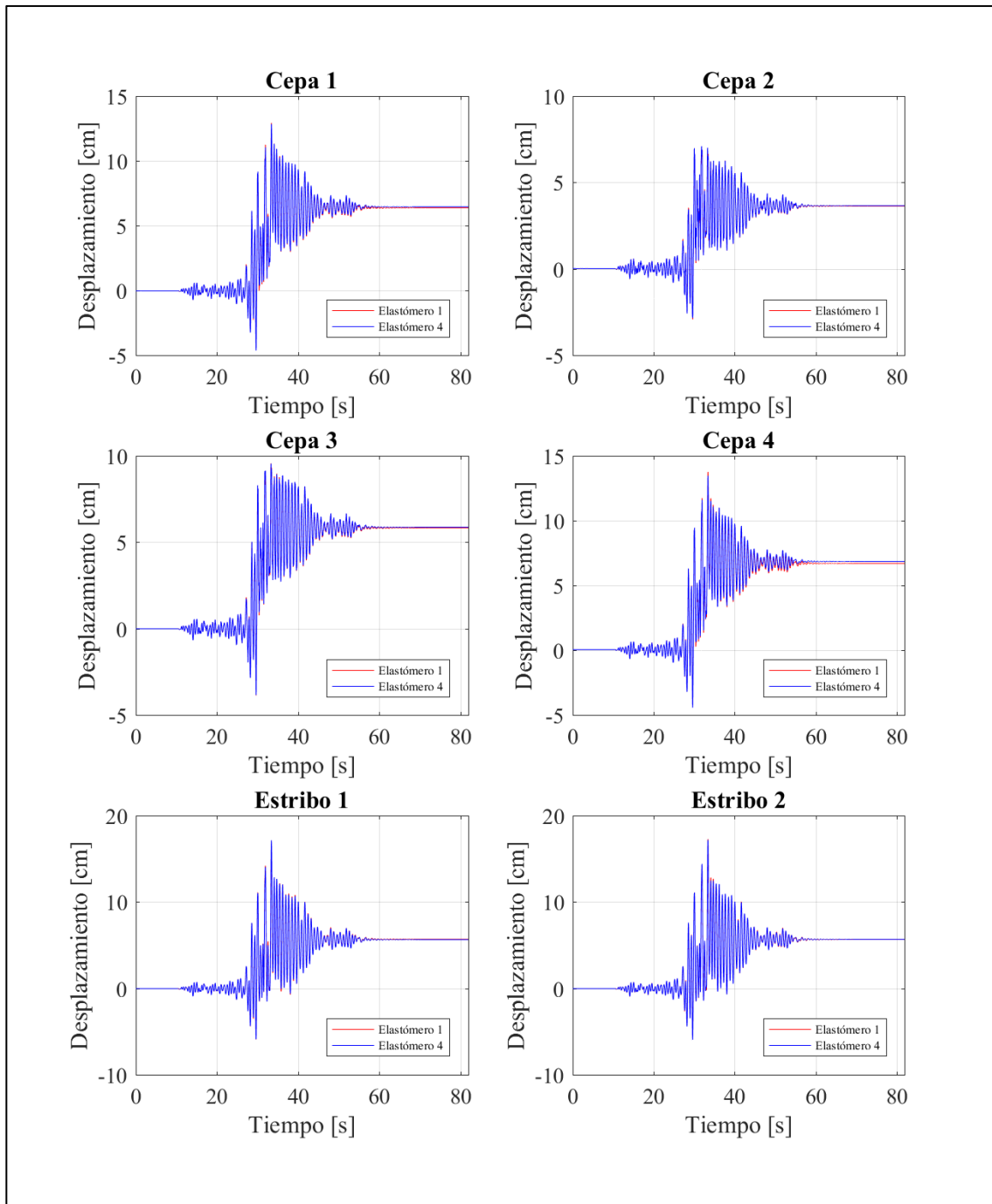


Figura A-3: Respuesta Desplazamiento-Tiempo Elastómeros dirección Longitudinal.
Modelo sin SSI

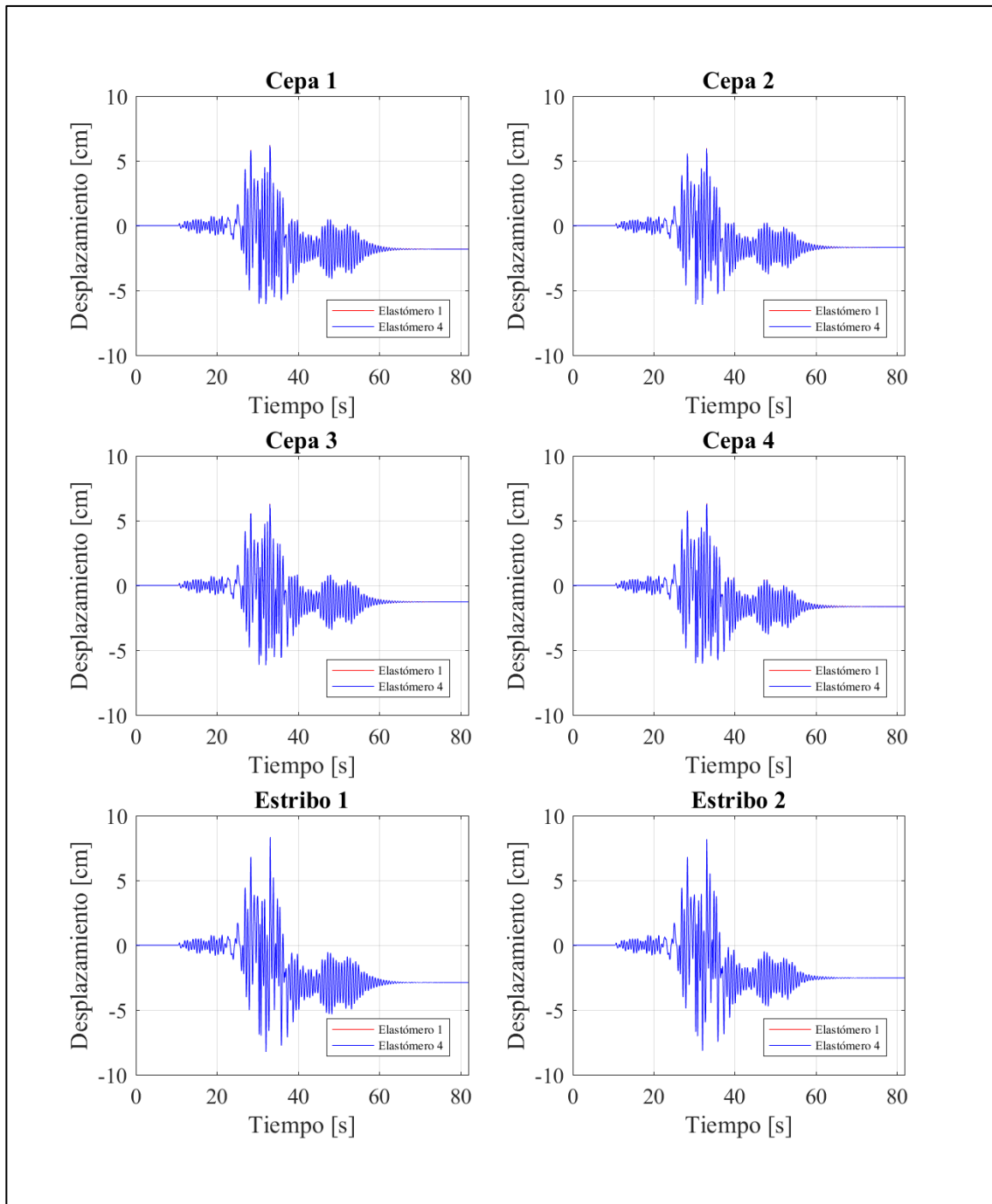


Figura A-4: Respuesta Desplazamiento-Tiempo Elastómeros dirección Transversal.
Modelo sin SSI

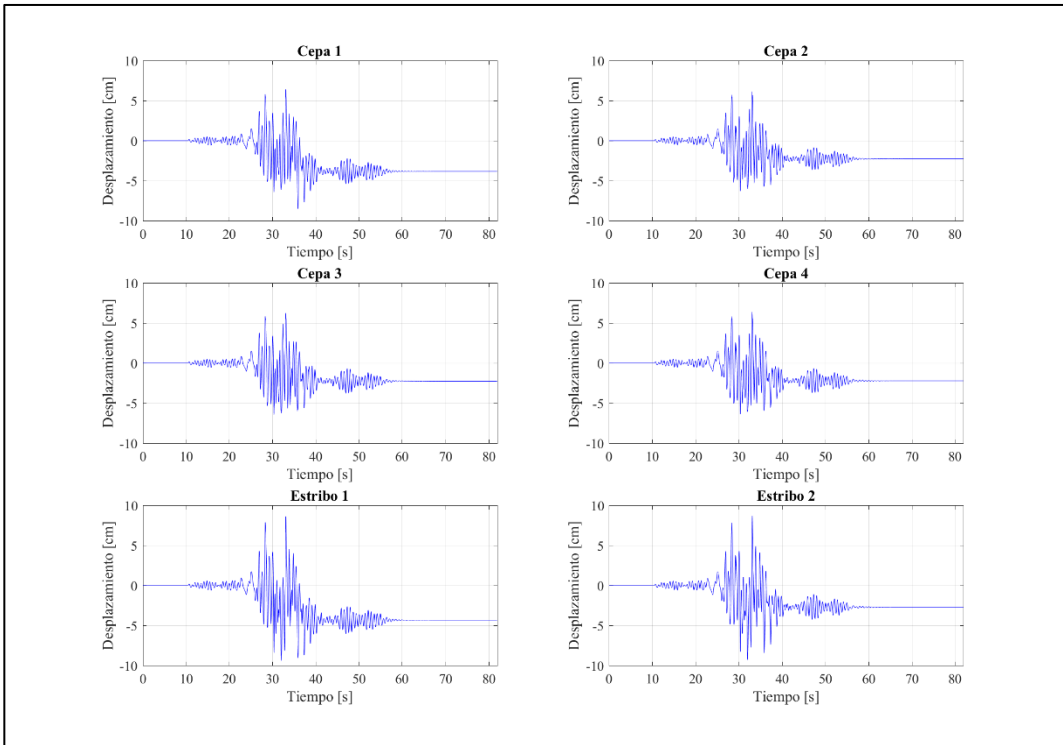


Figura A-5: Respuesta Desplazamiento-Tiempo Barras Antisísmicas dirección Transversal. Modelo con SSI

