



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

**CURVAS DE FRAGILIDAD  
DEL VIADUCTO EL SALTO-AVO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PEDRO AGUSTÍN VIAL PAÚL

PROFESOR GUÍA:

FRANCISCO HERNÁNDEZ PRADO

MIEMBROS DE LA COMISIÓN.

RICARDO HERRERA MARDONES  
PEDRO ASTABURUAGA GUTIÉRREZ

SANTIAGO DE CHILE

2022

## Resumen

El Viaducto El Salto-AVO, diseñado por el ingeniero consultor Pedro Astaburuaga, se construyó para dar continuidad al tránsito vehicular proveniente de la Concesión Vespucio Norte. Este viaducto está emplazado entre la Avenida El Salto y un túnel minero que atraviesa el Cerro San Cristóbal. Tiene 1209 metros de largo y una estructura conformada por pilares de cepa, pórticos de apoyos intermedios, estribos, aisladores sísmicos y canoas metálicas con losa de hormigón colaborante.

El objetivo principal de este Trabajo de Título es generar las curvas de fragilidad de este viaducto para obtener los posibles estados de daños de los elementos más exigidos del puente cuando ocurren eventos sísmicos.

Para lograr este propósito se realizó una modelación no lineal en SAP2000 de componentes estructurales de este puente, estos son: los topes sísmicos, los aisladores sísmicos y las posibles rótulas plásticas en columnas de cepas y pórticos. El análisis no lineal de las estructuras es relevante debido a que estas presentan el comportamiento real de los elementos estructurales, al caracterizar la variación en las características de estos cuando están siendo solicitados.

Al tener la modelación no lineal, se realiza una elección de registros sísmicos, que son escalados para obtener distintos niveles de aceleración espectral. Estos registros escalados se utilizan para ejecutar un análisis incremental dinámico (IDA), en el cual se cargan secuencial e incrementalmente estos registros sintéticos sobre la base del modelo, esto mediante una interfaz OAPI de MATLAB.

Lo anterior permite, obtener los datos del desempeño de los elementos para las distintas solicitaciones. Con estos resultados y definiendo los estados de daños para los cuáles los elementos ponen en riesgo la integridad del puente y de las personas que transitan este, se generan las curvas de fragilidad. Con estas curvas de fragilidad se realiza un análisis de las fallas que tienen mayor probabilidad de ocurrir y así, definir el estado de la estructura del puente para eventos sísmicos.

Se explicará en esta memoria las metodologías para la implementación de este análisis, con el objetivo de entregar con la mayor claridad posible los resultados obtenidos durante el transcurso de este trabajo.

# Tabla de Contenido

1	Introducción.....	1
1.1	Introducción.....	1
1.2	Objetivos.....	3
1.2.1	Objetivos Generales.....	3
1.2.2	Objetivos Específicos.....	3
1.4	Metodología de Trabajo.....	4
1.4.1	Antecedentes de Estudio.....	4
1.4.2	Modelamiento No Lineal y Curvas de Fragilidad.....	4
1.5	Alcances.....	5
2	Descripción del Viaducto el Salto-AVO.....	6
2.1	Materiales de Construcción.....	10
3	Análisis No Lineal del Viaducto.....	11
3.1	Aisladores Sísmicos.....	11
3.1.1	Rigidez Lateral.....	13
3.1.2	Rigidez Flexural.....	22
3.1.3	Rigidez Axial.....	23
3.1.4	Rigidez Torsional.....	24
3.1.5	Resultados Placas de Apoyo.....	25
3.2	Topes Sísmicos.....	26
3.2.1	Modelo de falla puntal-tensor ( <i>Strut &amp; Tie</i> ).....	28
3.2.2	Falla Diagonal por Corte.....	34
3.2.3	Falla por Fisuración del Concreto de Llaves de Corte Monolíticas a través de la Interfaz Llave-mesa de Apoyo.....	35
3.2.4	Resultados Topes Sísmicos.....	39
3.2.5	Modelación Final Topes Sísmicos.....	44
3.3	Rótulas Plásticas.....	47
3.4	Análisis Modal.....	53
3.4.1	Formas Modales.....	53
3.4.2	Amortiguamiento de Rayleigh.....	57
4	Generación de curvas de Fragilidad.....	59
5	Catálogo de Registros Sísmicos.....	60

5.1	Base de Registros Sísmicos .....	60
5.1.1	Estaciones .....	60
5.1.2	Eventos .....	63
5.1.3	Registros .....	63
5.2	Parámetros Sísmicos .....	64
5.2.1	Clasificación de Suelos Idini .....	64
5.2.2	Intensidad de Arias .....	66
5.2.3	Potencial Destructivo.....	66
5.2.4	Intensidad Espectral de Housner .....	67
5.2.5	Aceleración Máxima del Suelo, PGA .....	67
5.3	Elección de registros sísmicos .....	68
5.3.1	Análisis Registros para Análisis IDA.....	73
6	Resultados.....	78
6.1	Análisis con registro de Constitución 2010 .....	78
6.1.1	Registro 27 de febrero de 2010 en Constitución .....	78
6.1.2	Resultados registro de constitución 2010 .....	81
6.2	Curvas de Fragilidad.....	91
6.2.1	Aisladores Sísmicos.....	92
6.2.2	Topes Sísmicos.....	97
6.2.3	Rótulas Plásticas .....	103
7	Análisis de Resultados.....	111
7.1	Registro Constitución 2010 .....	111
7.2	Curvas de Fragilidad.....	111
8	Conclusiones Finales .....	113
8.1	Conclusiones .....	113
8.2	Trabajos Futuros .....	115
8.2.1	Diseño Modelo de Respuesta Rápida de Daño del Viaducto .....	115
9	Bibliografía.....	116
10	Anexos .....	118



## Índice de Figuras

Figura 2:1 Américo Vespucio Oriente (AVO)(Dirección General de Concesiones,2013) .....	6
Figura 2:2 Viaducto El Salto -AVO (Dirección General de Concesiones,2013) .....	7
Figura 2:3 Disposición de los tramos del viaducto. (Plano General Viaducto El Salto, Astaburuaga,2020).....	7
Figura 2:4 Sección Canoa Metálica (Astaburuaga,2020).....	8
Figura 2:5 Elevación Frontal cepa (Astaburuaga, 2020).....	9
Figura 2:6 Disposición de Topes Sísmicos en Contacto con la Superestructura (Plano Cepa 18, 2020).....	10
Figura 3:1 Elevación Frontal Placa de Apoyo (Astaburuaga, 2020).....	12
Figura 3:2 Vista en Planta de Placa de apoyo (Astaburuaga, 2020).....	13
Figura 3:3 Curva Fuerza vs Desplazamiento de un elastómero. (Prototype and Production Isolator Test Report, 2020) .....	17
Figura 3:4 Disposición gráfica de las propiedades del apoyo.(Astaburuaga,2020) .....	18
Figura 3:5 Comparación Modelo Buoc-Wen y Ensayos Aisladores Sísmicos Tipo A.....	20
Figura 3:6 Variación de Propiedades del Aislador Sísmico Tipo A.....	21
Figura 3:7 Curvas ajustadas para todos los Niveles de Deformaciones. ....	22
Figura 3:8 Modelación Placas de Apoyo.....	25
Figura 3:9 Tope Sísmico Topado en Cepa 18. (Astaburuaga,2020). ....	27
Figura 3:10 Modelo Puntal-tensor propuesto por Megally et al. (Strut & Tie).....	28
Figura 3:11 Curva tensión-deformación para llaves de corte externas. Megally et al. (2002).....	31
Figura 3:12 Curva fuerza-desplazamiento del Modelo de Goel & Chopra (2008). ....	33
Figura 3:13 Modelo de Falla Diagonal por Corte (Diagonal Shear Failure) Han et al. (2017).....	34
Figura 3:14 Características de las probetas. Silva et al. (2003).....	35
Figura 3:15 Curva Tensión-Deformación para los Topes Sísmicos Internos Monolíticos. Traducido de Silva et al. (2003) .....	36
Figura 3:16 Curva Fuerza-Desplazamiento Simplificada de Silva et al. (2003). ....	38
Figura 3:17 Comparación Curvas Fuerza-Desplazamiento Cepa 9 .....	39
Figura 3:18 Comparación Curvas Fuerza-Desplazamiento Topes Externos, Cepa 18.....	40
Figura 3:19 Curva Fuerza-Desplazamiento Tope Interno, Cepa 18.....	42
Figura 3:20 Curva Fuerza-Desplazamiento, Cepa 27.....	43
Figura 3:21 Modelación Topes Sísmico Cepa 18.....	45
Figura 3:22 Modelación Final Topes Sísmico.....	46
Figura 3:23 Momentos por Sismo Transversal en Pórtico 14 (Astaburuaga,2020) .....	47
Figura 3:24 Momentos por Sismo Longitudinal en Pórtico 14 (Astaburuaga,2020) .....	48
Figura 3:25 Sección Cepa 9 Planos (Astaburuaga,2020). ....	49
Figura 3:26 Sección diseñada en Section Designer.(Cepa 9).....	49
Figura 3:27 Modelo de Fibras para Rótula Plástica (Cepa 9).....	50
Figura 3:28 Ubicación Rótulas Plásticas, (Pastén et al., 2021). ....	51
Figura 3:29 Columna Corta Pórtico 29 (Astaburuaga,2020).....	52

Figura 3:30 Modo 1 .....	54
Figura 3:31 Modo 4 .....	54
Figura 3:32 Modo 3 .....	55
Figura 3:33 Modo 6 .....	55
Figura 3:34 Coeficiente Amortiguamiento para Masa .....	57
Figura 3:35 Coeficiente Amortiguamiento para Rigidez. ....	58
Figura 5:1 Ubicación de las Estaciones Sísmicas del Catálogo, Zona Norte I (González, 2017). 60	
Figura 5:2 Ubicación de las Estaciones Sísmicas del Catálogo, Zona Norte II (González, 2017).61	
Figura 5:3 Ubicación de las Estaciones Sísmicas del Catálogo, Zona Centro (González, 2017). 61	
Figura 5:4 Ubicación de las Estaciones Sísmicas del Catálogo, Zona Sur (González, 2017).....	62
Figura 5:5 Información sobre Estaciones en la Base.....	62
Figura 5:6 Información sobre evento sísmico. ....	63
Figura 5:7 Información de un registro sísmico.....	63
Figura 5:8 Resultados Razones Espectrales Estación A09C (en roca).....	65
Figura 5:9 Resultados Razones Espectrales Estación A28C.....	65
Figura 5:10 Grupo de Registros que pasaron el Primer Filtro.....	68
Figura 5:11 Intensidad de Housner vs Sa para período fundamental transversal en rojo registros seleccionados, en verde zona sísmica 1 y 3 y en azul zona sísmica 2.....	70
Figura 5:12 Potencial Destructivo vs Sa para período fundamental transversal en rojo registros seleccionados, en verde zona sísmica 1 y 3 y en azul zona sísmica 2.....	71
Figura 5:13 Registros Escalados para Sa=0.05 [g]. Longitudinal y Transversal. ....	72
Figura 5:14 Registros para Periodo Transversal de 0.4[g]. ....	73
Figura 5:15 Registros para Periodo Transversal de 0.45[g]. ....	73
Figura 5:16 Registro En Talca No Escalado para 0.4[g] .....	74
Figura 5:17 Registro Sintético En Talca para 0.4[g]. ....	74
Figura 5:18 Registro En Talca No escalado para 0.45[g] . ....	75
Figura 5:19 Registro Sintético En Talca para 0.45[g]. ....	75
Figura 5:20 Deformada para modo 136 a 0.21 [s]. ....	76
Figura 5:21 Aceleración Espectral en Período de 0.21 [s]. ....	77
Figura 6:1 Registro Canal 1 .....	78
Figura 6:2 Registro Canal 2.....	79
Figura 6:3 Espectro Canal 1 .....	79
Figura 6:4 Espectro Canal 2 .....	80
Figura 6:5 Aceleraciones Longitudinales Instrumentación Tramo 1. ....	81
Figura 6:6 Aceleraciones Transversales Instrumentacion Tramo 2. ....	82
Figura 6:7 Aceleraciones Longitudinales Instrumentacion Tramo 3. ....	82
Figura 6:8 Desplazamiento Longitudinal Union Viga Columna Tramo 1. ....	83
Figura 6:9 Desplazamiento Transversal Union Viga Columna Tramo 2. ....	83
Figura 6:10 Desplazamiento Longitudinal Union Viga Columna Tramo 3. ....	84
Figura 6:11 Fuerza vs Desplazamiento Longitudinal en Placas de Apoyo. ....	85
Figura 6:12 Fuerza vs Desplazamiento Transversal en Placas de Apoyo. ....	85

Figura 6:13 Momento vs Curvatura Transversal, (para valores pequeños de curvatura se ve ruidoso debido a errores numéricos). .....	86
Figura 6:14 Momento vs Curvatura Longitudinal.....	87
Figura 6:15 Fuerza vs Desplazamiento en Topes.....	89
Figura 6:16 Deformación Longitudinal en Centímetros de Placas de Apoyo Tramo 1. ....	93
Figura 6:17 Curvas de Fragilidad Placas de Apoyo Tramo 1. ....	93
Figura 6:18 Deformación en Centímetros de Placas de Apoyo Tramo 2. ....	94
Figura 6:19 Curvas de Fragilidad Placas de Apoyo Tramo 2. ....	94
Figura 6:20 Deformación en Centímetros de Placas de Apoyo Tramo 3.....	95
Figura 6:21 Curvas de Fragilidad Placas de Apoyo Tramo 3.. ....	95
Figura 6:22 Deformaciones máximas Tope Sísmico Cepa 9 Norte ( $S_a^{(T)}$ y $S_a^{(L)}$ respectivamente). .....	97
Figura 6:23 Deformaciones máximas Tope Sísmico Cepa 9 Sur ( $S_a^{(T)}$ y $S_a^{(L)}$ respectivamente)..	97
Figura 6:24 Curvas de Fragilidad Tope Sísmico Cepa 9 Norte ( $S_a^{(T)}$ y $S_a^{(L)}$ respectivamente). ....	98
Figura 6:25 Curvas de Fragilidad Tope Sísmico Cepa 9 Sur ( $S_a^{(T)}$ y $S_a^{(L)}$ respectivamente). ....	98
Figura 6:26 Factores de Utilización Tope Exterior Cepa 18 Norte ( $S_a^{(T)}$ y $S_a^{(L)}$ respectivamente). .....	99
Figura 6:27 Factores de Utilización Tope Exterior Cepa 18 sur( $S_a^{(T)}$ y $S_a^{(L)}$ respectivamente)...	99
Figura 6:28 Factores de Utilización Tope Interior Cepa 18 ( $S_a^{(T)}$ y $S_a^{(L)}$ respectivamente). ....	100
Figura 6:29 Deformaciones Máximas Tope Sísmico Cepa 9 Norte ( $S_a^{(T)}$ y $S_a^{(L)}$ respectivamente). .....	101
Figura 6:30 Deformaciones Máximas Tope Sísmico Cepa 9 Sur ( $S_a^{(T)}$ y $S_a^{(L)}$ respectivamente). .....	101
Figura 6:31 Curvas de Fragilidad Tope Sísmico Cepa 27 Norte ( $S_a^{(T)}$ y $S_a^{(L)}$ respectivamente). 102	
Figura 6:32 Curvas de Fragilidad Tope Sísmico Cepa 27 Sur ( $S_a^{(T)}$ y $S_a^{(L)}$ respectivamente)... 102	
Figura 6:33 Deformación Hormigón Pórtico 25 Columna en la base. ....	105
Figura 6:34 Deformación Acero Pórtico 25 Columna en la base.....	106
Figura 6:35 Curva de Fragilidad Deformación Hormigón Pórtico 25 Columna en la base. ....	106
Figura 6:36 Curva de Fragilidad Deformación Acero Pórtico 25 Columna en la base.....	107
Figura 6:37 Deformación Hormigón Pórtico 25 Columna rótula superior .....	108
Figura 6:38 Deformación Acero Pórtico 25 Columna rótula superior .....	108
Figura 6:39 Curva de Fragilidad Deformación Hormigón Pórtico 25 Columna Arriba .....	109
Figura 6:40 Curva de Fragilidad Deformación Hormigón Pórtico 25 Columna rótula superior	110