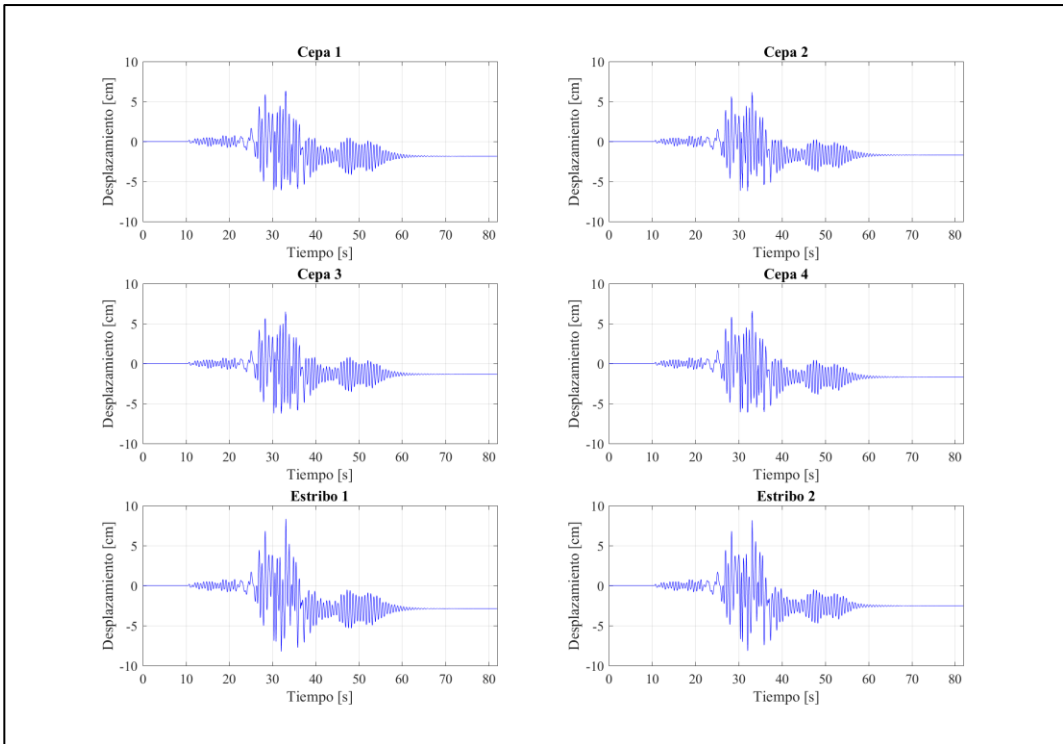


Figura A-6: Respuesta Desplazamiento-Tiempo Barras Antisísmicas dirección Transversal. Modelo sin SSI

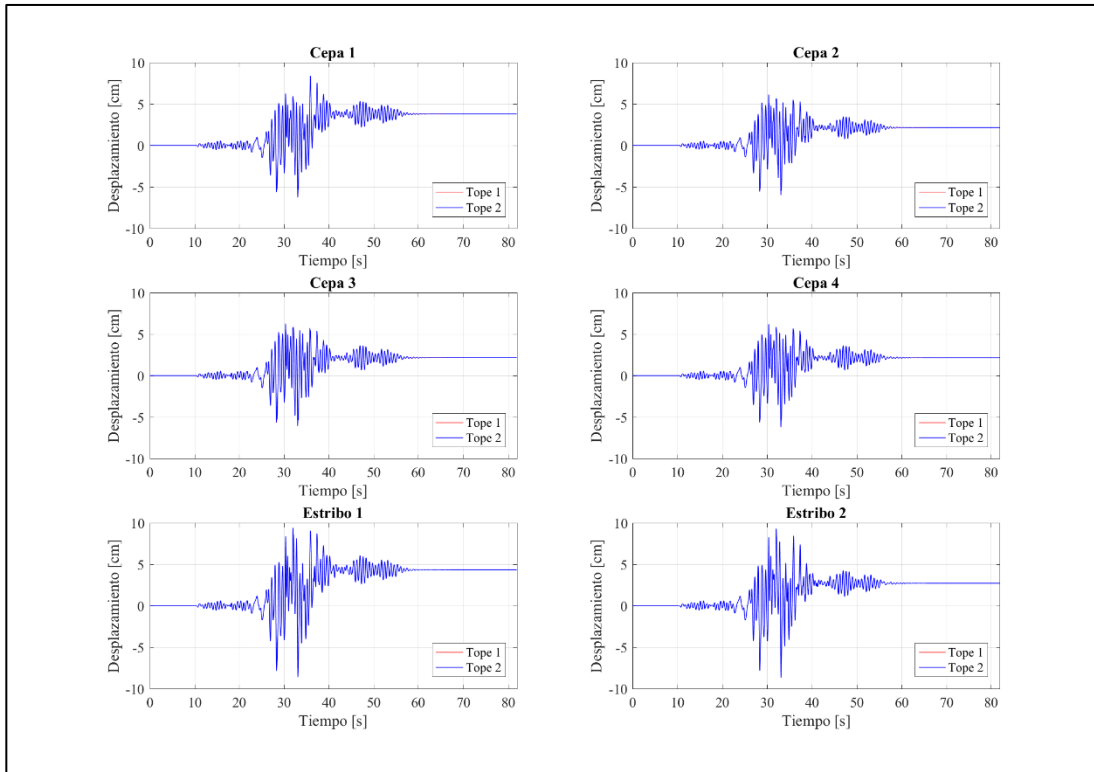


Figura A-7: Respuesta Desplazamiento-Tiempo Llaves de Corte. Modelo con SSI

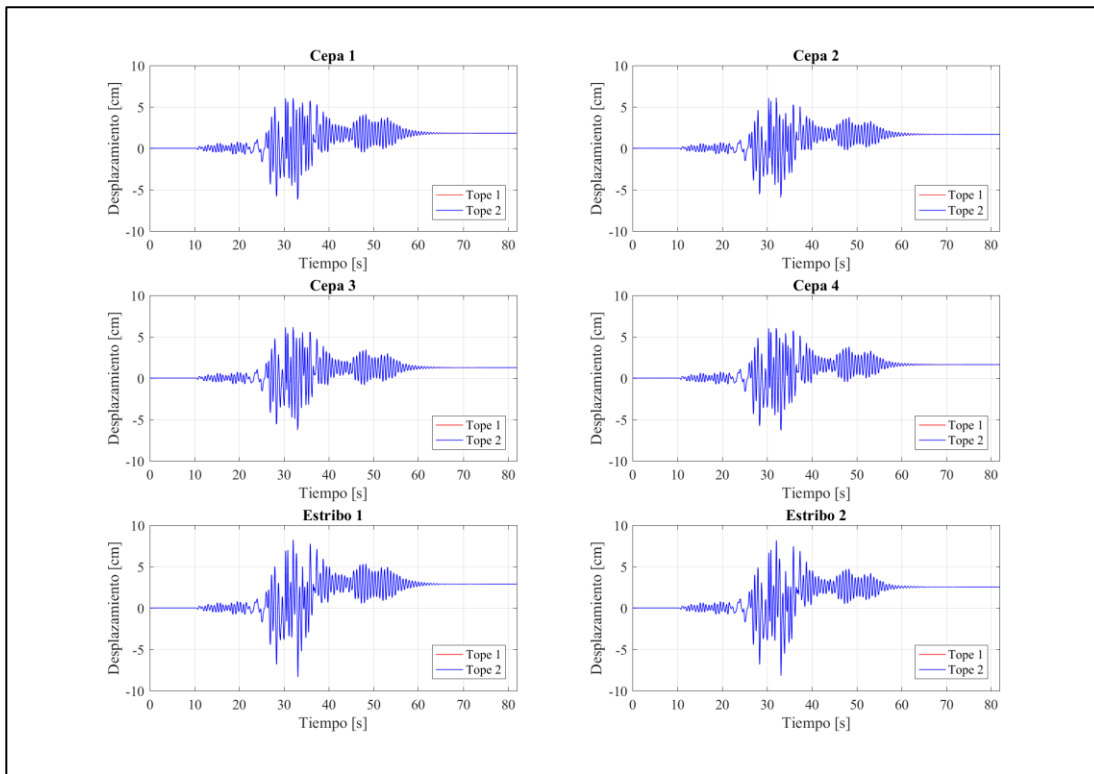


Figura A-8: Respuesta Desplazamiento-Tiempo Llaves de Corte. Modelo sin SSI

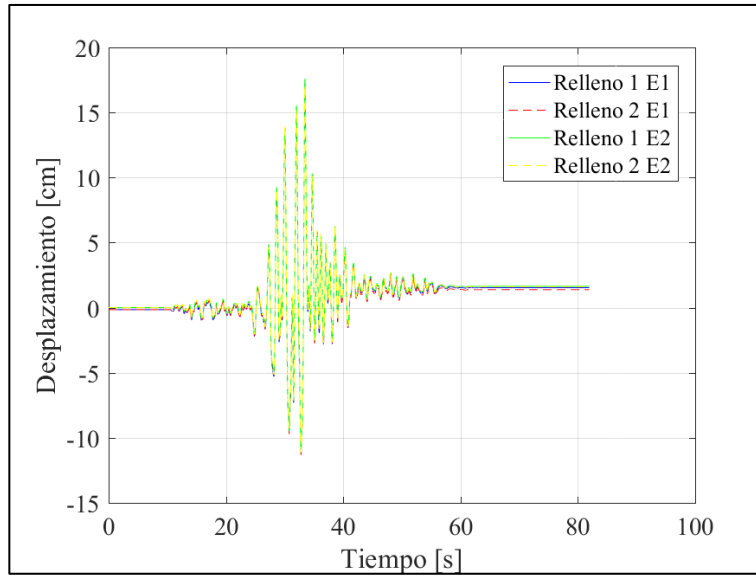


Figura A-9: Respuesta Desplazamiento-Tiempo Relleno Estribo. Modelo con SSI

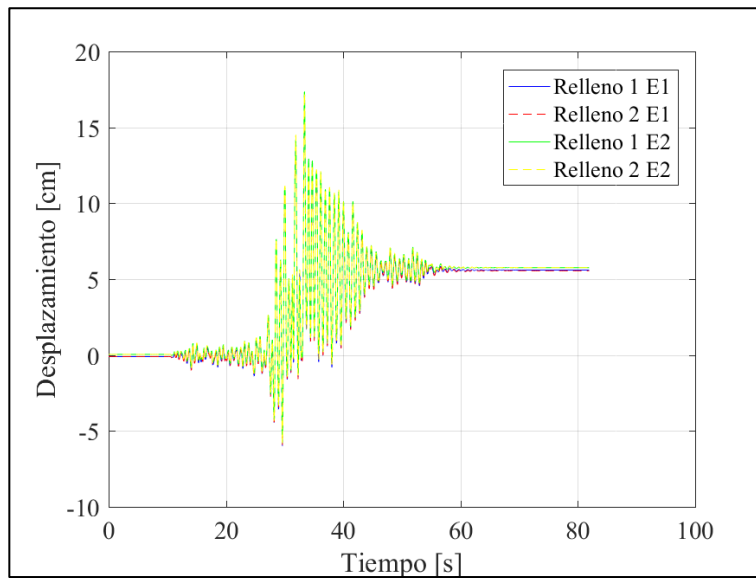
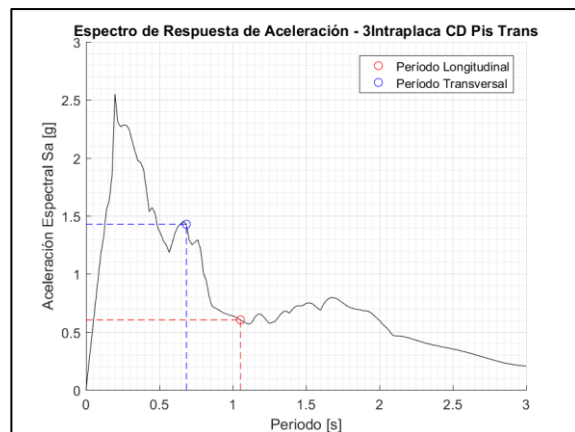
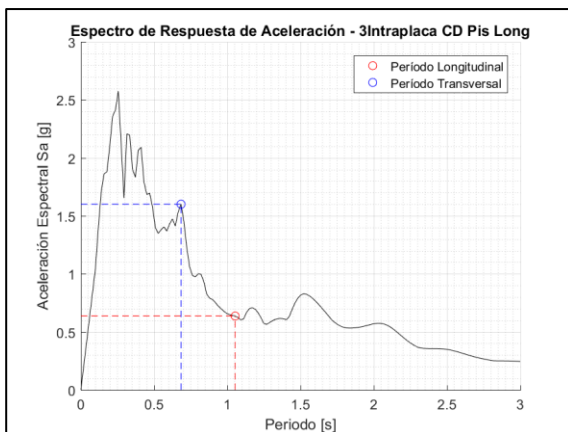
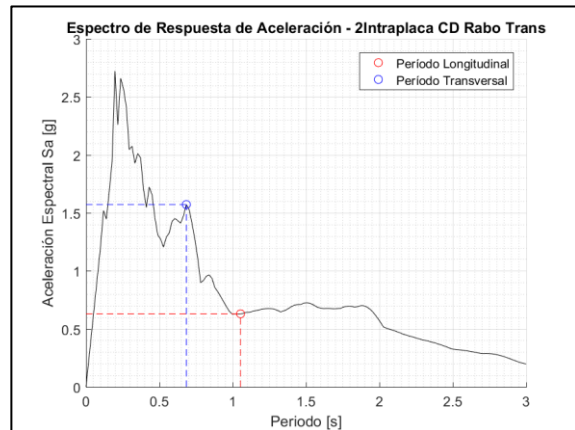
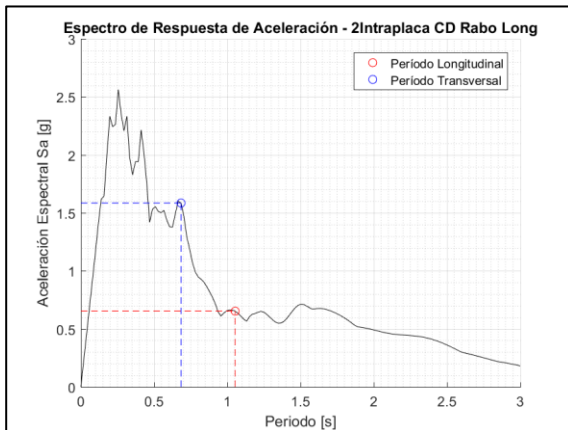