## Índice de Tablas

Tabla 3-1 Dimensiones Placas de Apoyo .....	12
Tabla 3-2 Ensayos realizados a Elastómero Tipo A.....	14
Tabla 3-3 Ensayos realizados a Elastómero Tipo B .....	15
Tabla 3-4 Ensayos realizados a Elastómero Tipo C .....	15
Tabla 3-5 Ensayos realizados a Elastómero Tipo D.....	16
Tabla 3-6 Rigideces Placas de Apoyo Elastoméricas según ensayos.....	17
Tabla 3-7 Parámetros para Rigidez lateral de Placas de Apoyo.....	19
Tabla 3-8 Parámetros para rigidez lateral de Placas de Apoyo .....	25
Tabla 3-9 Curva Fuerza Desplazamiento según Modelo Megally et al. ....	39
Tabla 3-10 Curva Fuerza Desplazamiento según Modelo Falla diagonal por corte. ....	40
Tabla 3-11 Curva Fuerza Desplazamiento según Modelo Megally et al. ....	41
Tabla 3-12 Curva Fuerza Desplazamiento según Modelo Falla Diagonal por Corte.....	41
Tabla 3-13 Curva Fuerza Desplazamiento según Modelo Falla Diagonal por Corte.....	42
Tabla 3-14 Curva Fuerza Desplazamiento según Modelo Megally et al. ....	43
Tabla 3-15 Parámetros Fuerza Desplazamiento según Modelo Falla Diagonal por Corte. ....	44
Tabla 3-16 Rigideces Utilizadas para Elemento Elástico.....	45
Tabla 3-17 Largos rótulas plásticas. ....	51
Tabla 3-18 Rigideces Efectivas Aisladores Elastoméricos. ....	53
Tabla 3-19 Principales Modos Transversales.....	53
Tabla 3-20 Principales Modos Longitudinales.....	54
Tabla 3-21 Principales Modos Transversales.....	55
Tabla 3-22 Principales Modos Longitudinales.....	56
Tabla 3-23 Principales Modos Longitudinales.....	57
Tabla 5-1 Criterios de Clasificación.....	64
Tabla 5-2: Cantidad de Registros con PGA altos.....	75
Tabla 6-1 Máximos Desplazamientos En Aisladores Sísmicos según Tramos.....	86
Tabla 6-2 Máximos en Rótulas Plásticas.....	88
Tabla 6-3 Máximos Desplazamientos En Aisladores Sísmicos según Tramos.....	90
Tabla 6-4 Espectros de Aceleraciones.....	91
Tabla 6-5 Estados de Daño Placas de Apoyo.....	92
Tabla 6-6 Límites de deformaciones Pórtico 25.....	105

# 1 Introducción

## 1.1 Introducción

El Viaducto El Salto-AVO, es una estructura de 1209 metros de largo, diseñada por el ingeniero consultor Pedro Astaburuaga, que se construyó con el objetivo de dar continuidad al tránsito vehicular proveniente de la Concesión Vespucio Norte. Este viaducto está emplazado entre la Avenida El Salto y un túnel minero que atraviesa el Cerro San Cristóbal.

La obra se configura en 3 tramos de superestructura de 9 vanos continuos cada uno, para la vialidad troncal de 3 pistas de acceso a la Concesión de Américo Vespucio Oriente en la Región Metropolitana. La infraestructura está conformada por 27 cepas de pilares, 3 pórticos de apoyos intermedios y 3 estribos, todos con aisladores sísmicos. La superestructura está formada por canoas metálicas con una losa de hormigón colaborante de ancho constante y variable por tramos (Astaburuaga, 2020).

Para este viaducto, la oficina del profesor Pedro Astaburuaga realizó un modelamiento de la estructura en el software comercial SAP2000 donde se modelan los elementos estructurales de manera lineal equivalente; es decir, con rigidez constante y donde la demanda sísmica fue considerada según el espectro de la norma AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012)

Las limitaciones que presenta la modelación nombrada radican en que la rigidez de elementos como los aisladores sísmicos, va variando cuando están siendo forzados, por lo que, la respuesta modelada es simplificada y no incorpora en forma explícita su comportamiento no lineal, por lo cual, en este trabajo de título, se considerará el modelamiento con elementos no lineales para capturar el comportamiento inelástico de los componentes estructurales.

Con el fin de tener un mejor entendimiento de la respuesta de la estructura estudiada, se realizó un análisis incremental dinámico, con un análisis tiempo-historia no lineal para poder evaluar el desempeño de la estructura a partir de un modelo más exacto.

Se modelaron no linealmente 3 tipos de elementos de la estructura, estos fueron: los topes sísmicos, los aisladores sísmicos y las posibles rótulas plásticas presentes en las columnas de las cepas.

Así entonces, para modelar la variación de la rigidez de las placas de apoyo en el tiempo se digitalizaron y ajustaron las curvas histeréticas de los ensayos realizados a los aisladores sísmicos (Dynamic Isolation Systems, 2020). Lo anterior se llevó a cabo para obtener la rigidez lateral de estas placas considerando la energía disipada y su aporte en disipación histerética. Sumado a esto se incluyó la rigidez torsional, vertical y flexural.

Posteriormente se obtuvieron las curvas de comportamiento fuerza-desplazamiento de los topes sísmicos, que se encuentran en contacto transversal con la superestructura en cada fin de tramo. El modelo de SAP2000 entregado por la oficina de Pedro Astaburuaga considera la modelación

de estos topes utilizando una compatibilidad de deformaciones transversales en las cepas de fin de cada tramo y sin considerar el posible impacto que puede generar la superestructura. Por lo tanto, se modelaron no linealmente conforme al diseño presente en los planos de la estructura (Astaburuaga, 2020) y las sugerencias hechas por la Guía Para el Análisis Sísmico No Lineal de Puentes Chilenos (Pastén et al., 2021).

Siguiendo con las indicaciones hechas por la guía anteriormente nombrada, se modelaron las posibles rótulas plásticas presentes en las cepas que se consideró que podrían generar un comportamiento no lineal para sismos fuertes, en especial en las cepas de borde que están en contacto transversal con la superestructura y los pórticos, por lo que, la respuesta de la estructura será distinta al momento de analizarla en el programa.

Con todos los elementos que poseen comportamientos no lineales ya calculados, se puede determinar la respuesta no lineal del Viaducto del Salto y con esto se tiene un modelamiento, más realista del desempeño del puente frente a acciones sísmicas.

A partir de este modelo no lineal, se realizó un análisis incremental dinámico (IDA), considerando varios registros sísmicos para dicho estudio. A partir de estos resultados se generaron las curvas de fragilidad. Estas curvas establecen la probabilidad de exceder diferentes estados de daño del puente, como función de parámetros de intensidad sísmicas, referidos a cantidades determinadas a partir de los registros medidos en la base, o, de las aceleraciones medidas a partir de la futura instrumentación que se realizará en la estructura. Se definieron diversos estados de daños para la demanda sísmica del puente y lugares donde se va a instrumentar. Dichas curvas son la motivación final de este Trabajo de Título, ya que, posibilitarán conocer el presunto nivel de daño de la estructura a partir de los datos de aceleraciones, logrando determinar de manera rápida el estado estructural luego de un evento sísmico, el que se detectará con el sistema de monitoreo a implementarse en la estructura.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivos Generales

El objetivo principal de este trabajo de título es la generación de curvas de fragilidad del Viaducto El Salto-AVO, esto mediante una modelación no lineal y un análisis dinámico (tiempo-historia no lineal) del puente. Con el fin de obtener la respuesta de esta estructura para distintas demandas, donde se considera la zona sísmica, el período de la estructura, el tipo de suelo y la clasificación según Idini de este para la elección de los registros de aceleraciones.

Mediante las curvas de fragilidad, se busca conocer el nivel de desempeño del puente, para diferentes niveles de intensidad de aceleraciones y generar un modelo de respuesta rápida de daño del puente. Con ello y a partir de la instrumentación a implementar, se puede generar un programa que detecte en pocos instantes los daños del viaducto frente a un evento sísmico.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- Revisión de bibliografía actualizada sobre el comportamiento no lineal de elementos de puentes viales chilenos.
- Análisis de los ensayos realizados sobre los aisladores sísmicos ensayados por DSI en USA, para digitalizarlos y posteriormente, calibrar modelos no lineales en softwares de modelamiento estructural (p.ej. Plastic-Wen en SAP2000).
- Modelamiento no lineal de topes sísmicos que proporcionan la interacción lateral entre la superestructura y las cepas del puente.
- Modelamiento rótulas plásticas en cepas donde se puede tener un comportamiento no-lineal.
- Aplicación del modelo realizado en el software SAP2000 no lineal, mediante el método Tiempo-Historia con las rótulas plásticas, los topes y los aisladores sísmicos ya modelados.
- Identificación de posibles zonas críticas y modos de falla de la infraestructura y superestructura.
- Elección de registros sísmicos según la zona, período Idini y tipo de suelo.
- Generación de curvas de fragilidad con escalamiento de los registros sísmicos ya elegidos.

## 1.4 Metodología de Trabajo

La metodología de trabajo utilizada durante este Trabajo de Título se dividió en tres partes. La primera, consistió en la recopilación de información y bibliografía necesaria para poder desarrollar una modelación no lineal del puente y sus curvas de fragilidad, que se divide en: Planos de la estructura; Estudios de suelos; Mecanismos de soporte; Guías de modelación no lineal; Implementación de aislación sísmica similar; Generación de curvas de fragilidad, entre otros. En la segunda parte, se calculó y modeló de manera no lineal los elementos del viaducto. Finalmente, se generaron las curvas de fragilidad mediante un análisis incremental dinámico.

### 1.4.1 Antecedentes de Estudio

- Se revisaron los planos del Viaducto el Salto para conocer espacialmente todas las estructuras dispuestas.
- Se estudió el material disponible sobre diseño de estructuras, aisladores sísmicos, fundaciones, rótulas plásticas y todo elemento presente en el puente, para saber de su funcionalidad y como se diseñan y construyen.
- Se analizó la modelación no lineal de puentes y los componentes presentes en la estructura.
- Se estudiaron documentos sobre la creación de curvas de fragilidad.

### 1.4.2 Modelamiento No Lineal y Curvas de Fragilidad

- Se realizó una digitalización de las respuestas (fuerza v/s desplazamiento) de los aisladores sísmicos en ensayos, mediante el software MATLAB.
- Con la digitalización de los resultados, se procedió a determinar los parámetros, ajustados a los datos experimentales, de los aisladores sísmicos a ser empleados en el programa SAP2000, esta vez, de manera no lineal, calibrando elementos no lineales como el modelo "*Plastic (Wen)*" con las curvas de respuestas obtenidas en los ensayos.
- Con las recomendaciones sugeridas por la Guía No Lineal de Puente (Pastén et al., 2021), se modelaron las rótulas plásticas presentes en los pilares de las cepas más exigidas.
- Se modelaron los topes sísmicos de manera no lineal según las recomendaciones sugeridas por la Guía No Lineal de Puentes.
- Con todos los elementos no lineales ya modelados, se realizó un análisis dinámico mediante el método tiempo-historia, para un solo registro sísmico, cuyos resultados son mostrados en detalle.
- Luego se eligieron los registros sísmicos a utilizar durante el proceso de generación de curvas de fragilidad, esto tomando en cuenta las características de suelos, períodos y zonas sísmicas.
- Para la creación de las curvas de fragilidad, se creó una herramienta computacional, que permite generar la curva de fragilidad de manera automática de la estructura modelada en el programa SAP2000. El modelo es controlado remotamente empleando comandos OAPI desde MATLAB, donde se carga secuencial e incrementalmente, una base de registros sísmicos chilenos, y con esto, la respuesta obtenida sea post procesada para determinar la curva de fragilidad de la estructura.



## **1.5 Alcances**

En la sección 2 Descripción del Viaducto el Salto-AVO, se describe la estructura estudiada, con sus formas, elementos y sistemas de aislación.

En la sección 3 Análisis No Lineal del Viaducto, se realizan las modelaciones no lineales de los elementos de la estructura, estos son; los Aisladores Sísmicos, los Topes Sísmicos y las Rótulas Plásticas, además se presenta el Análisis Modal realizado al puente.

En la sección 4 Generación de curvas de Fragilidad, se encuentran los pasos seguidos para la confección de las curvas de fragilidad mediante un análisis incremental dinámico (IDA).

En la sección 5 Catálogo de Registros Sísmicos, se da a conocer la base de registros sísmicos utilizados para la generación de curvas de fragilidad, junto a los parámetros empleados para filtrar estos. Finalmente se realiza la elección de registros que serán escalados para realizar el análisis IDA.

En la sección 6 Resultados, se presentan los resultados obtenidos para un análisis tiempo historia de 1 registro sísmico y para 180 registros sísmicos (Curvas de Fragilidad).

Finalmente, en las secciones 7 Análisis de Resultados y 8 Conclusiones Finales se presenta el análisis de los resultados finales con las conclusiones respecto a estos y se proponen recomendaciones y trabajos futuros a realizar en el Viaducto el Salto-AVO.

## 2 Descripción del Viaducto el Salto-AVO

La autopista Américo Vespucio Oriente (AVO) es una autopista urbana de 9.1 kilómetros que recorre las comunas de Recoleta, Huechuraba, Las Condes, Vitacura, La Reina y Ñuñoa, desde El Salto (Huechuraba) hasta Príncipe de Gales (La Reina). Esta autopista consta de 2 sectores:

El sector 1 está comprendido entre El Salto y el Puente Centenario; tiene al rededor 3.4 km de extensión. Es en este sector donde se encuentra el Viaducto El Salto, estructura que da continuidad al tránsito proveniente de la Concesión Vespucio Norte y que termina en un Túnel Minero de 2 km bajo el Cerro San Cristóbal para unirse al sector 2.

El sector 2 está comprendido entre el Puente Centenario y Príncipe de Gales. Tiene una longitud de 5,7 km. Este sector posee una Trincherera Cubierta en dos niveles. La trinchera superior va en dirección norte y la inferior, en dirección sur, que es donde conecta, al ya mencionado, Túnel Minero (Concesiones de Obras Públicas, 2015). En la Figura 2:1, se aprecia la ubicación de la Autopista Vespucio Oriente con sus dos sectores, mientras que en la Figura 2:2 se observa de forma específica, la ubicación del Viaducto El Salto-AVO.

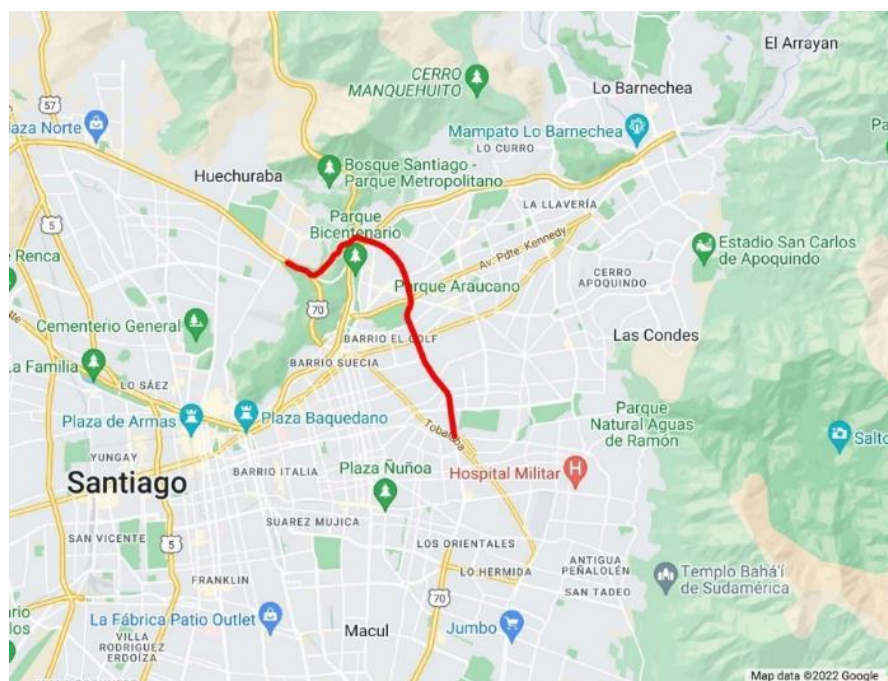


Figura 2:1 Américo Vespucio Oriente (AVO)(Dirección General de Concesiones,2013)

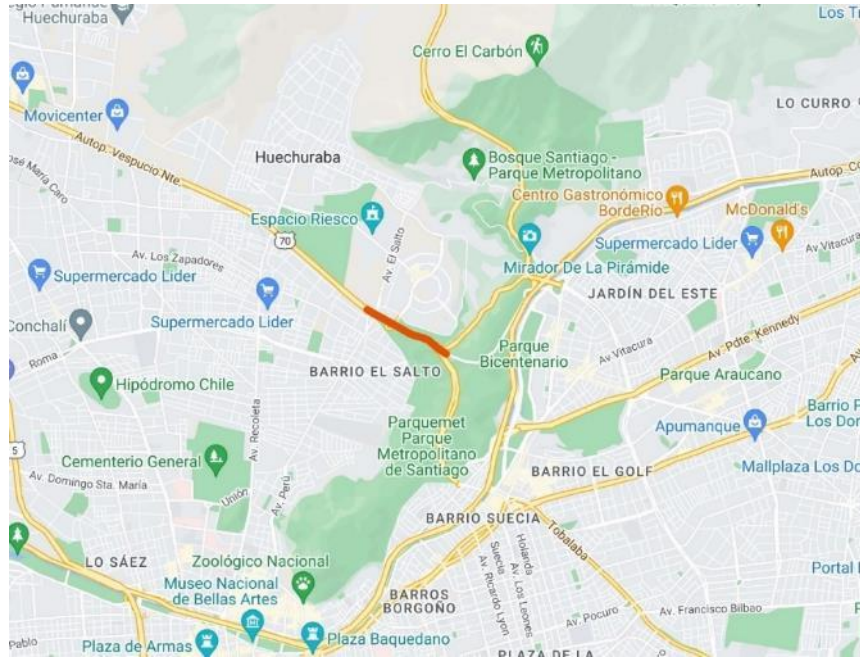


Figura 2:2 Viaducto El Salto -AVO (Dirección General de Concesiones,2013)

Como ya se describió, en el sector 1 se encuentra la estructura diseñada por el ingeniero constructor Pedro Astaburuaga. El viaducto tiene 1209 metros de largo y está conformado por 3 tramos de una infraestructura compuesta por: 27 cepas de pilares; 3 pórticos de apoyos intermedios y estribos (todos con 2 placas de apoyo, salvo en las cepas C9 y C18 con cabezal macizo para las juntas sísmicas longitudinales, con 4 placas de apoyo), sumando un total de 68 placas de apoyo o aisladores sísmicos. En la Figura 2:3 se observa la disposición general de la estructura (Plano completo en Anexo A).