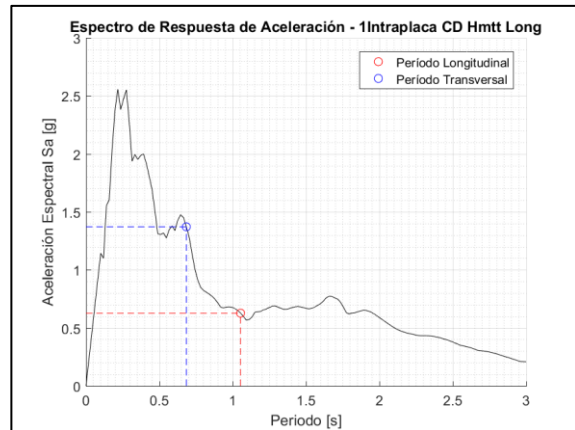
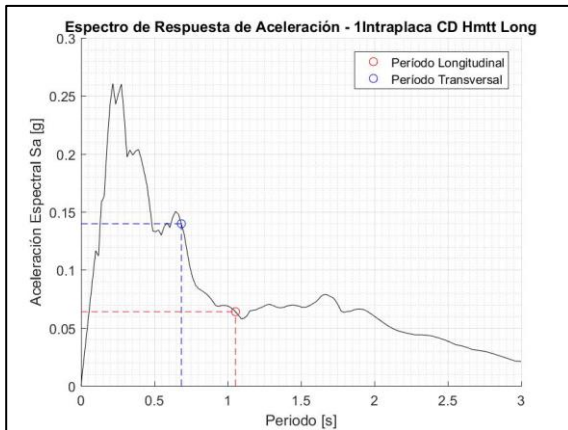
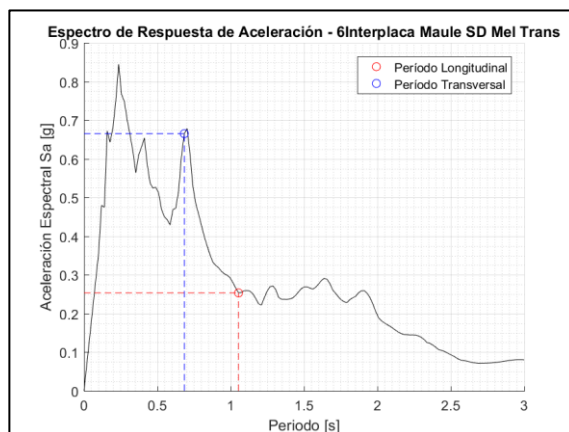
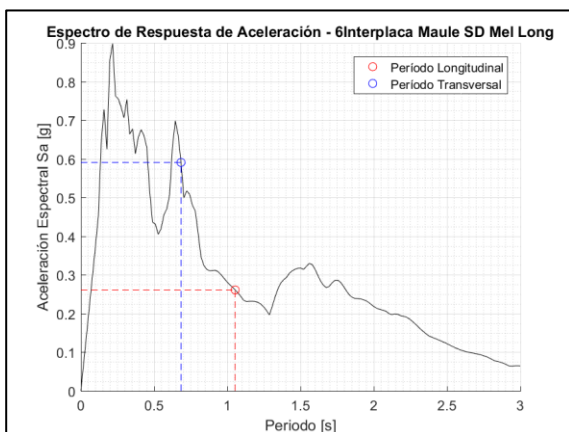
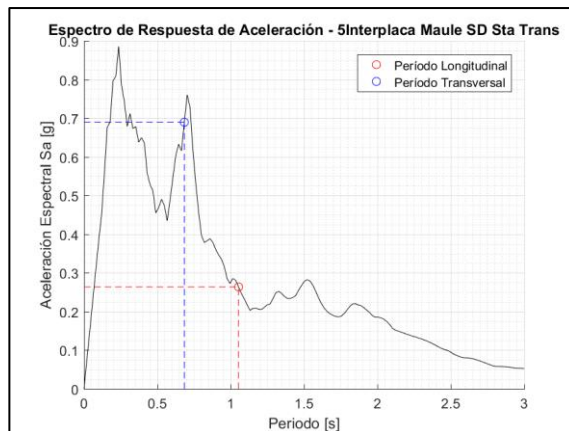
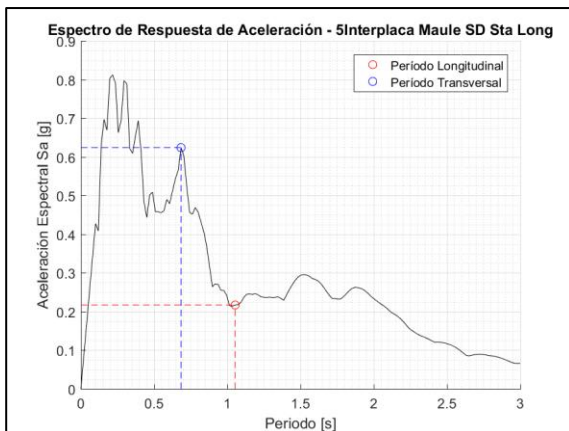
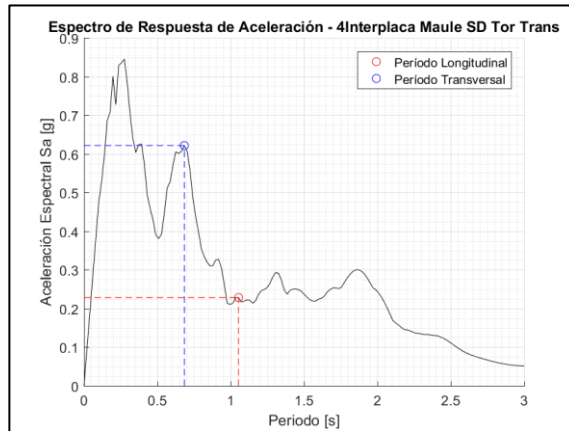
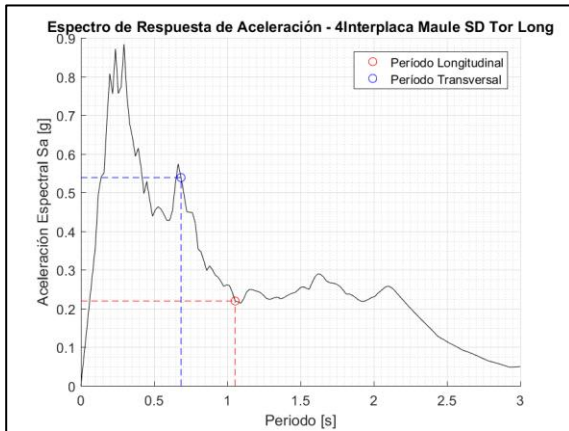
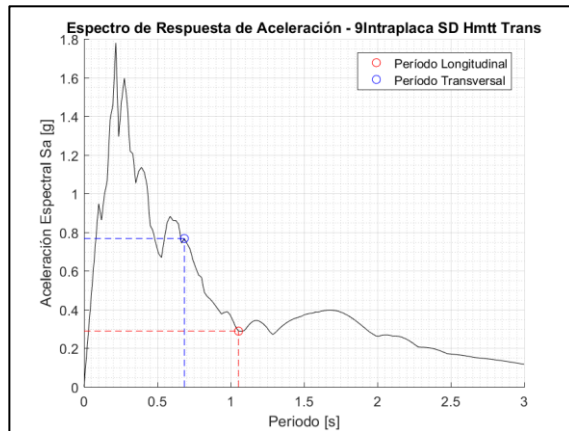
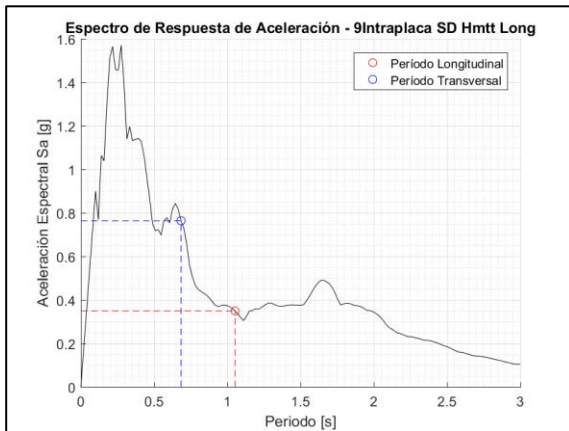
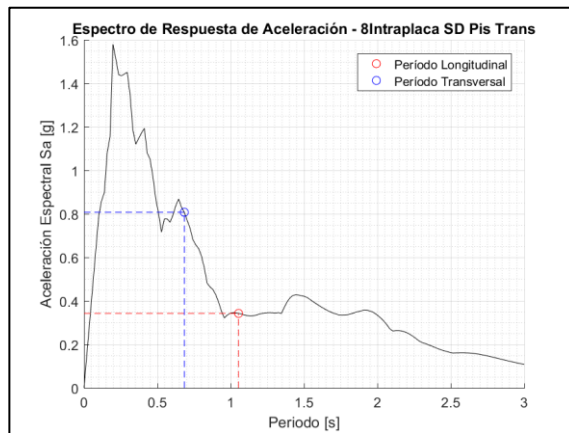
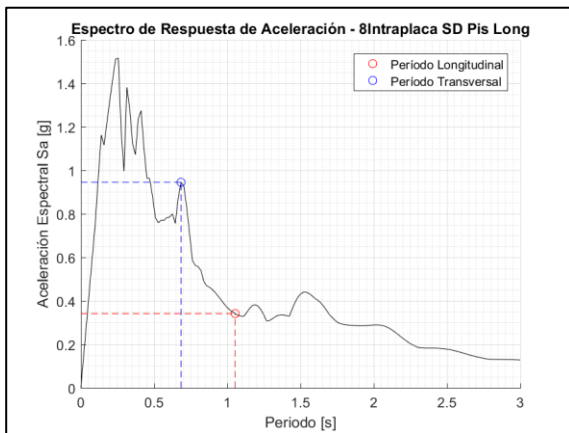
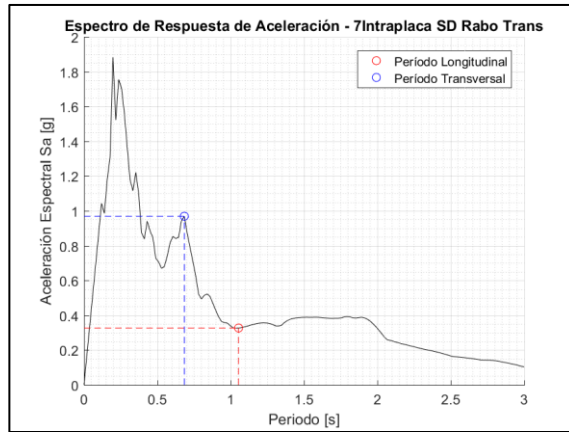
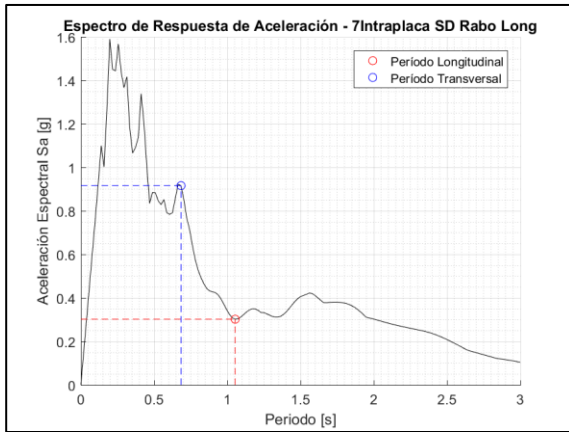