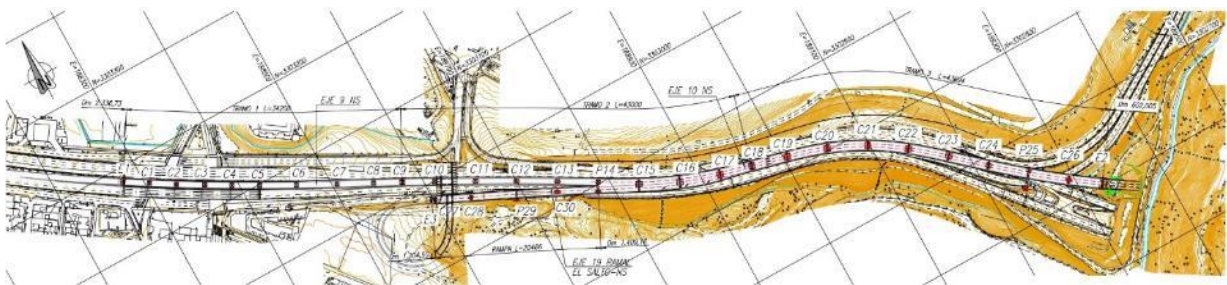


Figura 2:3 Disposición de los tramos del viaducto. (Plano General Viaducto El Salto, Astaburuaga,2020)

En los puentes la superestructura comprende los elementos que se encuentra sobre los aisladores sísmicos. Estos elementos son: sistema de piso, vigas, cerchas, entre otros. Esta sección del viaducto permite la continuidad del camino en sus calzadas y bermas, por lo que, a su vez, soporta las sobrecargas vehiculares que se transmiten a la infraestructura.

En el Viaducto El Salto AVO se encuentran luces variables de entre 30 a 60 metros en su sección principal (troncal) y su ramal. El tablero, de sección mixta (acero y hormigón armado), corresponde a una canoa metálica con losa de hormigón colaborante, de 8.72 m de ancho, que configura la sección cajón unicelular en el troncal y en el ramal y es losa, de ancho variable, desde el pódico P14, en 190 m de longitud del Tramo 2 central, que conecta las canoas a una sección bicajón. El Tramo 3 sur, de 437 m de longitud, tiene 13.22 m de ancho en sección bicajón para 3 pistas con barreras laterales hasta el túnel San Cristóbal de AVO (2041 m de canoas metálicas en total); las barreras laterales poseen un ancho de 0.36 m cada una, teniendo un ancho final entre ambas de 0.72 m (Astaburuaga, 2020b). En la Figura 2:4 se puede observar la disposición de una canoa metálica y la losa.

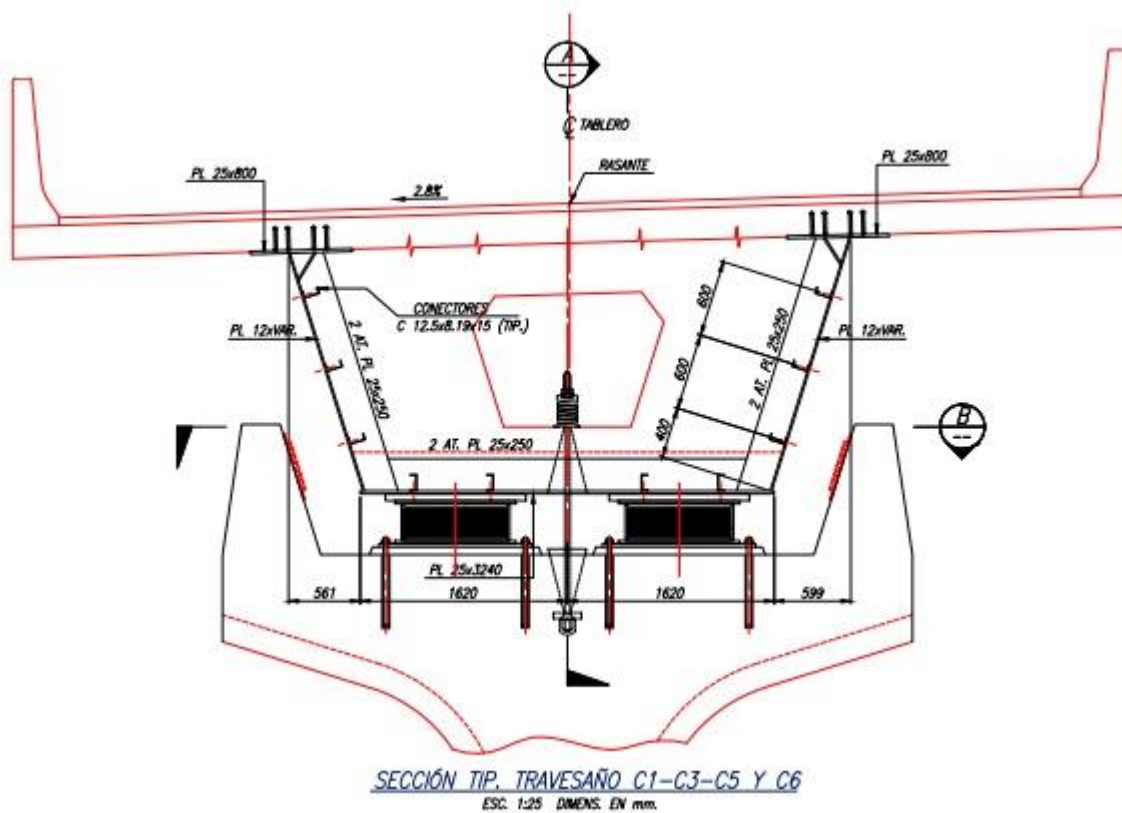


Figura 2:4 Sección Canoa Metálica (Astaburuaga,2020)

La infraestructura de un puente corresponde a la zona donde se apoya la superestructura, transmitiendo las fuerzas de estas al terreno de fundación del viaducto. En este viaducto está compuesta por 3 estribos, 27 cepas y 3 pórticos de apoyo intermedios, donde las columnas de las cepas fueron diseñadas con una sección cuadrada acartelada en sus esquinas. Además, cuenta con pilotes desde la cepa 1 a la 16, en la cepa 18, 24, 25, 26, 27, 28 y el pódico 29 y losas de fundación en todas las cepas.

En la Figura 2:5, se observa la elevación frontal de una cepa presente en este puente. Permite apreciar la disposición de la superestructura e infraestructura, con la canoa metálica, las placas de apoyo, la losa y los topes sísmicos.

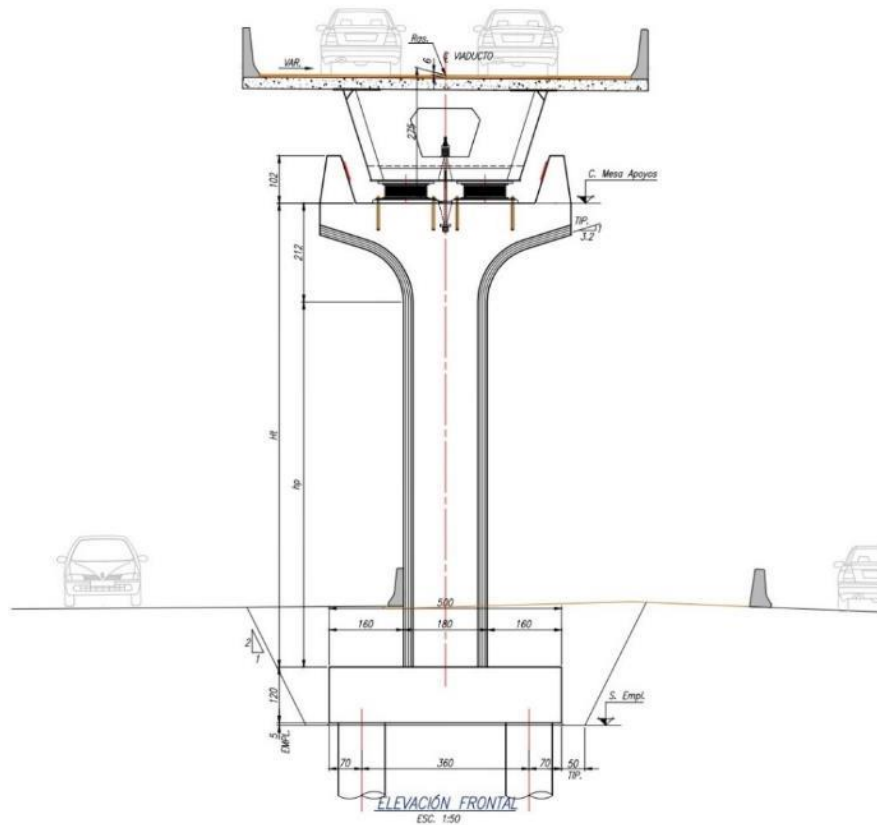


Figura 2:5 Elevación Frontal cepa (Astaburuaga, 2020)

Cada cepa cuenta con un sistema de aislación sísmico que permite disipar los esfuerzos a los que se somete el viaducto. Cabe señalar, que todas las cepas tienen 2 placas de apoyo, excepto las cepas C9 y C18 con cabezal macizo para las juntas sísmicas longitudinales, que poseen 4 placas de apoyo lo que suma un total de 68 aisladores sísmicos.

La Figura 2:6 presenta una vista frontal de la cepa 18, la particularidad de esta cepa es que, al igual que la cepa 9 y 27, la superestructura se encuentra topada con la infraestructura, es decir, la canoa metálica está en contacto con los topes sísmicos. Es por este motivo que estas 3 cepas serán estudiadas en profundidad en la sección 3.2 Topes Sísmicos.



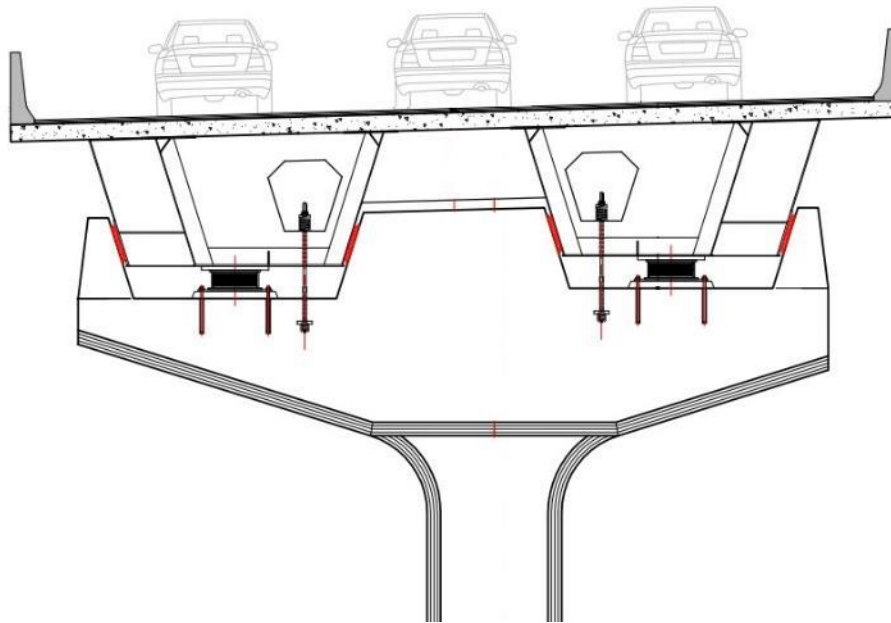


Figura 2:6 Disposición de Topes Sísmicos en Contacto con la Superestructura (Plano Cepa 18, 2020)

A las 3 cepas ya mencionadas, en los estribos, la superestructura también está en contacto con la infraestructura, limitando así los desplazamientos transversales.

## 2.1 Materiales de Construcción

Los materiales con los que se construyeron las secciones del Viaducto EL Salto -AVO son los siguientes:

1. Superestructura
  - Acero Superestructura: M270 Gr 36
  - Hormigón: G30
  - Acero de Refuerzo: A63-42H
  - Pavimento:  $\gamma_p = 2.4 \text{ ton/m}^3$
  
2. Infraestructura
  - Hormigón Pilotes: G25
  - Acero Pilotes: A63-42H
  - Hormigón Dados, Cepas y Losas: G30
  - Acero Dados, Cepas y Losas: A63-42H

### 3 Análisis No Lineal del Viaducto

**Equation Chapter 3 Section 3** Al inicio de este trabajo la oficina del ingeniero Pedro Astaburuaga proporcionó un modelo del Viaducto El Salto-AVO realizado en SAP2000. Este modelo presentaba los componentes estructurales modelados de manera lineal equivalente. De manera que la superestructura esta modelada como elementos tipo *frame*, que se apoyan en cada cepa mediante las placas de apoyo modeladas como *frames* con la definición de su material, donde se tiene la rigidez transversal obtenida en ensayos y la rigidez axial según las dimensiones reales de la placa, suponiendo un módulo de corte de  $G=8 \text{ kgf/cm}^2$  y una razón de amortiguamiento igual a 8%. La meso estructura: cabezales y pilares de cepa se encuentran modelados como *frames*, con las dimensiones que le corresponden, según planos. La infraestructura en cambio está diseñada con elementos tipo *Shell* para las losas de fundación y elementos tipo *frame* para los pilotes (Astaburuaga, 2020c).

Por otro lado, la interacción suelo-estructura se encuentra modelada con resortes puntuales en los pilotes mediante resortes de área en las fundaciones directas. Estos resortes horizontales están posicionados cada 1 metro en dirección vertical, tanto para dirección longitudinal como transversal en cada pilote. Las rigideces de estos resortes están calculadas según el Informe Complementario de Mecánica de Suelos Viaducto El Salto –Tramo 1 (INF.3775-123-2018)(Astaburuaga, 2020). Se decidió mantener la modelación de la interacción suelo-estructura según el modelo original, dado que, en general, el suelo puede ser considerado semi-rígido.

Es importante recalcar, que en el modelo original la estructura se encuentra topada transversalmente en los estribos E1 y E2 y en las cepas 9, 18 y 27. En los estribos esta topada mediante una restricción lateral de movimiento y en las cepas, esta modelada con un elemento tipo *frame* de hormigón que mediante un *equal constraint* impone los mismos desplazamientos transversales que la superestructura.

Los objetivos de este trabajo son cambiar la modelación lineal de los topes sísmicos presentes en las cepas, de los aisladores sísmicos y de las posibles de rótulas plásticas en cepas de interés, a una modelación no lineal. A continuación, se presentan los procesos y pasos seguidos para realizar lo mencionado.

#### 3.1 Aisladores Sísmicos

En el ámbito nacional, la unión más común entre infraestructura y superestructura es mediante el uso de placas de apoyos elastoméricas, que sostienen las vigas longitudinales de un puente tradicional. Esta forma de conectar las dos partes del puente ya nombradas, logra que la respuesta general de la estructura dependa del comportamiento de estos elementos, es decir, cualquier variación en el comportamiento de las placas de apoyo produce un cambio en las propiedades dinámicas del puente (Pastén et al., 2021). Lo anterior se realiza con el objetivo de aislar la superestructura de la infraestructura, mediante un apoyo de alta flexibilidad horizontal y así, reducir las cargas efectivas que genera un sismo y/o las deformaciones de la super e infraestructura (concentrándose las deformaciones en los aisladores sísmicos).

El sistema de aislación sísmica de este viaducto está constituido por placas de apoyo LRB (lead-rubber bearing) elemento que está compuesto por capas alternadas de material elastomérico y láminas de acero vulcanizado, con un núcleo de plomo en su centro. Se utilizaron 4 tipos de aisladores sísmicos en el puente, los cuales se detallan en la Tabla 3-1. Cada lámina de goma posee una altura de 12.7 [mm] y cada lámina de acero, una altura de 3.4 [mm].

<i>Tipo de Placa</i>	<b>Diámetro Placa [mm]</b>	<b>Altura Neopreno[mm]</b>	<b>Diámetro Núcleo de Plomo</b>
A	685.5	152.4	114.3
B	850.9	190.5	146.1
C	901.7	177.8	170
D	952.5	165.1	170

Tabla 3-1 Dimensiones Placas de Apoyo

Los aisladores sísmicos presentes en este puente van anclados a la superestructura como a la infraestructura. Para anclarse a la superestructura se usa una placa base que va soldada a la canoa metálica mediante filetes de soldadura. Y para anclarse a la viga cabezal se utilizan 12 pernos de  $\Phi 36$ , calidad A36 y largo 658 mm. En las Figura 3:1 y Figura 3:2 se muestra una vista frontal y en elevación de un plano específico de una placa de apoyo, donde se aprecian los anclajes, las capas de material y el núcleo de plomo.

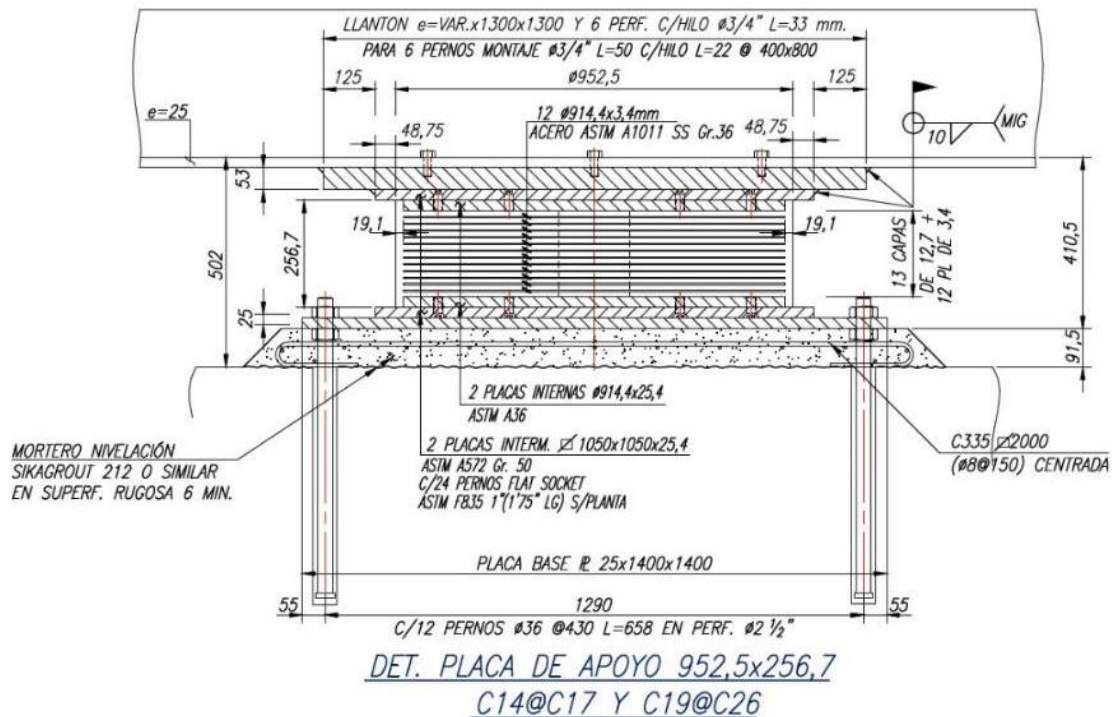


Figura 3:1 Elevación Frontal Placa de Apoyo (Astaburuaga, 2020).





respetadas en su totalidad en los diseños a realizarse en Chile. Además, señala que las placas elastoméricas deben ser ensayadas según se indica en el Volumen N°5 del Manual de Carreteras (MOP-DGOP-Dirección de Vialidad, 2018), el cual apunta que para puentes de 3 o más vanos, todas las placas de apoyo elastomérico a usar deben pasar por el proceso de ensayos presente en la Sección 15.2 de la Norma “Guide Specification For Seismic Isolator Design” (AASHTO, 2010).

En el caso particular del viaducto El Salto-AVO, se decidió utilizar un sistema de aislación sísmica (con alturas de goma mayores a las placas de apoyo elastoméricas tradicionales) de manera de aumentar el periodo fundamental de la superestructura y reducir las demandas sísmicas. De esta forma se construyeron y ensayaron los aisladores sísmicos por la empresa Dynamic Isolator Systems(DIS) en Reno, Nevada, EEUU, bajo las especificaciones y requerimientos prescritos en los planos de Diseño y en las Matrices de Ensayos del ingeniero Pedro Astaburuaga. Los ensayos realizados son del tipo corte-compresión y se especifican a continuación para cada tipo de placa:

<b>Tipo de Ensayo</b>	<b>Carga Vertical [tonf]</b>	<b>Número de ciclos</b>	<b>Porcentaje de deformación</b>	<b>Desplazamiento[cm]</b>
A	220	3	33%	50
B	220	20	33%	50
C	220	3	192%	293
D	220	3	48%	73
E	220	3	96%	147
F	220	3	144%	220
G	220	3	192%	293
H	220	3	240%	366
I	220	3	33%	50
J	220	3	192%	293
K	330	1	225%	343
L	176	1	225%	343

Tabla 3-2 Ensayos realizados a Elastómero Tipo A

<b>Tipo de Ensayo</b>	<b>Carga Vertical[tonf]</b>	<b>Número de ciclos</b>	<b>Porcentaje de deformación</b>	<b>Desplazamiento[cm]</b>
A	415	3	26%	50

<i>B</i>	415	20	26%	50
<i>C</i>	415	3	204%	389
<i>D</i>	415	3	51%	97
<i>E</i>	415	3	102%	195
<i>F</i>	415	3	153%	292
<i>G</i>	415	3	204%	389
<i>H</i>	415	3	255%	486
<i>I</i>	415	3	26%	50
<i>J</i>	415	3	204%	389
<i>K</i>	623	1	231%	439
<i>L</i>	332	1	231%	439

Tabla 3-3 Ensayos realizados a Elastómero Tipo B

<b><i>Tipo de Ensayo</i></b>	<b>Carga Vertical[tonf]</b>	<b>Número de ciclos</b>	<b>Porcentaje de deformación</b>	<b>Desplazamiento[cm]</b>
<i>A</i>	422	3	28%	50
<i>B</i>	422	20	28%	50
<i>C</i>	422	3	224%	399
<i>D</i>	422	3	56%	100
<i>E</i>	422	3	112%	200
<i>F</i>	422	3	168%	299
<i>G</i>	422	3	224%	399
<i>H</i>	422	3	281%	499
<i>I</i>	422	3	28%	50
<i>J</i>	422	3	224%	399
<i>K</i>	633	1	253%	449
<i>L</i>	338	1	253%	449

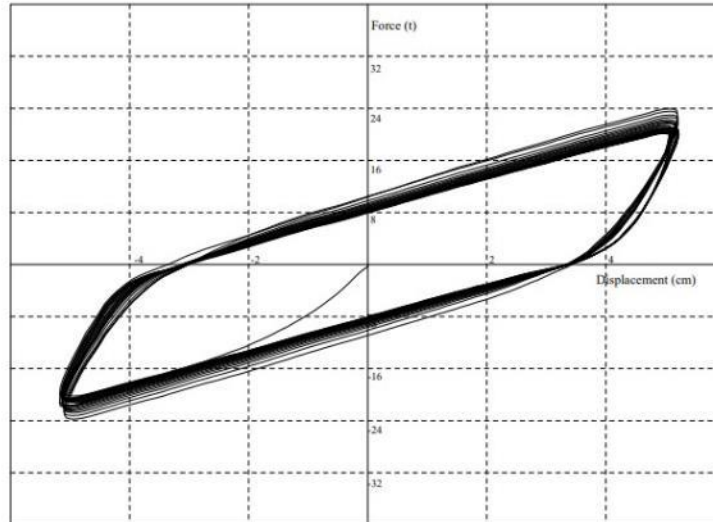
Tabla 3-4 Ensayos realizados a Elastómero Tipo C

<b>Tipo de Ensayo</b>	<b>Carga Vertical [tonf]</b>	<b>Número de ciclos</b>	<b>Porcentaje de deformación</b>	<b>Desplazamiento [cm]</b>
A	618	3	30%	50
B	618	20	30%	50
C	618	3	221%	365
D	618	3	55%	91
E	618	3	111%	183
F	618	3	166%	274
G	618	3	221%	365
H	618	3	276%	456
I	618	3	30%	50
J	618	3	221%	365
K	927	1	252%	415
L	494	1	252%	415

Tabla 3-5 Ensayos realizados a Elastómero Tipo D

El comportamiento de los aisladores sísmicos durante estos ensayos es de tipo histerético, por lo que, van variando sus propiedades según el desplazamiento al que es sometido, sumado a esto se encuentra el efecto *scragging* que muestra como los aisladores presentan una mayor resistencia y rigidez en los ciclos iniciales de sus curvas histeréticas para luego estabilizarse en los siguientes ciclos de los ensayos.

En la Figura 3:3 se puede observar el comportamiento histerético de una placa de apoyo tipo A siendo testada en un ensayo tipo B de la empresa DIS.



Job: 377 (Viaducto El Salto (AVO)) Test Name : 37446-001.dat  
 Class: Prototype Type: A Isolators 25257 & 25262 Tested: 11/18/2019 10:58:36 AM  
 Test Type: Prototype Test Matrix ID: B (Load: 220tons, Displacement: 50mm)

Figura 3:3 Curva Fuerza vs Desplazamiento de un elastómero. (Prototype and Production Isolator Test Report, 2020)

Se realizaron ensayos a todos los aisladores sísmicos que fueron utilizados en el viaducto (En Anexo B se detallan los ensayos aplicados a todos los aisladores), con los cuáles se obtuvieron las rigideces efectivas de cada aislador según la Figura 3:4 (máxima fuerza dividida por el máximo desplazamiento del ensayo, el cual se efectuó de acuerdo a los desplazamientos inferidos del análisis modal espectral del viaducto), obteniendo los resultados de la Tabla 3-6.

<b>Tipo de Placa</b>	<b>Rigidez Efectiva, <math>K_{eff}</math>[ton/m]</b>
<i>A</i>	223
<i>B</i>	259
<i>C</i>	341
<i>D</i>	403

Tabla 3-6 Rigideces Placas de Apoyo Elastoméricas según ensayos.

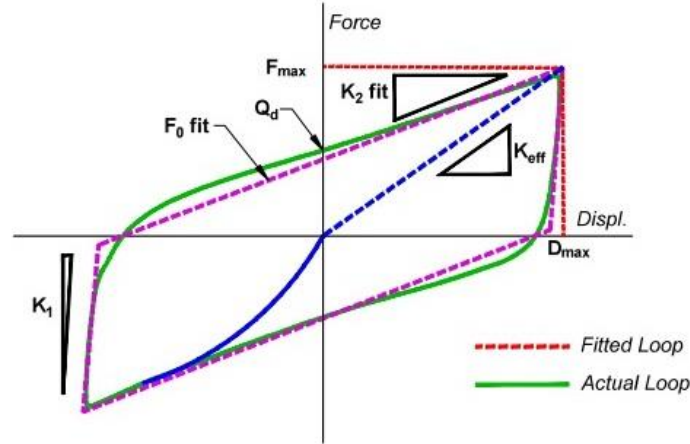


Figura 3:4 Disposición gráfica de las propiedades del apoyo.(Astaburuaga,2020)

Respecto del protocolo de los ensayos realizados, el ingeniero Pedro Astaburuaga indica que “se aplicaron en el control de calidad final las prescripciones adicionales del Vol. 5 del Manual de Carreteras del MOP (cap. 5.514.303 (5)), al aumentar de 3 a 6 ciclos los ensayos de corte-compresión de producción de todas las placas de apoyo, los cuales se especificaron con tolerancia de grupo en la rigidez efectiva  $K_{eff}$  de  $\pm 15\%$ ”(Astaburuaga, 2020).

Para poder realizar un modelo Buoc-Wen que se ajuste a las curvas histeréticas ensayadas, se debió, como primera instancia, digitalizar los gráficos de los resultados que proveyeron los estudios aplicados a los aisladores sísmicos, estos están presentes en los ensayos encargados a la empresa Dynamic Isolation Systems (Dynamic Isolation Systems, 2020). Luego, se hace un ajuste del elemento link “*Plastic (Wen)*”, para poder obtener los 4 parámetros de la rigidez lateral que son: rigidez inicial ( $k_1$  en Figura 3:4), tensión de fluencia ( $f_y$ ), exponente de fluencia y ratio. Con estos 4 datos se puede ajustar a las curvas ya nombradas.

Para el proceso de ajuste de las propiedades de estas placas, se usaron todas las curvas de los ensayos a prototipos, ya que, estas fueron ensayadas a distintas deformaciones y a distintas cargas axiales, por lo que, revelan el comportamiento del aislador a distintas exigencias.

Para lograr este objetivo se debió hacer lo siguiente:

- Primero, se digitalizaron los ensayos, mediante una herramienta de Matlab que permite digitalizar en forma manual la imagen de un gráfico.
- Con todas las curvas ya digitalizadas, se agrupan todos los ensayos referidos a uno de los tipos de aislador sísmico y luego se modela un elemento link no lineal del tipo Buoc-Wen. Es decir, se realiza la modelación en SAP2000 de un elemento link Buoc-Wen y se le imponen las deformaciones cíclicas de un determinado ensayo, con lo cual se define su curva histerética. Esto es realizado en forma automática utilizando la interfaz OAPI desde MATLAB, que permite controlar SAP2000 desde un programa externo (i.e., correr un

modelo y extraer resultados), para todos los ensayos asociados al tipo de aislador sísmico correspondiente. De igual forma, con MATLAB se modifica secuencialmente el archivo S2K del modelo para modificar los parámetros que definen el modelo Buoc-Wen (4 parámetros) y con OAPI se obtienen las curvas histeréticas modeladas para cada ensayo (conforme a los parámetros ingresados). Luego, se utilizan herramientas de minimización (fmincon de MATLAB) de manera de reducir el error medio cuadrático normalizado (NRMSE) entre las curvas histeréticas obtenidas a través de la modelación y las experimentales, modificando los parámetros del modelo Buoc-Wen. Es decir, se comienza con un modelo inicial del aislador sísmico y luego MATLAB ajusta los parámetros del elemento link “*Plastic (Wen)*”, de manera de minimizar las diferencias de fuerzas obtenidas a través de la modelación y los datos experimentales (en forma simultánea, asociados a todos los ensayos realizados a diversos niveles de deformación cíclica y carga vertical). Esta herramienta permite ajustar los parámetros del elemento link, de manera que la curva histerética que este presenta, para distintas deformaciones, se asemeje a las curvas de los ensayos que fueron digitalizados. Este proceso es iterativo y va variando las características del elemento hasta llegar a un punto en el que ya no puede asemejarse más a las curvas y entrega un resultado con los 4 parámetros ya descritos. Los resultados se presentan a continuación.

Como se mencionó anteriormente, se realizó un proceso de digitalización de las curvas y luego un proceso de ajuste de los parámetros del elemento “*Plastic(Wen)*” de SAP2000 con respecto a las curvas experimentales. Estos parámetros se presentan en la Tabla 3-7.