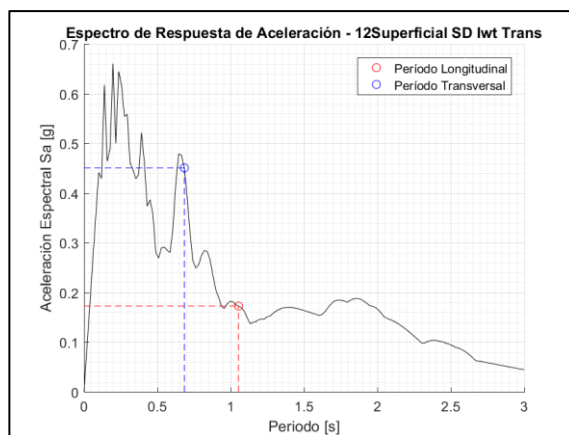
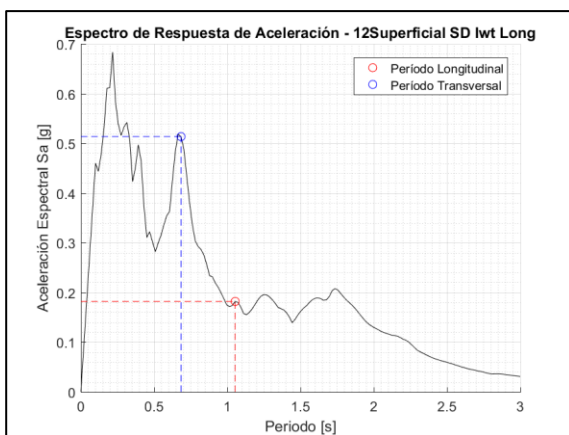
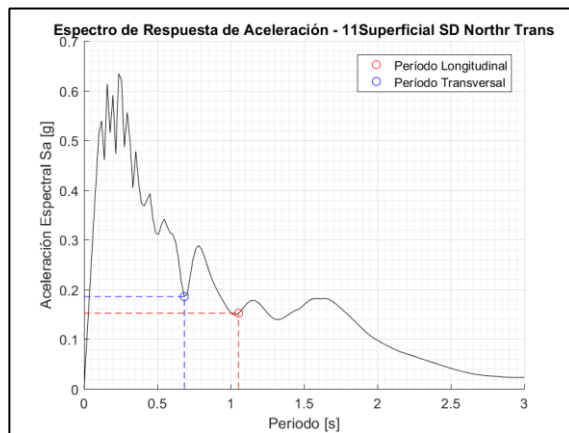
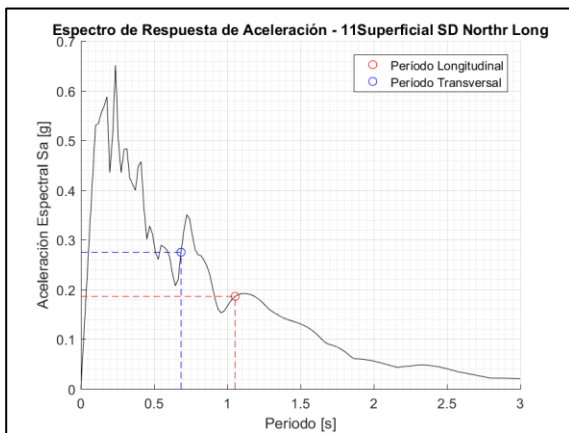
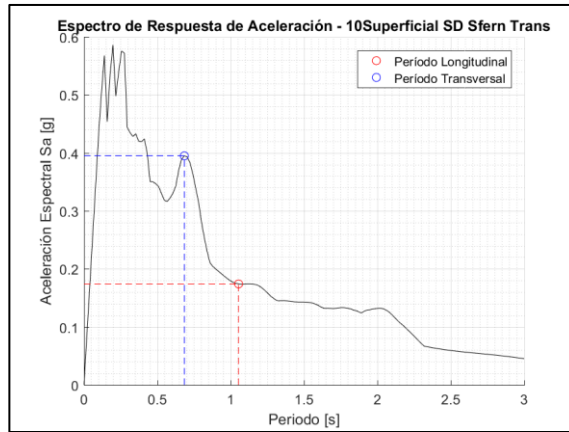
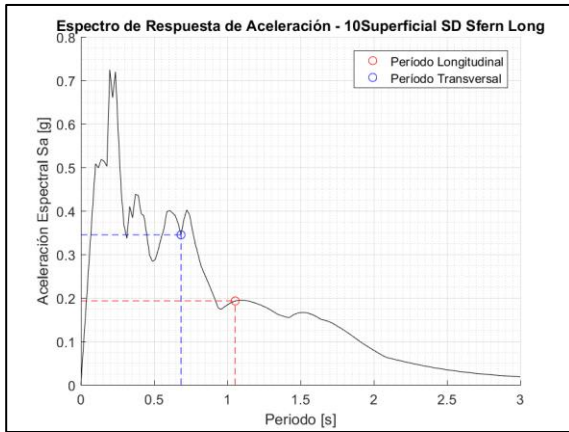
Figura A-10: Respuesta Desplazamiento-Tiempo Relleno Estribo. Modelo sin SSI

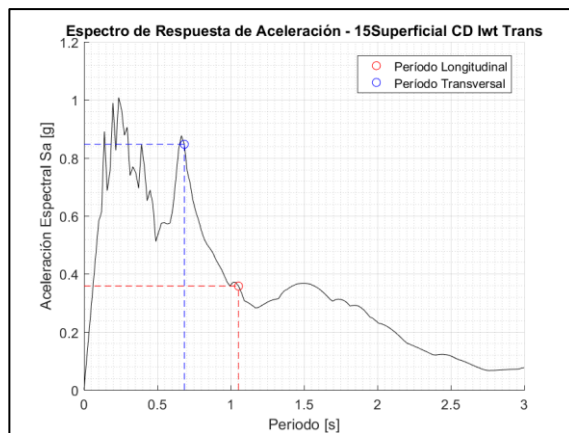
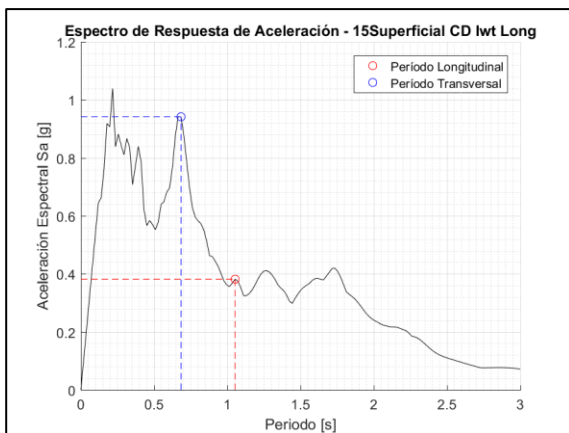
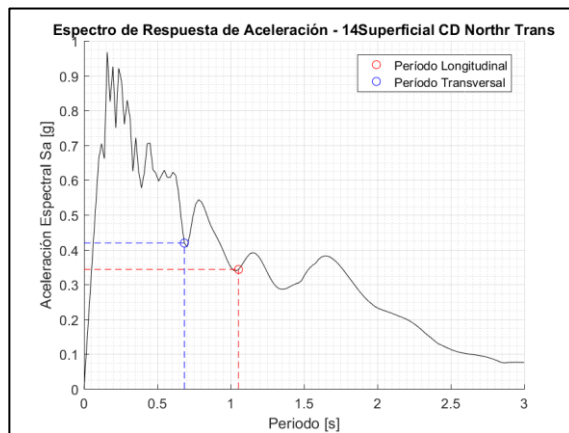
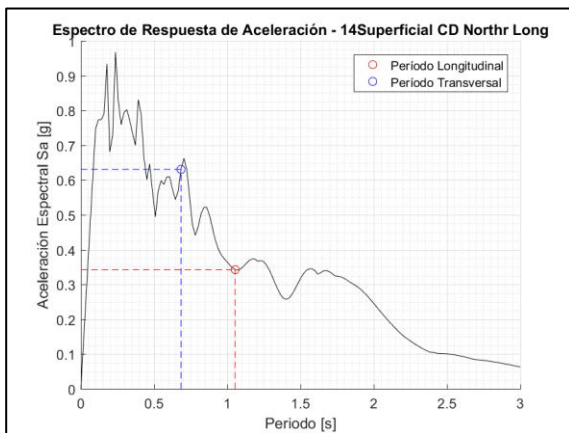
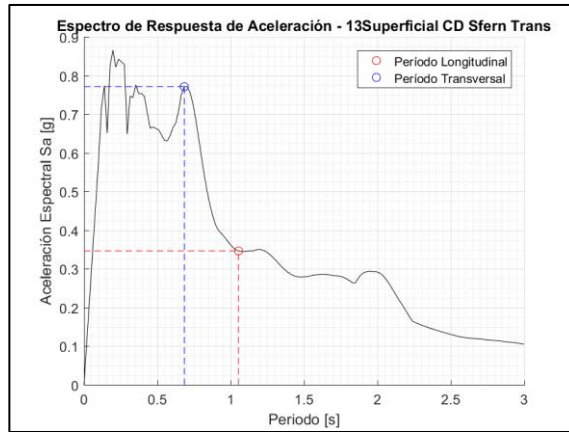
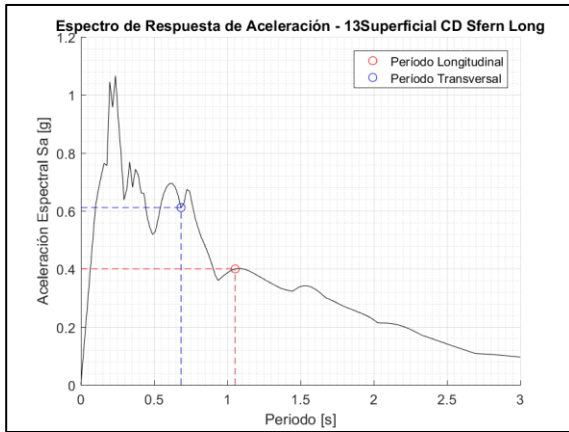
Anexo B: Espectros de Aceleración