<b>Tipo de Placa</b>	<b>Rigidez Inicial, <math>k_0</math>[kN/cm]</b>	<b>Fluencia, <math>f_y</math>[kN]</b>	<b>Ratio</b>	<b>Exponente de Fluencia</b>
A	181.8055	128.7898	0.0874	0.3502
B	475.5245	183.1912	0.0457	0.1585
C	530.6869	225.5657	0.042	0.1757
D	1095	228.5087	0.0237	0.1027

Tabla 3-7 Parámetros para Rigidez lateral de Placas de Apoyo

A modo de ejemplo, en la Figura 3:5 se muestra el resultado final de las curvas ajustadas para un aislador del tipo A. En verde se muestra la curva experimental obtenida en los ensayos para distintos niveles de deformación y en azul, la curva con la quedó finalmente ajustado el elemento no lineal de SAP2000.



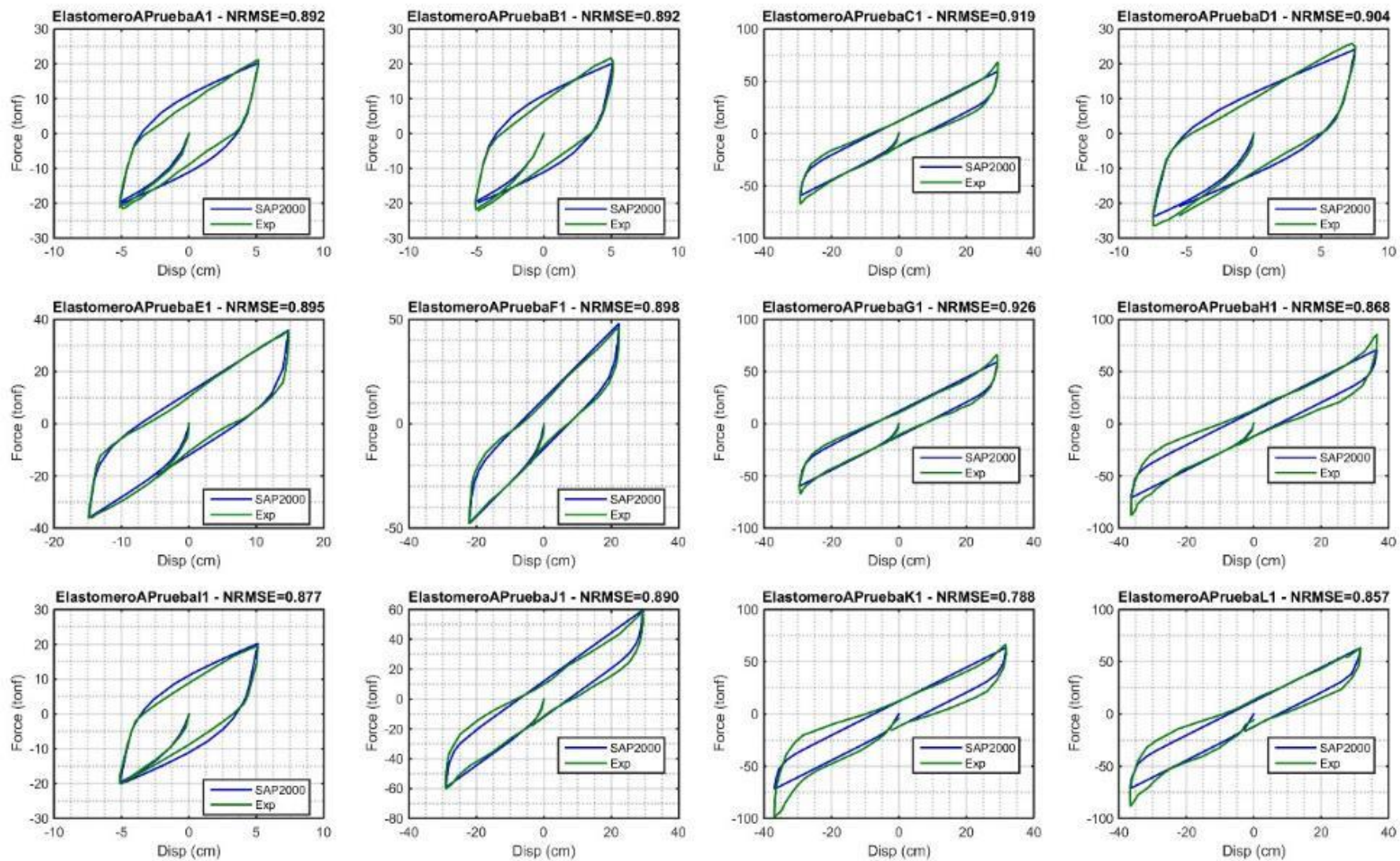


Figura 3:5 Comparación Modelo Buoc-Wen y Ensayos Aisladores Sísmicos Tipo A.



La Figura 3:6 grafica como varían las propiedades de las placas de apoyo Tipo A y como, según se aumenta el porcentaje de deformación, estas disminuyen su rigidez, su módulo de corte y su amortiguamiento.

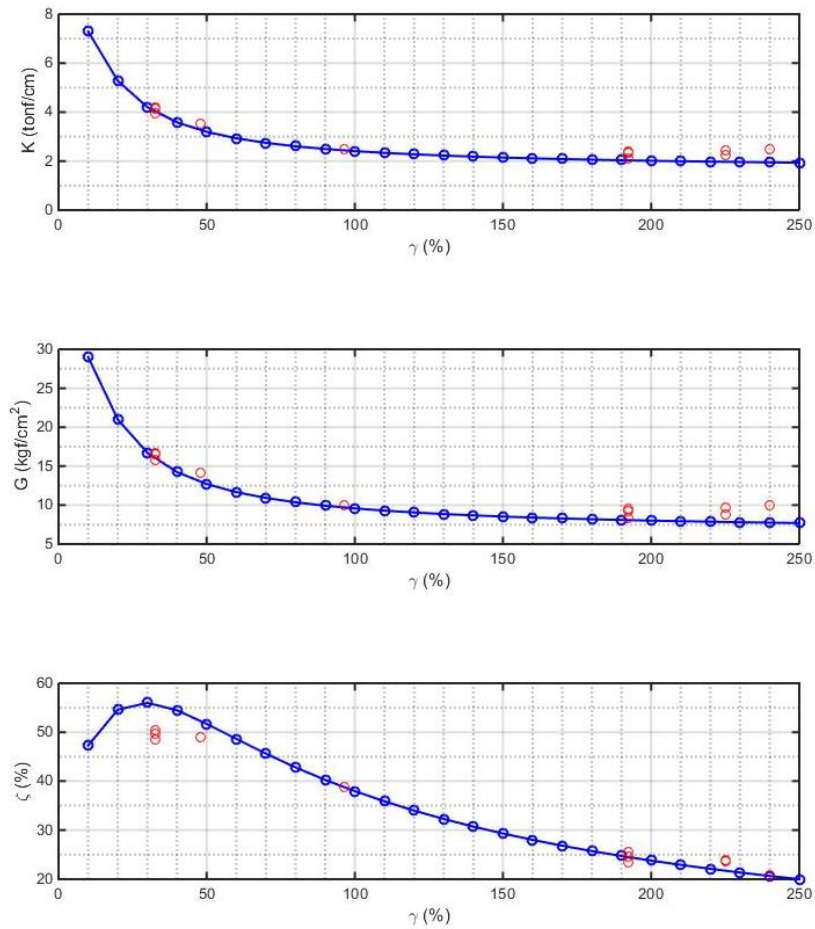


Figura 3:6 Variación de Propiedades del Aislador Sísmico Tipo A.

Finalmente, la Figura 3:7, grafica, en rojo las curvas digitalizadas de los ensayos (para distintos niveles de deformación) y en azul las curvas fuerza vs desplazamiento del elemento que se utilizará en el modelamiento no lineal presente en SAP2000 para diversos niveles de deformación de corte (5-250% de deformación).

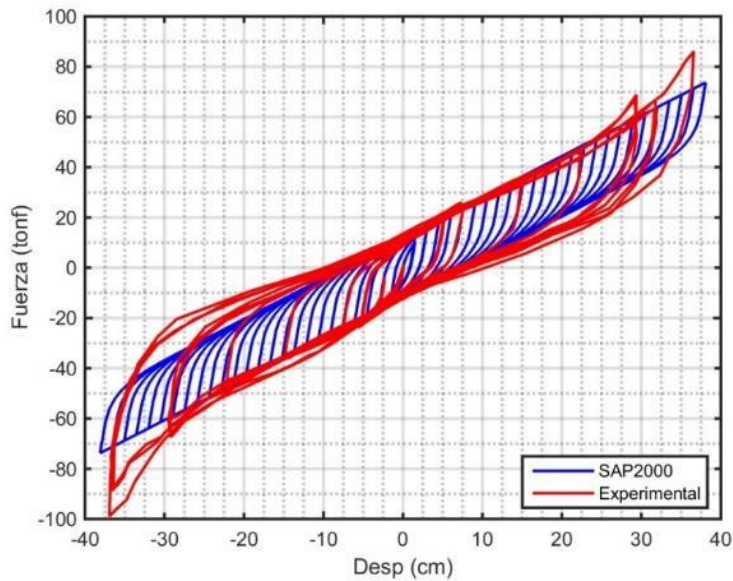


Figura 3:7 Curvas ajustadas para todos los Niveles de Deformaciones.

En Anexo C se encuentran los resultados de este proceso para las otras 3 placas de apoyo (Aislador Sísmico B, C y D).

### 3.1.2 Rigidez Flexural

En esta sección se muestran las ecuaciones utilizadas para calcular la rigidez flexural de los aisladores sísmicos, según las descripciones presentes en el libro de Kelly (2007), en este cálculo se consideran las inercias, la forma del aislador y su geometría. Se resume entonces los aspectos fundamentales de utilidad para este trabajo:

$$K_{\theta e} = \frac{E_b \cdot I_e}{H_g} \quad (3.1)$$

$$I_e = \frac{\pi \cdot r^4}{4} \quad (3.2)$$

$$E_b = E \cdot (f_{b1} + f_{b2}) \quad (3.3)$$

$$f_{b1} = 1 \quad (3.4)$$

$$f_{b2} = \frac{r^2}{6t^2} \quad (3.5)$$

Donde:

H<sub>g</sub>: Altura total de las gomas de la placa de apoyo elastoméricas.

L<sub>e</sub>: Largo de la placa de apoyo elastomérica.

A<sub>e</sub>: Ancho de la placa de apoyo elastomérica.

e<sub>lg</sub>: Espesor de una lámina de goma de la placa de apoyo elastomérica.

E: Módulo elástico.

I<sub>e</sub>: Inercia sección circular.

E<sub>b</sub>: Módulo elástico en flexión.

r: Radio de la placa de apoyo elastomérica.

t: Espesor de una lámina de goma.

f<sub>b1</sub>: Factor de rigidez a flexión para sección circular de radio 'r'.

f<sub>b2</sub>: Factor de rigidez a flexión para sección circular de radio 'r'.

### 3.1.3 Rigidez Axial

Se utiliza el mismo método que en la sección 3.1.2 Rigidez Flexural, considerando así el alto de cada lámina de goma y la geometría del aislador:

$$K_a = \frac{E_c \cdot A}{H_g} \quad (3.6)$$

$$E_c = E \cdot (f_{c1} + f_{c2}) \quad (3.7)$$

$$f_{c1} = 1 \quad (3.8)$$

$$f_{c2} = \frac{r^2}{2 \cdot t^2} \quad (3.9)$$

f<sub>c1</sub>: Factor de rigidez a compresión para sección circular de radio 'r'.

f<sub>c2</sub>: Factor de rigidez a compresión para sección circular de radio 'r'.

A: Área en planta de la placa de apoyo elastomérica.

E<sub>c</sub>: Módulo elástico en compresión.

### 3.1.4 Rigidez Torsional

La rigidez torsional considera la fuerza necesaria para conseguir una torsión a través del eje vertical de la placa de apoyo. Se consideran las siguientes ecuaciones, donde se toma en cuenta el módulo de corte de los elastómeros y la geometría de la placa con su inercia:

$$K_{\phi} = \frac{G \cdot J}{H_g} \quad (3.10)$$

$$J = \frac{\pi \cdot r^4}{2} \quad (3.11)$$

Donde:

$H_g$ : Altura total de las gomas de la placa de apoyo elastoméricas.

$G$ : 13[kgf/cm<sup>2</sup>], módulo de corte para caso sísmico.

$J_e$ : Momento de inercia sección circular.

$r$ : Radio de la placa de apoyo elastomérica.

### 3.1.5 Resultados Placas de Apoyo

Los resultados obtenidos para las 3 rigideces restantes de cada placa de apoyo, según las ecuaciones propuestas, son los siguientes:

<b>Rigidez</b>	<b>Placa A</b>	<b>Placa B</b>	<b>Placa C</b>	<b>Placa D</b>
<i>Flexural</i> [kN/m]	51357.43	149943.68	227300.	339900.
<i>Axial</i> [kN/m]	5751545	10912924	14741916.	19764181.
<i>Torsional</i> [kN/m]	181.4152	344.4154	465.3452	623.9883

Tabla 3-8 Parámetros para rigidez lateral de Placas de Apoyo

Con estos resultados se logró modelar las restricciones para desplazamientos y giro en los 3 ejes de las placas de apoyo elastoméricas. En la Figura 3:8 se puede observar, envuelto en rojo, la modelación final de las placas de apoyo. Este elemento se une mediante elementos tipo link rígidos, en diagonal a la superestructura y verticalmente a la viga cabezal, para transmitir en forma directa los esfuerzos y aceleraciones.

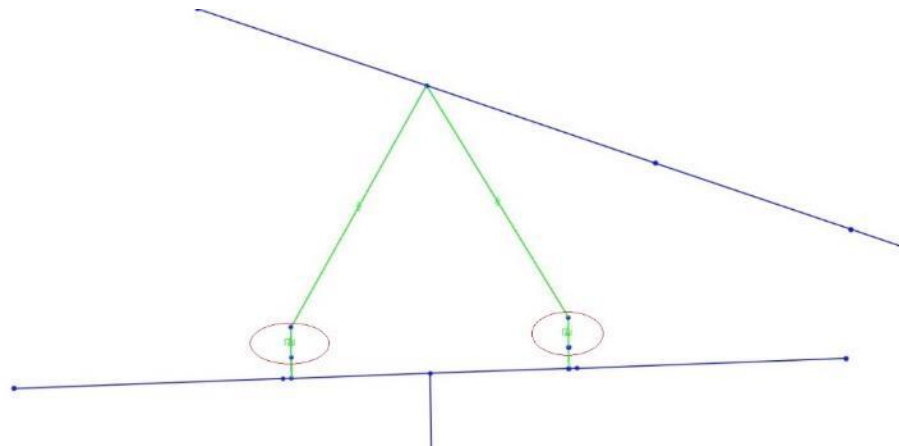


Figura 3:8 Modelación Placas de Apoyo.

### 3.2 Topes Sísmicos

Los topes sísmicos son elementos estructurales de hormigón armado en el viaducto, que pueden ser internos o externos. Su finalidad es limitar los desplazamientos transversales excesivos de la superestructura y así evitar que la superestructura pierda soporte vertical cuando ocurren desplazamientos más allá de lo admisible por el sistema de aislación sísmica. En el caso particular del puente El Salto-AVO, los topes sísmicos son también utilizados para generar una trabazón lateral en las cepas de conexión de tramos y en los estribos.

Todas las cepas cuentan con sus respectivos topes sísmicos, que tienen una distancia entre la superestructura y el tope (GAP) de aproximadamente 450 milímetros. Sin embargo, existen 3 cepas donde no se cumple esta distancia y los elementos están dispuestos a tope como se muestra en la Figura 3:9, por lo tanto, no existe un GAP considerable entre la superestructura y los topes sísmicos, implicando que estos topes serían activados en forma casi inmediata en la medida que exista movimiento transversal relativo entre la superestructura y estas cepas. Además de estas 3 cepas, los estribos del viaducto se encuentran igualmente topados.

En general, según los principios dispuestos en el manual de carretera, los topes sísmicos debieran actuar como elementos fusibles, esto quiere decir, que este elemento debe poseer una capacidad baja y que fallen antes de generar un exceso de carga sobre las columnas, de manera de prevenir que la infraestructura sufra daños importantes, pero que al mismo tiempo sean lo suficientemente dúctiles como para prevenir los desplazamientos laterales relativos de la superestructura.

En el caso del Viaducto El Salto-AVO, los topes sísmicos son robustos y por tanto no se planean como elementos fusibles, sino que más bien se busca garantizar que la superestructura no exhiba desplazamientos relativos transversales excesivos para todo evento, contando de esta forma que la infraestructura sería suficientemente resistente como para resistir las cargas de impacto (en caso de que existan). Además, dado el espaciamiento de los topes sísmicos para las cepas intermedias, se intenta que los topes sólo trabajen cuando ya se haya agotado la capacidad de deformación de los aisladores sísmicos y/o cuando se generen deformaciones transversales significativas (mayores a 45 cm). Es decir, se piensan como elementos que debieran trabajar sólo para acciones extremas y como medida de emergencia. Por el contrario, en las cepas de final de tramos y en los estribos, los topes se propusieron para generar una trabazón lateral de la estructura, en vez de trabajar como topes sísmicos tradicionales. Es de mencionar, que esta filosofía de diseño ha sido ampliamente empleada por el profesor Astaburuaga (ej., viaducto el Salto Largo o ex Marga-Marga) entendiéndose que en general las formas modales tienden a ser nulas en los extremos de un puente recto y por tanto naturalmente no debieran generarse fuerzas sísmicas relevantes en los topes ubicados a cada final de tramo. De esta forma el tope transversal a final de tramo se emplea como una herramienta para intentar garantizar que la estructura no experimente deformaciones laterales residuales al menos en sus extremos.

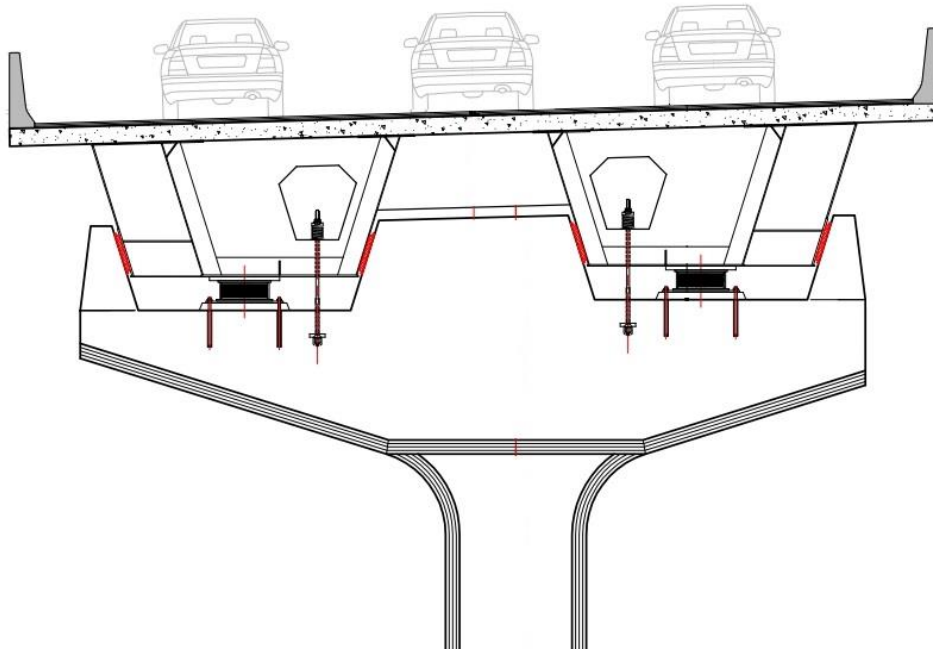


Figura 3:9 Tope Sísmico Topado en Cebra 18. (Astaburuaga,2020).

En este trabajo se modelaron los 3 toques sísmicos que se encontraban topados, puesto que, al estar en contacto con la estructura, estos están transmitiendo esfuerzos hacia la columna, y generan aumento en los momentos y esfuerzos que recibe.

En el modelo inicial, entregado por el ingeniero Pedro Astaburuaga, los toques de estas 3 cebras están modelados mediante un *equal constraint* (conforme a ejes locales transversal a la cebra y/o tablero) que supone una conexión transversal infinitamente rígida entre la superestructura y el tope, que es una función que ofrece el software SAP2000 para que distintos elementos tengan los mismos movimientos en ejes coordenados específicos (individuales para cada cebra).

En el modelo que se utilizó para el análisis no lineal de este trabajo, se considera un elemento tipo *GAP* que simula la separación mínima entre la superestructura y el tope sísmico (en rojo en Figura 3:9). Este elemento es una placa de acero y elastómeros que sirve para mitigar los impactos. Así mismo, con el elemento *GAP* se pueden observar los impactos, ya que la superestructura está topada, pero no unida al tope.

Para la modelación del comportamiento de los toques se siguieron los lineamientos de la Guía Análisis No Lineal de Puentes (Pastén et al., 2021). En las secciones 3.2.1, 3.2.2 y 3.2.3, de este informe, se detallan los métodos utilizados.

Los estribos E1 y E2 de la estructura también se encuentran topados transversalmente, en la modelación del puente, estos están topados mediante una restricción de movimiento, se dejó de

esa manera, ya que las llaves de corte construidas de forma monolítica con los estribos, incluyendo la conexión al muro, presentan resistencias que superan significativamente las resistencias utilizadas en los topes de las cepas, en otras palabras, son muy rígidas. Se fundamenta en que la superficie de falla puede atravesar, además de la llave de corte y su mesa de apoyo, el muro y sus muros alas. Por lo que se decidió dejar estos topes según como estaban modelados anteriormente, con la restricción ya impuesta. Esta falla en estribos es de compleja modelación y puede ser realizada mediante modelos de elementos finitos como los realizados por Pablo Carrillo (2021).

En las secciones 3.2.1 Modelo de falla puntal-tensor (*Strut & Tie*); 3.2.2 Falla Diagonal por Corte y 3.2.3 Falla por Fisuración del Concreto de Llaves de Corte Monolíticas a través de la Interfaz Llave-mesa de Apoyo, se presentan los detalles de cálculo y ecuaciones seguidas para la modelación de los topes sísmicos. Esto se realiza siguiendo las indicaciones y recomendaciones de la Guía para el Análisis No Lineal de Puentes y de Pablo Carrillo (2021).

### 3.2.1 Modelo de falla puntal-tensor (*Strut & Tie*)

Una de las curvas de respuesta para topes sísmicos exteriores, sugeridas por la Guía de Análisis No Lineal de Puentes Chilenos, se basa en un modelo propuesto por Goel & Chopra (2008), que es una simplificación del modelo ya propuesto por Megally et al. (2002). Este modelo propone una ecuación llamada *Strut & Tie Model*, que calcula la capacidad de la llave de corte mediante un equilibrio de momento en el extremo inferior de la viga de coronamiento. La superficie de falla, como se ve en la Figura 3:10, es el espacio geométrico entre la parte inferior del tope sísmico y la parte inferior de la viga de coronamiento, generando así una superficie de falla inclinada (Carrillo Peralta, 2021b).

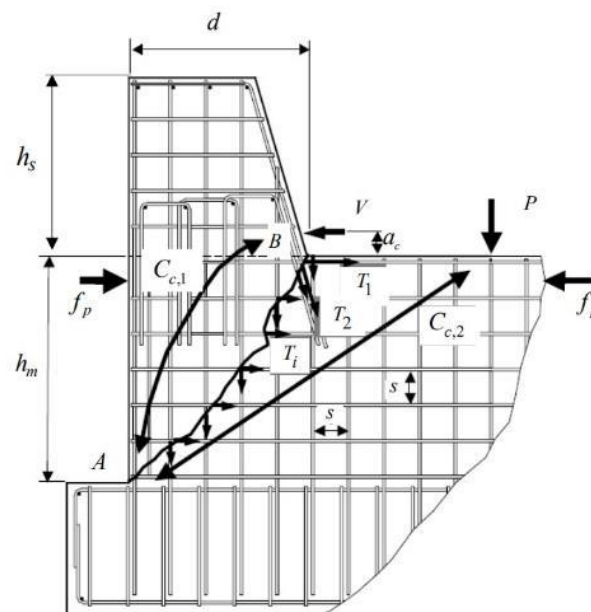


Figura 3:10 Modelo Puntal-tensor propuesto por Megally et al. (*Strut & Tie*). Megally et al. (2002)



Las ecuaciones que se desprenden de este modelo consideran el hormigón comprimido y el acero traccionado y se presentan a continuación:

$$V_n = V_s + V_C \quad (3.12)$$

Donde:

$V_n$ : Capacidad Tope Sísmico[kN].

$V_s$ : Capacidad del Acero[kN].

$V_C$ : Capacidad del Hormigón[kN].

Así entonces, para definir la capacidad del acero y del hormigón se utiliza lo siguiente:

$$V_s = [F_p h_p + T_1 h + T_2 d + n_h T_{i,h} \frac{h^2}{2s} + n_v T_{i,v} \frac{d^2}{2s}] \left( \frac{1}{h+a} \right) \quad (3.13)$$

Donde:

$V_s$ : Capacidad del Acero [kN].

$F_p$ : Fuerza de Pretensado [kN].

$h_p$ : Altura del Pretensado [kN].

$T_1$ : Fuerza de Barras Horizontales [kN].

$T_2$ : Fuerza de Barras Diagonales [kN].

$d$ : Largo de Tope [mm].

$n_{h/v}$ : N° de Caras de Refuerzo Lateral, Horizontal/Vertical.

$T_{i,h/v}$ : Fuerza De 1 Refuerzo Lateral, Horizontal/Vertical [kN].

$s$ : Separación entre Barras de Refuerzo Lateral, Horizontal/Vertical [kN].

$a$ : Brazo de Aplicación de Carga Lateral [mm].

Las fuerzas ejercidas por las barras de refuerzo se consideran de la siguiente forma:

$$T_1 = A_{s1} f_{y1} \quad (3.14)$$

$$T_2 = A_{s2} f_{y2} \quad (3.15)$$

$$T_{i,h/v} = A_{s,h/v} f_{y,h/v} \quad (3.16)$$

Donde:

$T_1$ : Fuerza de Barras Horizontales [kN].

$T_2$ : Fuerza de Barras Diagonales [kN].

$T_{i,h/v}$ : Fuerza de 1 Refuerzo Lateral, Horizontal/Vertical [kN].

$A_{s,1}$ : Área de Refuerzo Horizontal [mm<sup>2</sup>].

$A_{s,2}$ : Área de Refuerzo Diagonal [mm<sup>2</sup>].

$A_{s,h/v}$ : Área de 1 Refuerzo Horizontal/Vertical [mm<sup>2</sup>].

$f_{y,i}$ : Tensión de Fluencia de Refuerzo Horizontal/Diagonal [MPa].

$f_{y,h/v}$ : Tensión de Fluencia de Refuerzo Lateral, Horizontal/Vertical [MPa].

Finalmente, la capacidad del hormigón se define por:

$$V_c = 2.4\sqrt{f'_c}bh \quad (3.17)$$

Donde:

$V_c$ : Capacidad del Hormigón [kips].

$f'_c$ : Resistencia a la Compresión del Hormigón [psi].

$b$ : Ancho de Llave [in].

$h$ : Altura de Viga de Coronamiento [in].

Con la capacidad de la llave de corte, para poder modelar el tope sísmico en SAP2000, se necesita la curva fuerza-desplazamiento. Esta fue realizada basada en los resultados de Megally et al. (2002) y Bozorgzadeh et al. (2007), que proponen una histéresis para llaves externas monolíticas. Se puede observar en la Figura 3:11, como se consideran las componentes del acero y el hormigón.

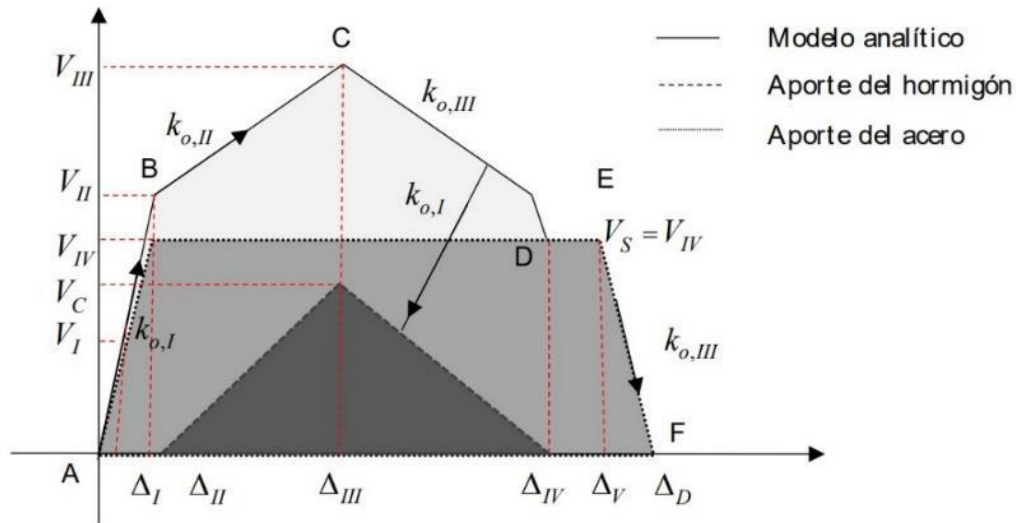


Figura 3:11 Curva tensión-deformación para llaves de corte externas. Megally et al. (2002)

En esta figura se observan 5 niveles de capacidad, estos se refieren a:

- Nivel 1: En estos instantes el tope presenta un comportamiento elástico, la zona limita con el punto I que es donde comienza la fisuración del hormigón. En este punto el acero aún está en su zona elástica.

$$V_{cr} = \frac{7.5\sqrt{f_c'}bd}{3k + \sqrt{9k^2 + 4}} \quad (3.18)$$

Donde:

$V_{cr}$ : Capacidad Previo a Fisuración [kips].

$f_c'$ : Resistencia a la Compresión del Hormigón [psi]

b: Ancho de Llave[in]

d: Largo de Llave [in]

k: a/d

a: Brazo de Aplicación de Carga Lateral [mm].

- Nivel 2: En este nivel el acero alcanza una deformación de  $\epsilon=0.002$  y fluye (Punto B en Figura 3:11). El hormigón en este punto aún no alcanza su máxima capacidad.

$$V_{II} = V_S + V_C \frac{\Delta_{II}}{\Delta_{III}} \quad (3.19)$$

Donde:

$V_{II}$ : Capacidad Tope en el Nivel 2 [kips].

$V_s$ : Capacidad Acero en Fluencia en el Nivel 2 [kips].

$V_c$ : Capacidad Máxima del Hormigón [kips].

$\Delta_{II}$ : Desplazamiento de Cara superior en Nivel 2 [in].

$\Delta_{III}$ : Desplazamiento de Cara Superior en Nivel 3[in].

Por otro lado, los desplazamientos se obtienen de la siguiente manera:

$$\Delta_{II} = \sqrt{2}\varepsilon_y(L_d + L_a) \frac{(h+d)}{\sqrt{h^2 + d^2}} \quad (3.20)$$

$$\Delta_{III} = \sqrt{2}\varepsilon_y(L_d + L_a) \frac{(h+d)}{s} \quad (3.21)$$

$$L_d = \frac{d_b f_y}{25\sqrt{f'_c}} \quad (3.22)$$

Donde:

$\varepsilon_y$ : Deformación de Fluencia del Acero ( $\approx 0.002$ ).

$L_d$ : Largo de Desarrollo del refuerzo [in].

$L_a$ : Largo de Región Fisurada ( $\approx b$ ) [in].

$d_b$ : Diámetro de Barra de Refuerzo [in].

$f_y$ : Tensión de Fluencia del Acero [psi].

$f'_c$ : Resistencia a la Compresión No Confinada del Hormigón [psi].

- Nivel 3: El hormigón y el acero alcanzan su máxima capacidad de resistencia: el acero ya se supone en fluencia (Punto C en Figura 3:11). El desplazamiento de la cara superior es  $\Delta_{III}$  y la capacidad es  $V_n$  (Ecuación 3.12).
- Nivel 4: En este nivel el hormigón ya no contribuye con ninguna resistencia y el acero continúa fluyendo,  $\varepsilon=0.005$  (Punto D en Figura 3:11). La capacidad  $V_{IV}$  se aproxima a la capacidad  $V_s$  (Ecuación 3.13).

$$\Delta_{IV} = \sqrt{2}\varepsilon_{0.005}(L_d + L_a) \frac{(h+d)}{s} \quad (3.23)$$

- Nivel 5: En este nivel el acero ya comienza a fracturarse, por lo que la resistencia cae rápidamente (Punto E en Figura 3:11). La capacidad  $V_v$  es igual a la capacidad  $V_{IV}$  puesto que aún sigue considerando al acero. La fractura es a un nivel de formación de  $\varepsilon=0.007$ .

$$\Delta_v = \sqrt{2}\varepsilon_{0.007}(L_d + L_a) \frac{(h+d)}{s} \quad (3.24)$$

- El último nivel se describe cuando la capacidad es 0 y tiene un desplazamiento de la cara superior descrito por la siguiente ecuación:

$$\Delta_D = \Delta_V - \frac{\Delta_{IV} - \Delta_{III}}{V_{IV} - V_{III}} \cdot V_{IV} \quad (3.25)$$

Para realizar modelamientos no lineales Goel y Chopra (2008), modifican las curvas fuerza desplazamiento anteriores por un comportamiento trilineal, comprobando que los modelamientos no lineales son limitados superiormente por los casos sin topes sísmicos e, inferiormente, por el caso de topes elásticos. A pesar de esto, para realizar una modelación adecuada de la transmisión de fuerzas superestructura-infraestructura se realiza la modelación trilineal. Además de poder observar el comportamiento durante movimientos de los topes sísmicos (Pastén et al., 2021). En la Figura 3:12, se puede observar la comparación entre el modelo de Megally et al.(2002) y el de Goel y Chopra(2008).