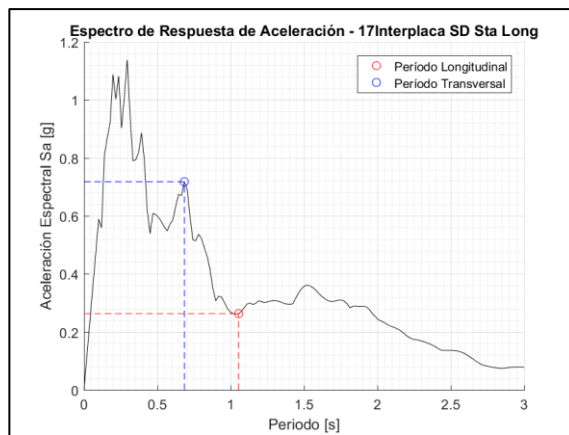
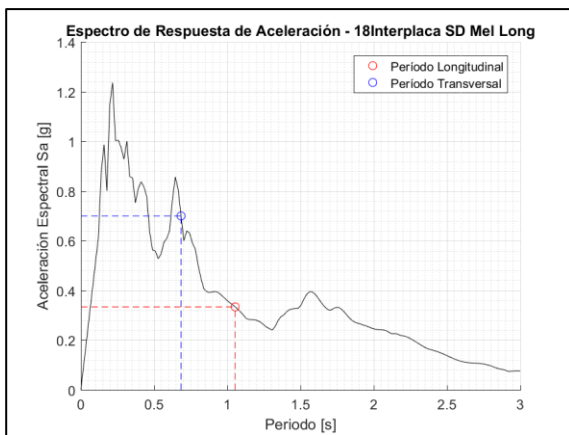
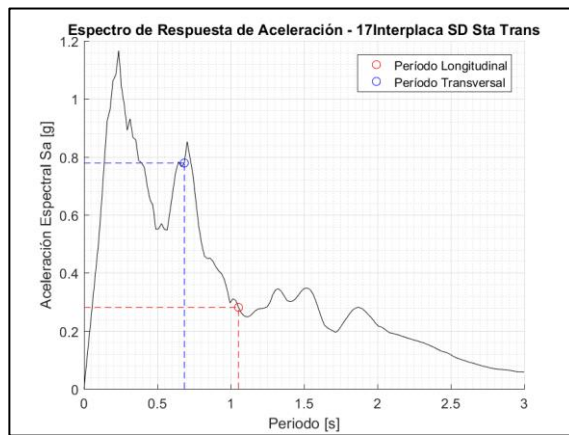
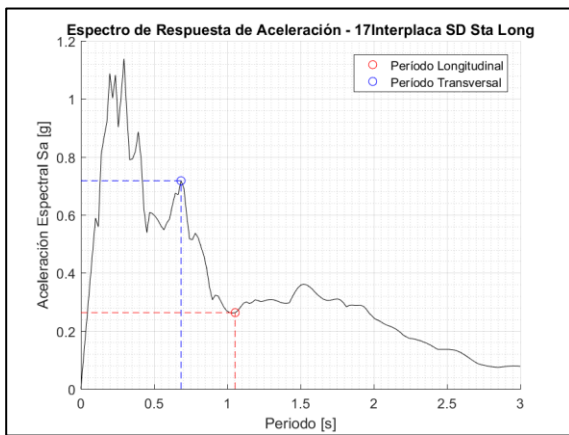
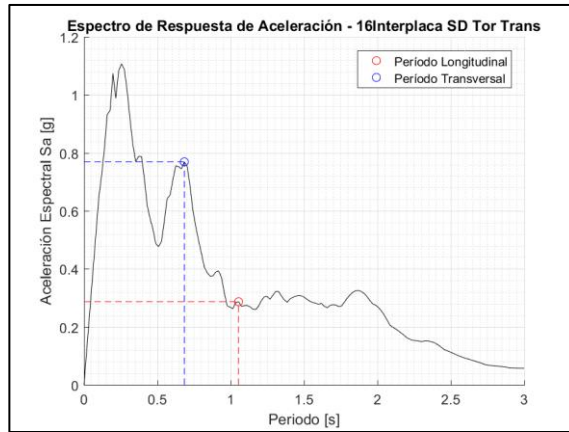
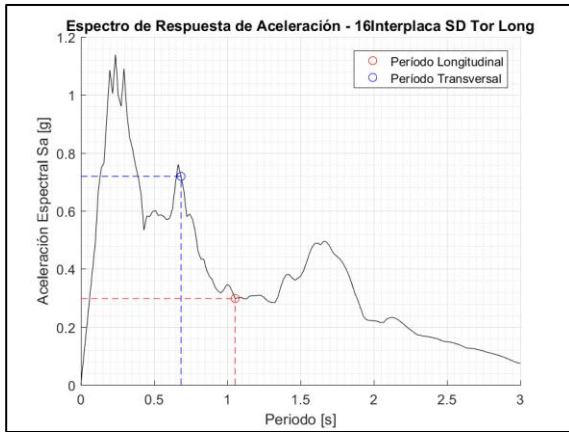


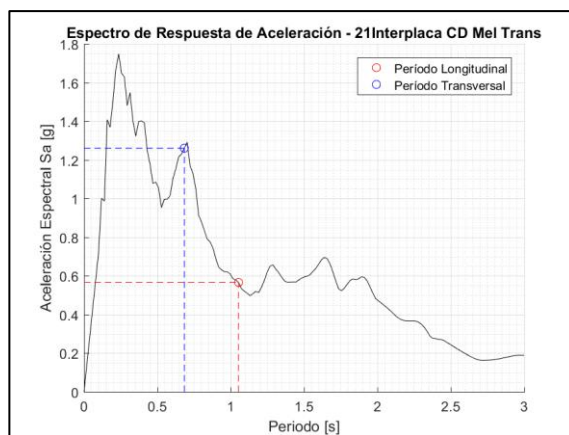
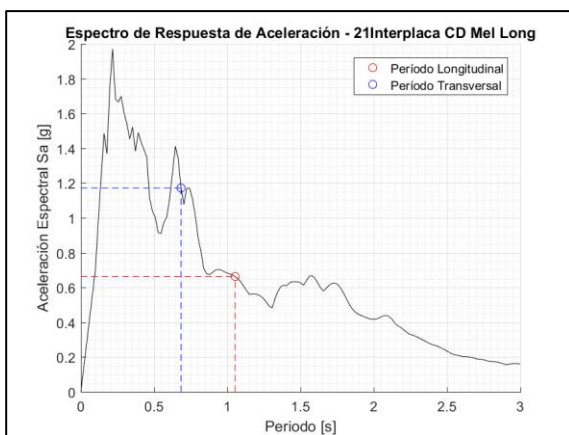
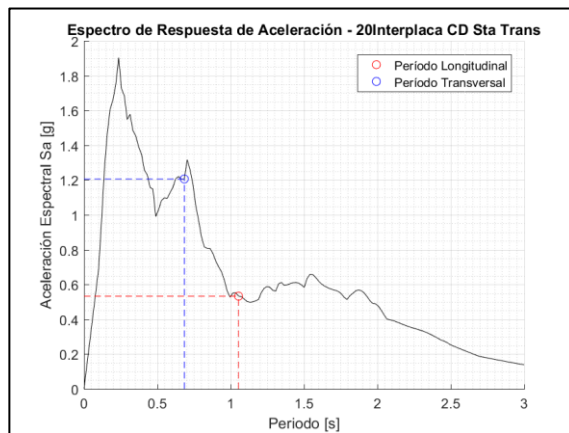
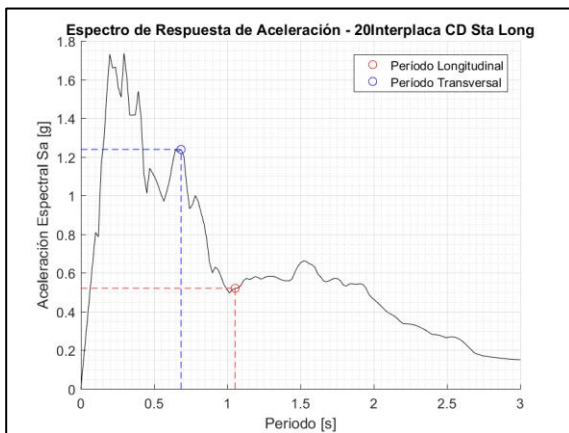
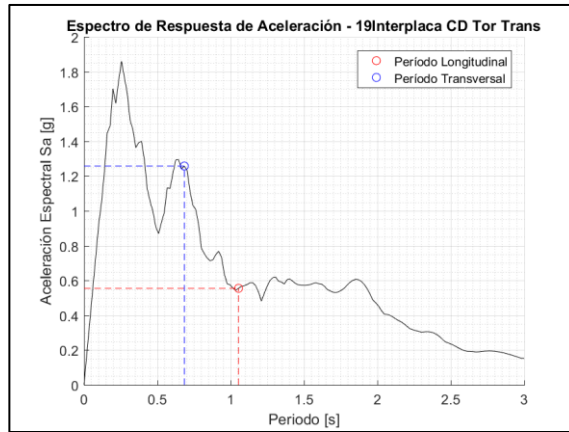
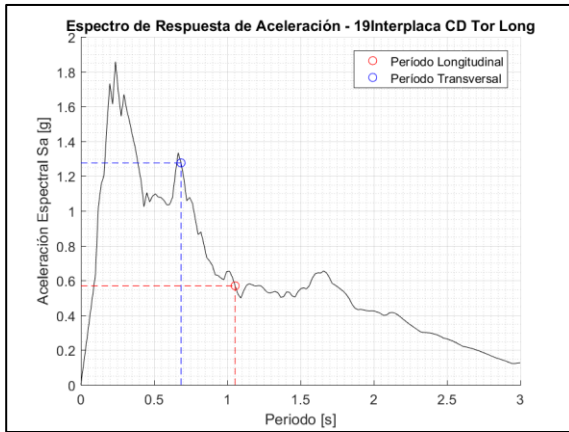