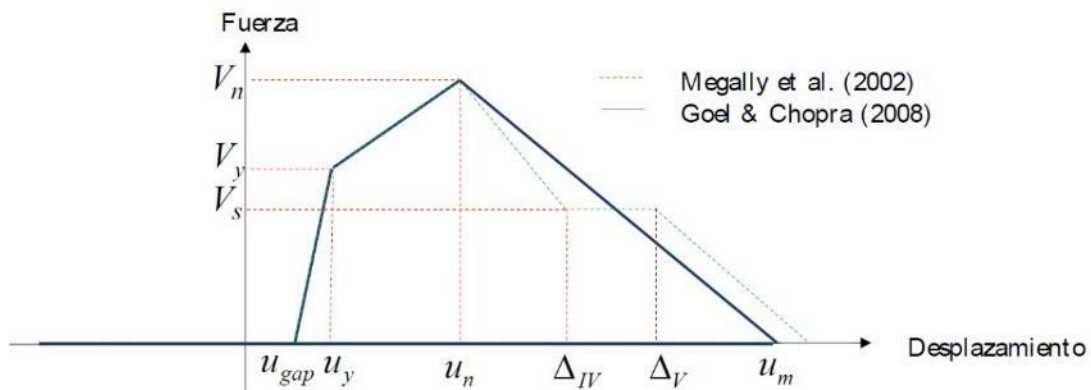


Figura 3:12 Curva fuerza-desplazamiento del Modelo de Goel & Chopra (2008).

Donde:

$u_{gap}$ : Distancia entre Tope y Superestructura (GAP).

$u_y$ :  $\Delta_{II}$ , Desplazamiento de Cara Superior en Nivel 2 [in].

$u_n$ :  $\Delta_{III}$ , Desplazamiento de Cara Superior en Nivel 3[in].

$u_m$ :  $\Delta_D$ .

### 3.2.2 Falla Diagonal por Corte

Han et al. (2017), propone una simplificación del modelo de Megally (2002), donde solo se consideran las barras de refuerzos horizontales que atraviesan la interfaz en un ángulo de  $45^\circ$ , a través de la viga cabezal (Figura 3:13). Para este caso, se consideran las barras horizontales que posean un largo de desarrollo que les permita trabajar en el momento de los impactos y fuerzas generadas por los sismos.

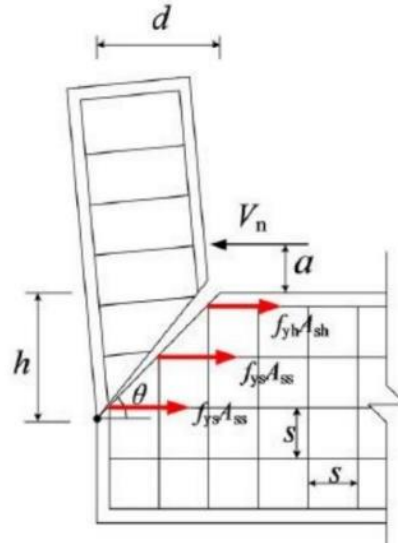


Figura 3:13 Modelo de Falla Diagonal por Corte (Diagonal Shear Failure) Han et al. (2017)

$$V_{45} = V_S + V_C \quad (3.26)$$

$$V_C \approx 0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (3.27)$$

$$V_s = A_{sh} \cdot f_y \quad (3.28)$$

Donde:

$A_{sh}$ : Área de Refuerzo Horizontal [ $\text{mm}^2$ ].

$f_y$ : Tensión de Fluencia de Refuerzo Horizontal/Diagonal [MPa].

$V_c$ : Capacidad del Hormigón [kips].

$f_c'$ : Resistencia a la Compresión del Hormigón [psi].

$b$ : Ancho de Llave [in].

$d$ : Largo de Llave [in].

$\lambda$ : Factor de Modificación según Concreto. 1 Para Concretos Normales.

Los desplazamientos de la cara superior siguen los mismos parámetros que la curva anterior basada en los resultados de Megally et al. (2002) y Bozorgzadeh et al. (2007), así entonces se realizó un modelo trilineal con los siguientes parámetros:

$$V_{II45} = V_S + V_C \frac{\Delta_{II}}{\Delta_{III}} \quad (3.29)$$

$$\Delta_{II45} = \sqrt{2} \varepsilon_y (L_d + L_a) \frac{(h+d)}{\sqrt{h^2 + d^2}} \quad (3.30)$$

$$\Delta_{III45} = \sqrt{2} \varepsilon_y (L_d + L_a) \frac{(h+d)}{s} \quad (3.31)$$

$$\Delta_D = \Delta_{V45} - \frac{\Delta_{IV45} - \Delta_{III45}}{V_{IV45} - V_{III45}} \cdot V_{IV45} \quad (3.32)$$

Con esto se puede obtener la curva fuerza desplazamiento de esta falla en 3 puntos y se puede comparar con la falla descrita por Megally et al. y simplificada por Goel y Chopra. Se contrastarán para conocer que falla domina en los topes exteriores y así poder modelar de acuerdo con la más crítica.

### 3.2.3 Falla por Fisuración del Concreto de Llaves de Corte Monolíticas a través de la Interfaz Llave-mesa de Apoyo

La falla de topes internos construidos monolíticamente al cabezal fue estudiada por Silva et al.(2003) mediante ensayos experimentales. Estos, consistieron en probar una probeta como la de la Figura 3:14, dicha probeta era de hormigón armado y para testearla se rodeó una capa de poliestireno.

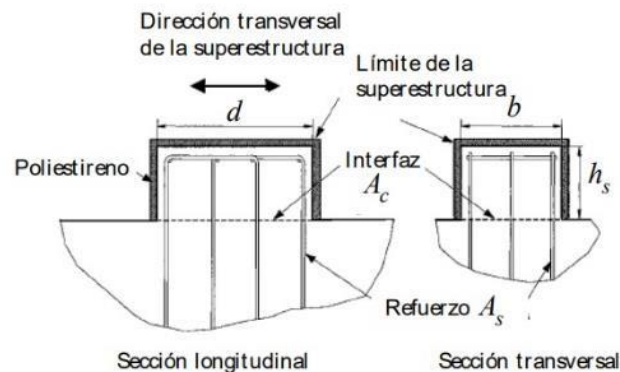


Figura 3:14 Características de las probetas. Silva et al. (2003)

La respuesta de estos topes se obtiene a partir de este modelo en el cual se calculan los 5 puntos presentes en la Figura 3:15 y que son explicados a continuación:

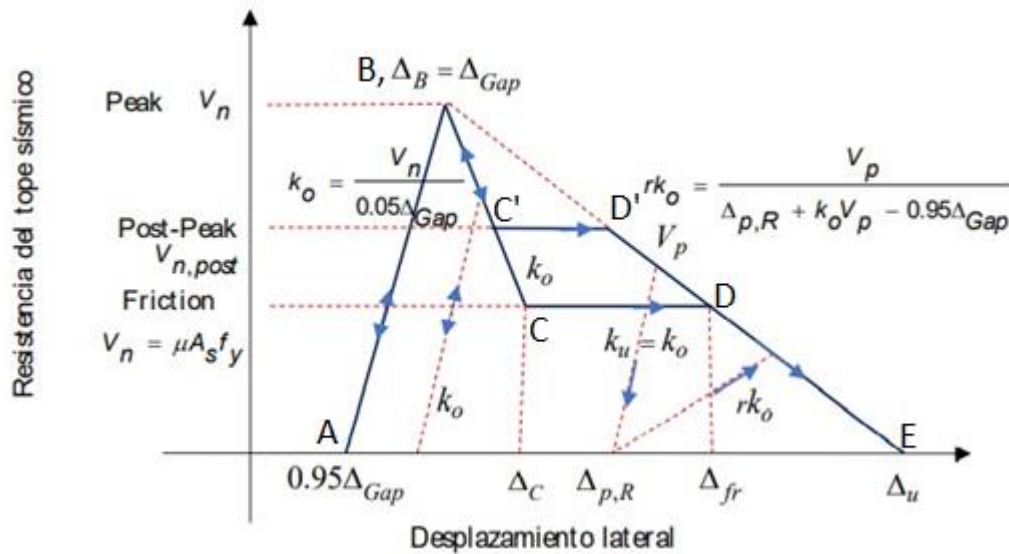


Figura 3:15 Curva Tensión-Deformación para los Topes Sísmicos Internos Monolíticos. Traducido de Silva et al. (2003)

- Punto A: Este punto se alcanza cuando el *gap* de poliestireno ha sido comprimido a un 95% de su espesor y se inicia la carga sobre el tope. Se define con la siguiente ecuación:

$$\Delta_A = 0.95\Delta_{GAP} \quad (3.33)$$

- Punto B: Este punto es cuando se alcanza la capacidad máxima del tope y donde se forma la grieta horizontal en la interfaz del tope sísmico interior y la viga de coronamiento. Así la llave de corte se separa del estribo debido a esta falla. La capacidad máxima está dada por la siguiente ecuación, según la cuantía del tope:

$$\Delta_B = Gap \quad (3.34)$$

$$V_B = 11.3\sqrt{f_c}bd \quad \rho < 0.6\% \quad (3.35)$$

$$V_B = 0.2A_c f_c' \quad \rho \geq 0.6\% \quad (3.36)$$

Donde:

$f_c'$ : Resistencia a la Compresión Hormigón [psi].

b: Ancho de Llave [in].

d: Largo de Llave [in].



$A_c$ : Área de la Interfaz Tope Sísmico-Estribo[in<sup>2</sup>].

$\rho$ : Cuantía Acero-Hormigón.

- Punto C: Este punto representa la caída de la resistencia máxima del tope después de su *peak* de resistencia, por lo que, comienza el comportamiento *post peak*. La capacidad C se calcula con la ecuación (Ecuación 3.37) del modelo *Sliding Shear Friction* y el punto C' según la ecuación (Ecuación 3.38) del modelo *Strut & Tie*. Entre CD o C'D' la capacidad se mantiene constante.

$$V_c = \frac{A_s f_y}{\alpha} \quad V_N > \frac{1.2 A_s f_y}{\alpha} \quad (3.37)$$

$$V_{c'} = A_s f_y \mu \quad V_N \leq \frac{1.2 A_s f_y}{\alpha} \quad (3.38)$$

$$\alpha = \frac{h}{d} \quad (3.39)$$

$$\mu = 1.4 \quad (3.40)$$

$$\Delta_C = \Delta_B - \frac{V_C - V_B}{k_0} \quad (3.41)$$

Donde:

$V_{c/c'}$ : Capacidad Post *Peak* del Tope Sísmico Interior [kips].

$\mu$ : Coeficiente de Fricción para Concreto colocado Monolíticamente [-].

$A_s$ : Área de Refuerzo Vertical que cruza Interfaz [in<sup>2</sup>].

$f_y$ : Tensión de Fluencia de Refuerzo Vertical [MPa].

$\alpha$ : Coeficiente de Aspecto [-].

$h$ : Altura del Tope [in].

$d$ : Largo del Tope [in].

- Punto D o D': Este punto representa la degradación del material que se produce cuando el hormigón comienza a descascararse y las barras de acero se fracturan.
- Punto E: Este punto representa el desplazamiento máximo donde la capacidad del tope interior es nula.

$$\Delta_u = 0.114[m] \quad (3.42)$$

Con respecto a las pendientes de carga y descarga, los autores definen lo siguiente:

- Para desplazamientos mayores que  $\Delta_c$  y  $\Delta_{p,r}$ , la pendiente de carga aumenta a  $rK_0$ :

$$rk_0 = \frac{V_p}{\Delta_{p,r} + k_0 V_p - 0.95 \Delta_{Gap}} \quad (3.43)$$

- Para desplazamientos menores a  $\Delta_c$  y  $\Delta_{p,r}$ , la pendiente de carga y descarga será igual a  $K_0$ :

$$k_0 = \frac{V_n}{0.05 \Delta_{Gap}} \quad (3.44)$$

El modelo descrito fue tomado por la guía de recomendaciones de análisis no lineal del PEER 2.0 (2015) y se propone simplificar la respuesta quitando la meseta posterior a la descarga de energía (línea roja entre  $\Delta_C$  y  $\Delta_{IV}$  en Figura 3:16) considerando siempre la misma pendiente de carga y descarga. Así se evita pasar por el punto D o D' de la Figura 3:15 y se pasa directo a una resistencia igual a 0.

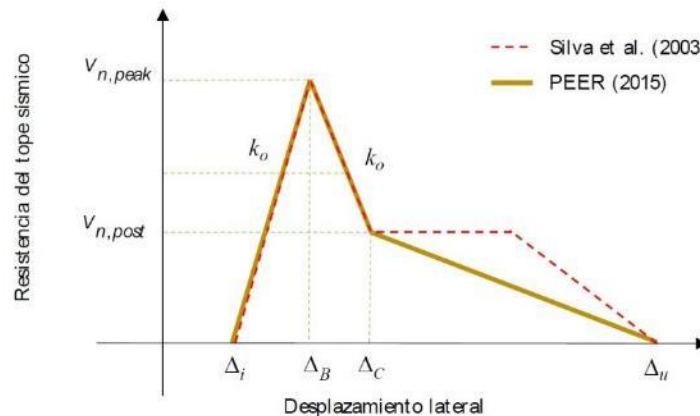


Figura 3:16 Curva Fuerza-Desplazamiento Simplificada de Silva et al. (2003).

En esta figura  $\Delta_i$  equivale a  $\Delta_A$ ,  $\Delta_{IV}$  equivale a  $\Delta_u$ ,  $V_{n,peak}$  equivale a  $V_b$  y  $V_{n,post}$  equivale a  $V_C$ . Con esto, se tienen los parámetros a calcular para obtener la curva fuerza desplazamiento de los topos internos de interés.

Si bien esta curva representa una parte del comportamiento del tope interior de la cepa, estas ecuaciones no toman en cuenta el completo aporte del acero: no consideran el coeficiente de fricción de esta ni el ángulo de las barras de refuerzo a medida que aumenta la deformación diagonal a tracción del material. Pablo Carrillo(2021) propone una ecuación donde se toman en cuentas estas variables, incluyendo el comportamiento del hormigón.