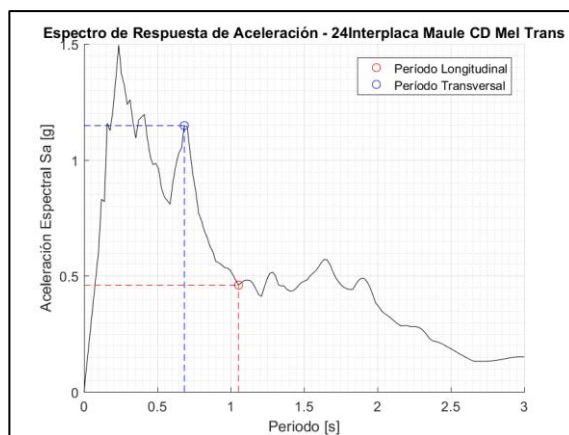
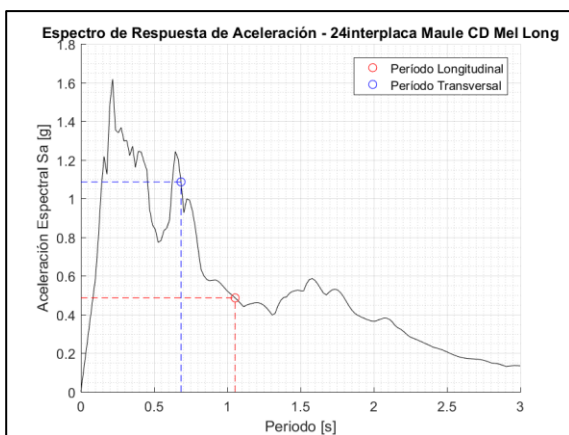
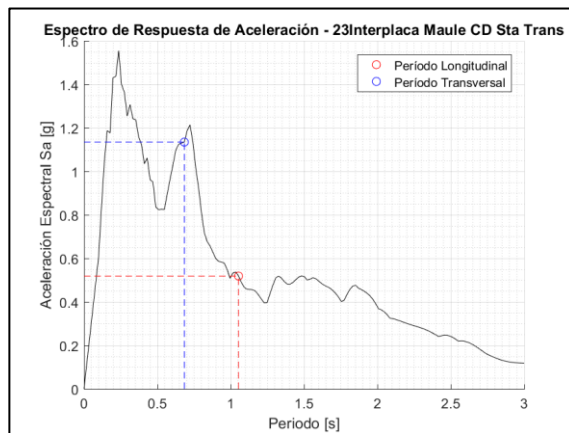
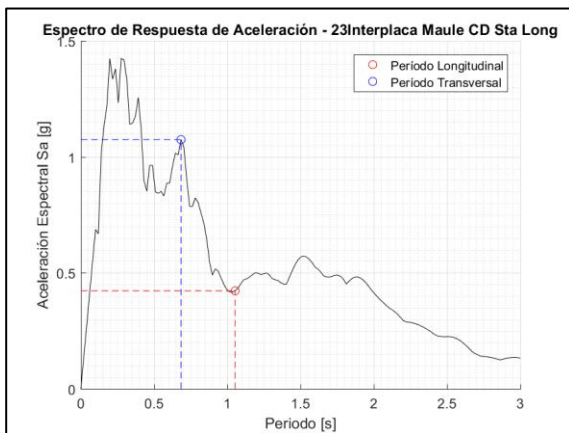
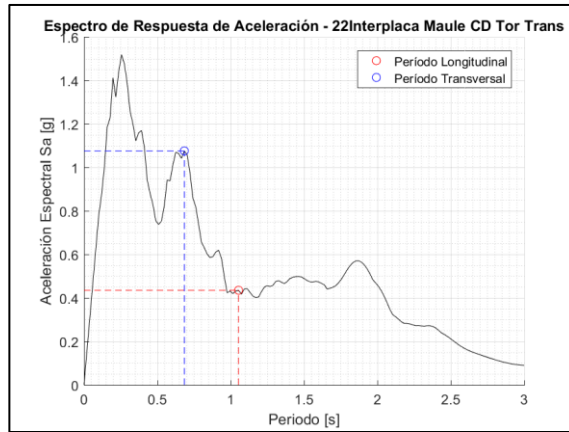
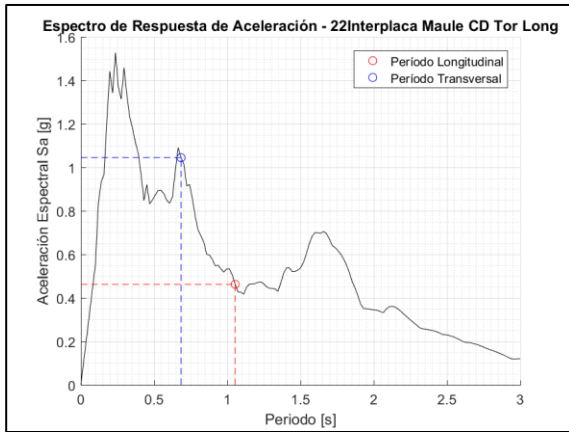












Anexo C: Formas Modales

C.1. Modelo sin SSI

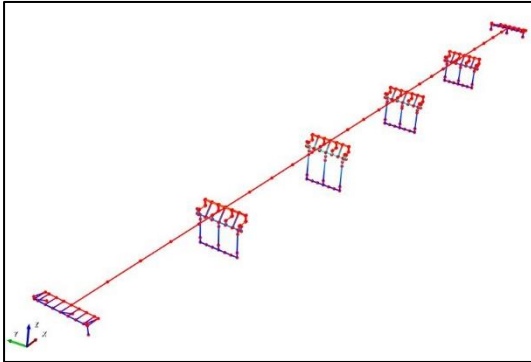


Figura C-1: Modo 1

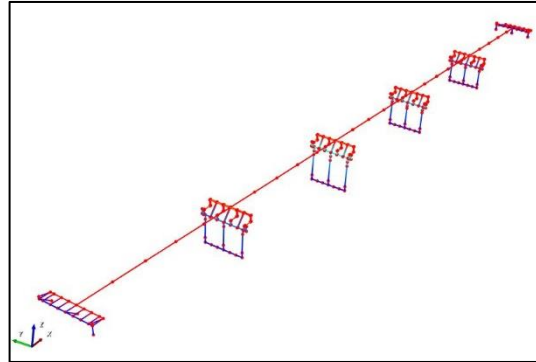


Figura C-2: Modo 2

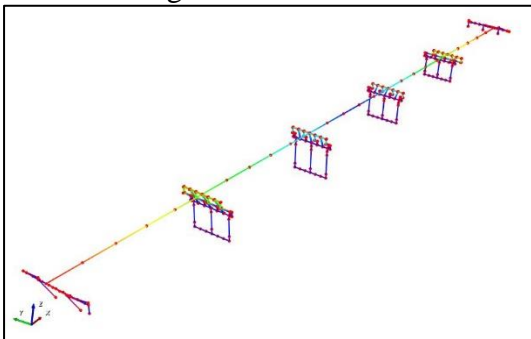


Figura C-3: Modo 3

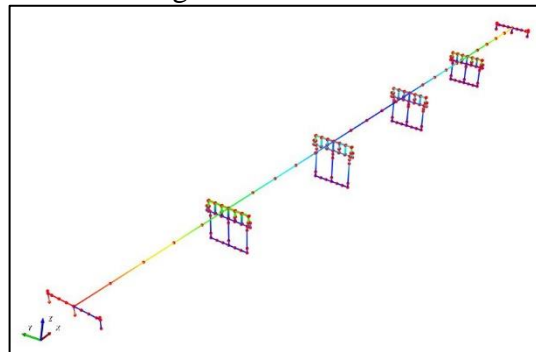


Figura C-4: Modo 4

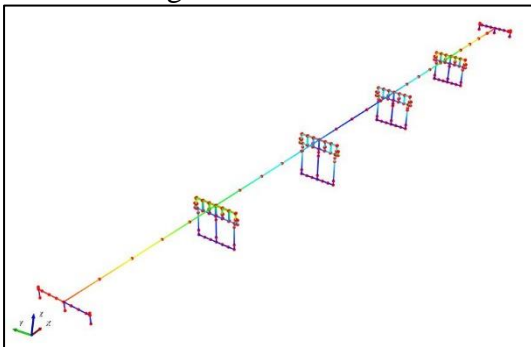


Figura C-5: Modo 5

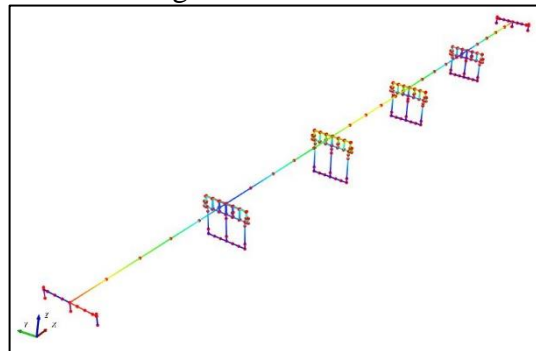


Figura C-6: Modo 6

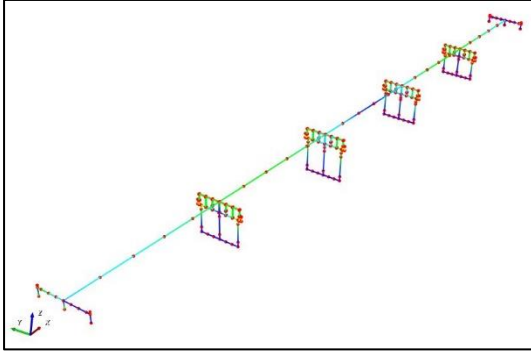


Figura C-7: Modo 7

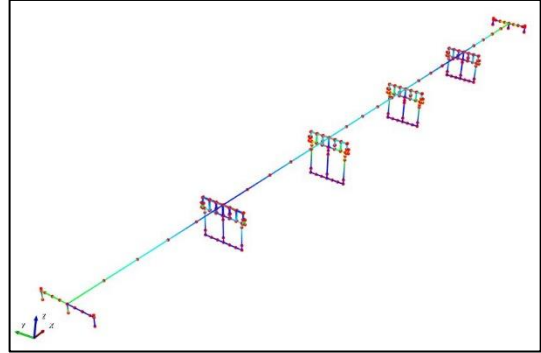


Figura C-8: Modo 8

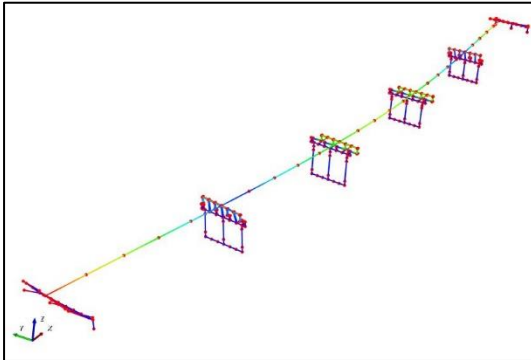


Figura C-9: Modo 9

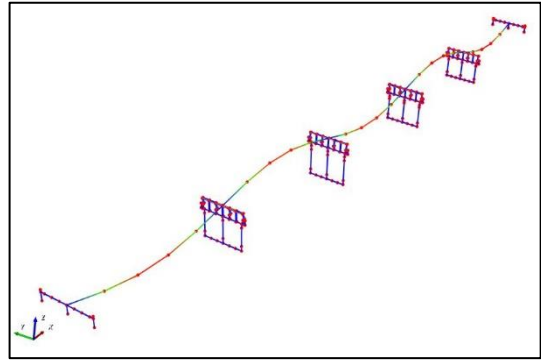


Figura C-10: Modo 10

C.2 Modelo con SSI

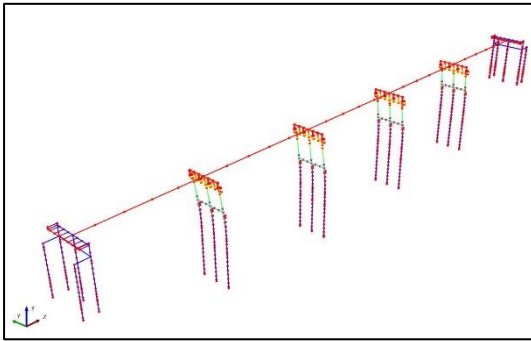


Figura C-11: Modo 1

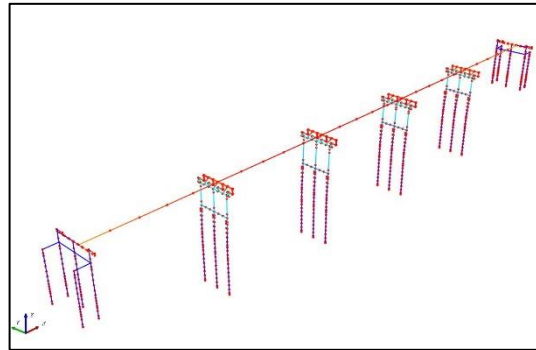


Figura C-12: Modo 2

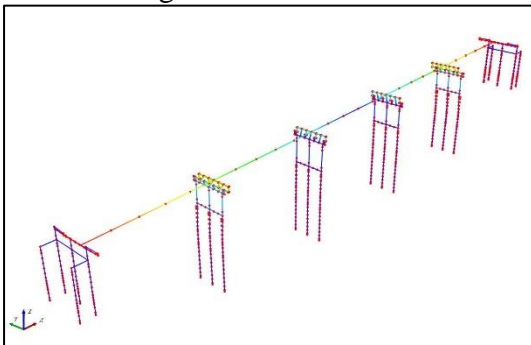


Figura C-13: Modo 3

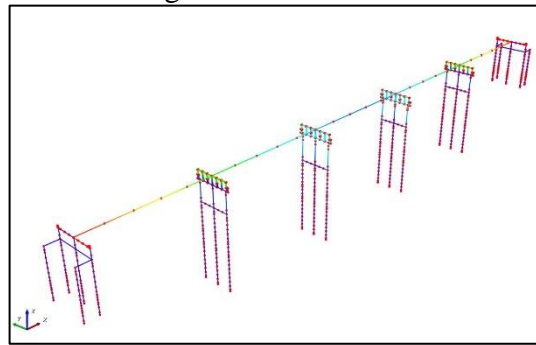


Figura C-14: Modo 4

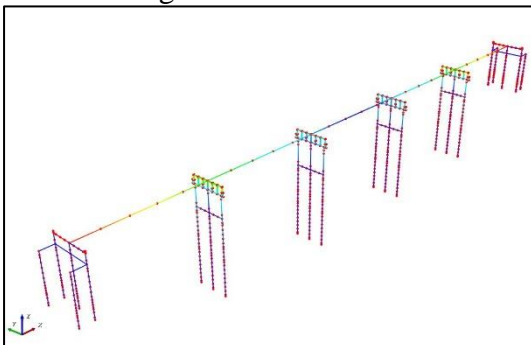


Figura C-15: Modo 5

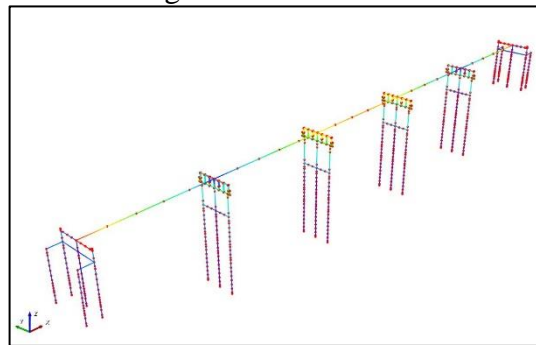


Figura C-16: Modo 6

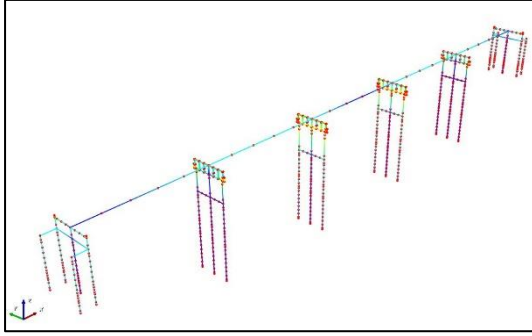


Figura C-17: Modo 7

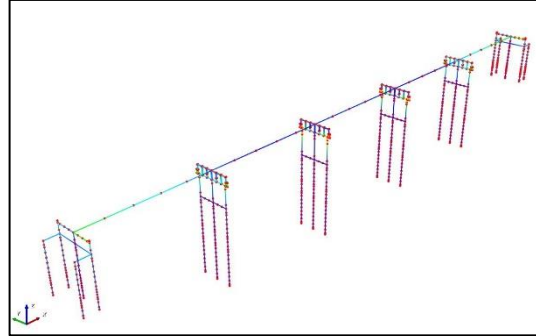


Figura C-18: Modo 8

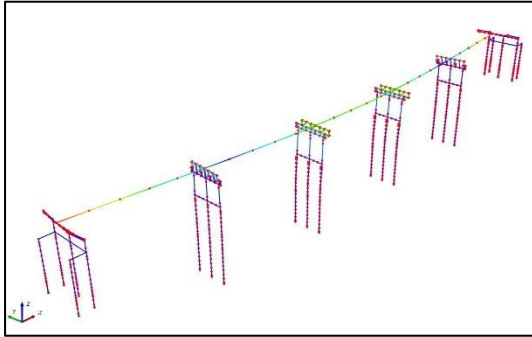


Figura C-19: Modo 9

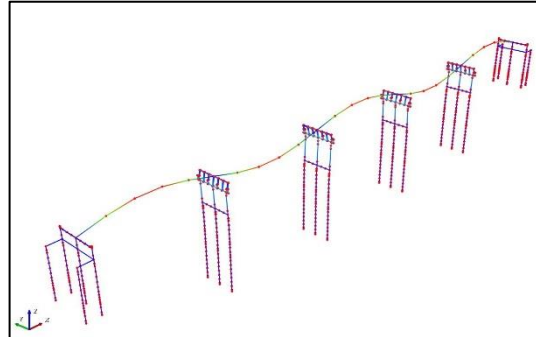


Figura C-20: Modo 10