### 3.2.4 Resultados Topes Sísmicos

#### 3.2.4.1 Topes Cepa 9

A continuación, se muestran los resultados de los modelos descritos para llaves de corte exteriores en la cepa 9:

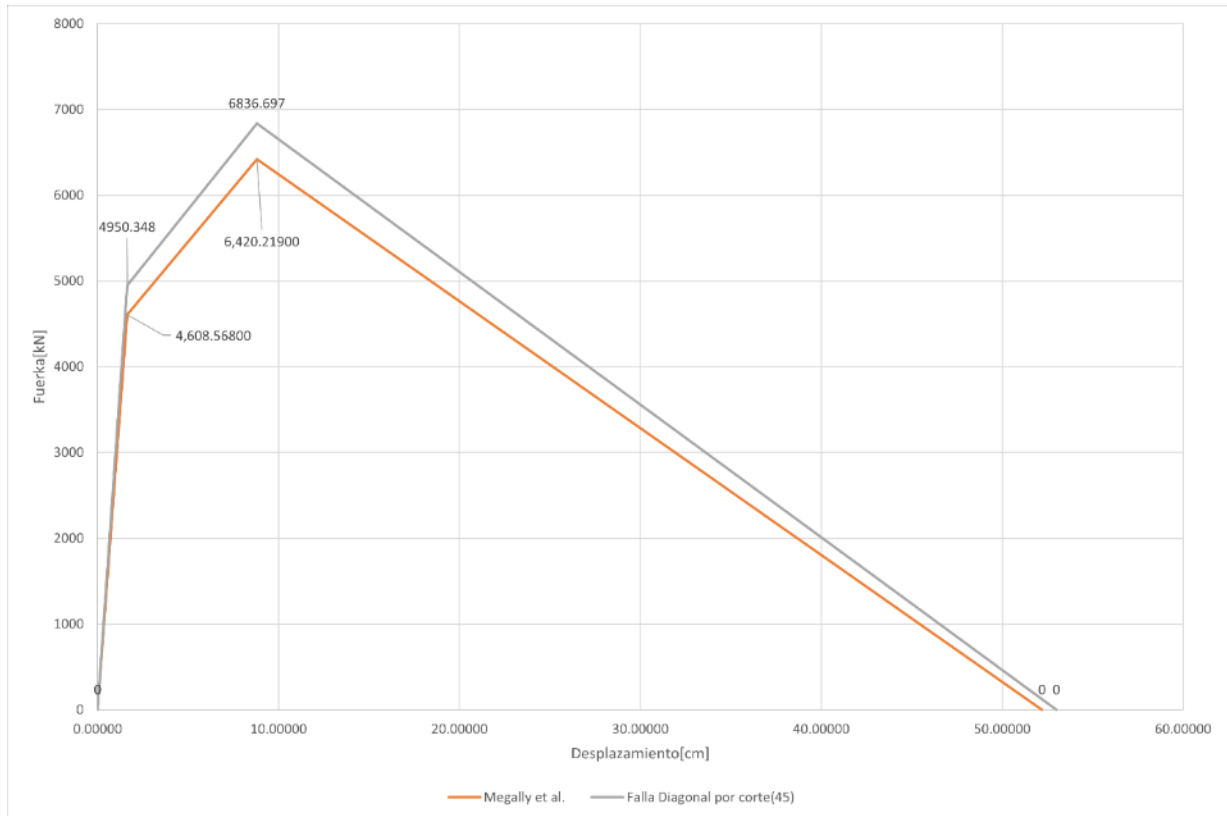


Figura 3:17 Comparación Curvas Fuerza-Desplazamiento Cepa 9

#### Parámetro Valor

$V_0[kN]$	0
$U_0[cm]$	0
$V_y[kN]$	4608.568
$U_y[cm]$	1.64
$V_n[kN]$	6420.219
$U_n[cm]$	8.797
$V_m[kN]$	0
$U_m[cm]$	52.204

Tabla 3-9 Curva Fuerza Desplazamiento según Modelo Megally et al.

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
$V_0[kN]$	0
$U_0[cm]$	0
$V_{45}[kN]$	6836.697
$\Delta_{II45}[cm]$	1.64
$V_{II45}[kN]$	4950.348
$\Delta_{III45}[cm]$	8.8
$V_D[kN]$	0
$\Delta_{D45}[cm]$	52.999

Tabla 3-10 Curva Fuerza Desplazamiento según Modelo Falla diagonal por corte.

En los topes sísmicos de la cepa 9 domina el modelo propuesto por Megally et al., por lo que serán los parámetros para utilizar en la modelación.

### 3.2.4.2 Topes Cepa 18

#### 3.2.4.2.1 Topes Externos

A continuación, se muestran los resultados de los modelos descritos para llaves de corte exteriores en la cepa 18:

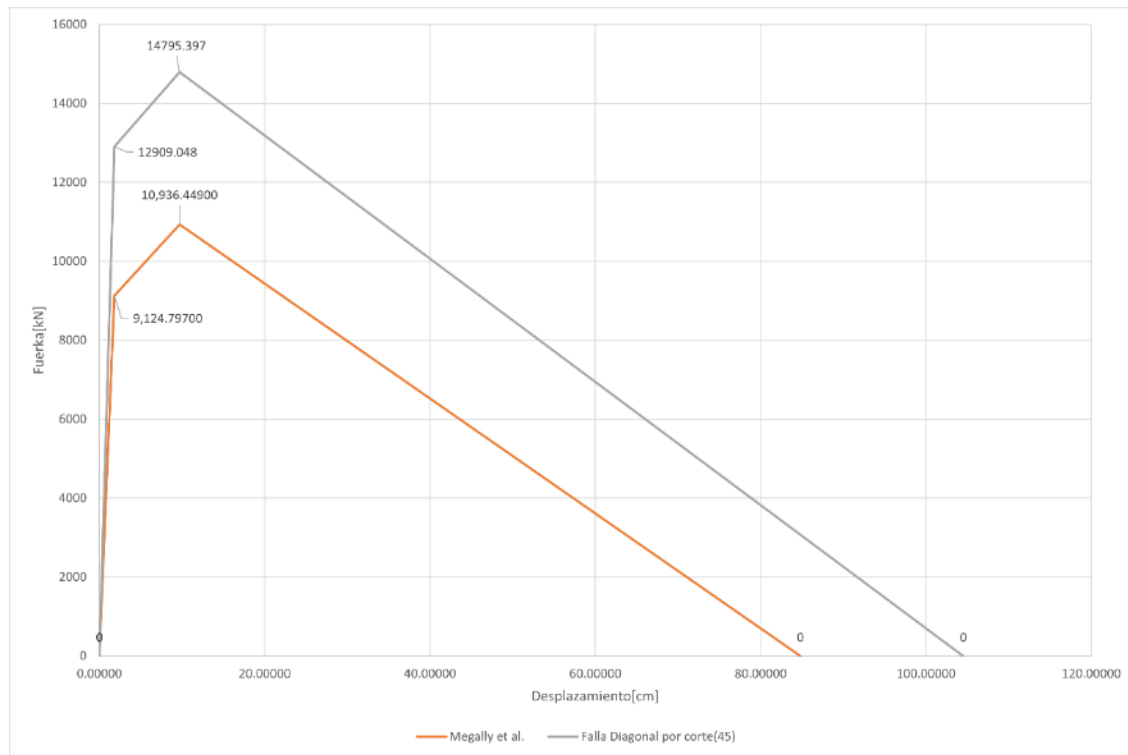


Figura 3:18 Comparación Curvas Fuerza-Desplazamiento Topes Externos, Cepa 18

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
$V_0[kN]$	0
$U_0[cm]$	0
$V_y[kN]$	9124.797
$U_y[cm]$	1.81
$V_n[kN]$	10936.449
$U_n[cm]$	9.708
$V_m[kN]$	0
$U_m[cm]$	84.803

Tabla 3-11 Curva Fuerza Desplazamiento según Modelo Megally et al.

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
$V_0[kN]$	0
$U_0[cm]$	0
$V_{45}[kN]$	14795.397
$\Delta_{II45}[cm]$	1.81
$V_{II45}[kN]$	12909.048
$\Delta_{III45}[cm]$	9.71
$V_D[kN]$	0
$\Delta_{D45}[cm]$	104.51

Tabla 3-12 Curva Fuerza Desplazamiento según Modelo Falla Diagonal por Corte.

Se puede observar que en los topes sísmicos exteriores de la cepa 18 domina el modelo propuesto por Megally et al., por lo que serán los parámetros para utilizar en la modelación.

### 3.2.4.2.2 Tope Interno

A continuación, se muestran los resultados de los modelos descritos para la llave de corte interior en la cepa 18:

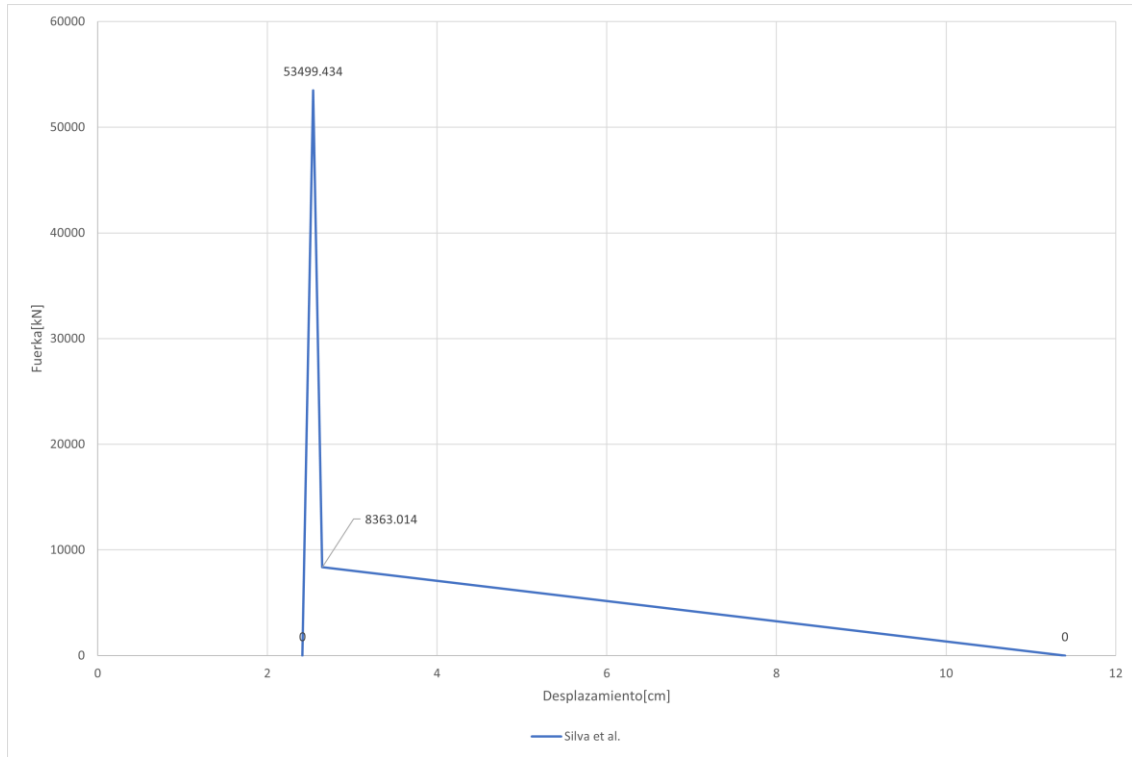


Figura 3:19 Curva Fuerza-Desplazamiento Tope Interno, Cepa 18

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
$\Delta_i[cm]$	2.413
$V_{n,peak}[kN]$	53499.43
$\Delta_B[cm]$	2.54
$V_{n,post}[kN]$	8363.014
$\Delta_c[cm]$	2.6471
$\Delta_u[cm]$	11.4

Tabla 3-13 Curva Fuerza Desplazamiento según Modelo Falla Diagonal por Corte.

Se puede observar que la rigidez del tope interno es muy alta, en comparación con los otros topes, observando el comportamiento descrito por Silva et al.(2003). Es por esto, que estos topes se ven pocos exigidos en este trabajo.

### 3.2.4.3 Topes Ceba 27

A continuación, se muestran los resultados de los modelos descritos para llaves de corte exteriores en la ceba 27:

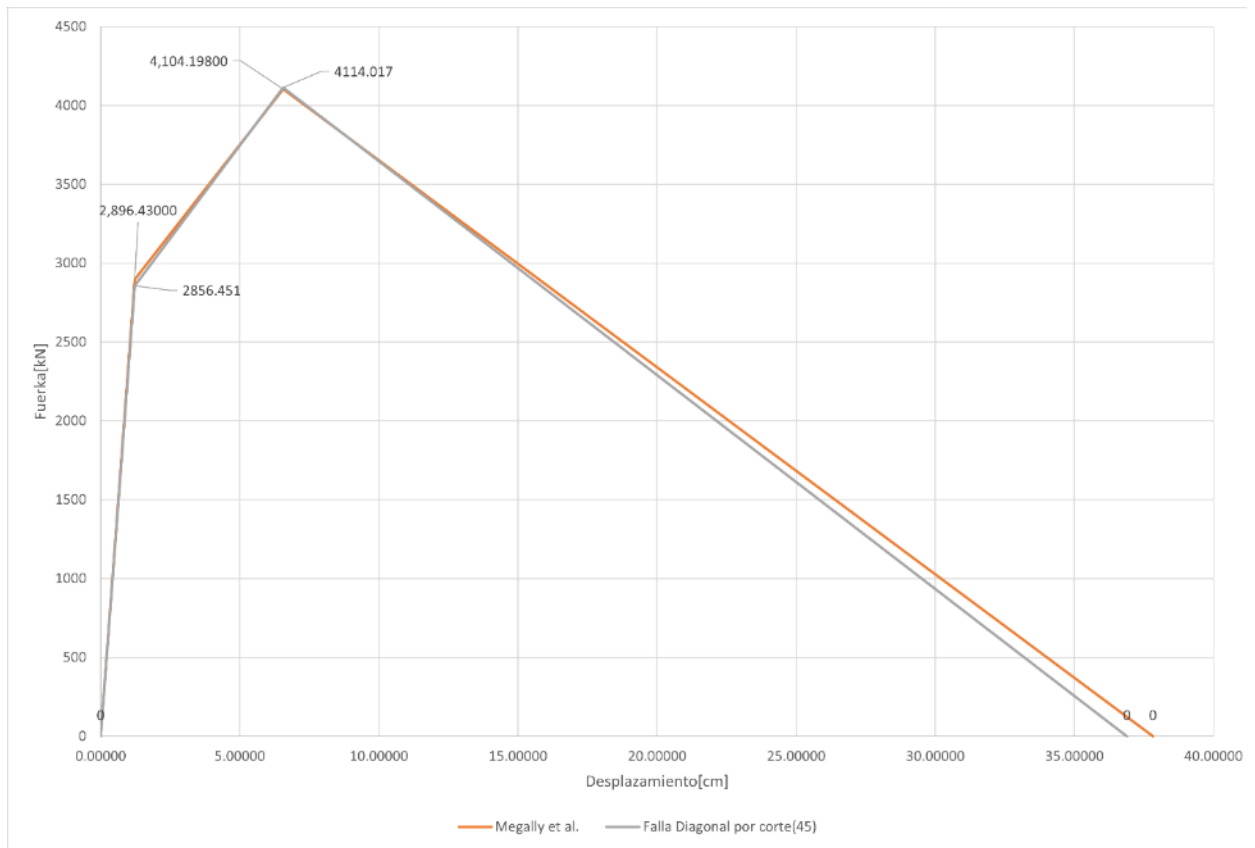


Figura 3:20 Curva Fuerza-Desplazamiento, Ceba 27

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
$V_0[kN]$	0
$U_0[cm]$	0
$V_y[kN]$	2896.43
$U_y[cm]$	1.222
$V_n[kN]$	4104.198
$U_n[cm]$	6.555
$V_m[kN]$	0
$U_m[cm]$	37,826

Tabla 3-14 Curva Fuerza Desplazamiento según Modelo Megally et al.

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
$V_0[kN]$	0
$U_0[cm]$	0
$V_{45}[kN]$	4114.017
$\Delta_{II45}[cm]$	1.22
$V_{II45}[kN]$	2856.451
$\Delta_{III45}[cm]$	6.56
$V_D[kN]$	0
$\Delta_{D45}[cm]$	36.892

Tabla 3-15 Parámetros Fuerza Desplazamiento según Modelo Falla Diagonal por Corte.

Se puede observar que en los topes sísmicos de la cepa 27 domina el modelo propuesto por la Falla Diagonal por Corte, por lo que serán los parámetros para utilizar en la modelación.

### 3.2.5 Modelación Final Topes Sísmicos

La Guía Para el Análisis no Lineal de Puentes Chilenos propone una modelación de las llaves de corte donde se utilizan dos elementos:

- Para el tope sísmico, un elemento link “*Multi Linear Plastic*”, que simula al tope sísmico con la curva trilineal ya presentada para cada tope.
- Para la distancia entre la superestructura y la llave de corte se utiliza un elemento no lineal de SAP2000 link llamado “*Gap*”.

Con estos dos elementos se pueden obtener los impactos que puede generar la superestructura sobre los topes y a su vez tener el comportamiento no lineal de estos últimos.

Cabe señalar que, en el transcurso del trabajo, se presentaron problemas al momento de realizar los análisis del modelo no lineal del Viaducto, esto debido a que en los topes sísmicos se generaban desplazamientos de magnitudes muy altas. Se llegó a la conclusión que, al momento de poner dos elementos no lineales en serie, como lo eran el “*Multi Linear Plastic*” y el “*GAP*” el programa sufría problemas y no entregaba resultados acordes a las aceleraciones sufridas. En especial cuando el elemento GAP se relacionaba a un desplazamiento pequeño (como lo es el caso de las cepas topadas).

Para poder evitar estos problemas, se decidió modelar los topes sísmicos de manera lineal y elástica, manteniendo el elemento gap. Así, la modelación de los topes se realizó mediante un elemento link lineal, con la rigidez inicial de cada tope (Ver Tabla 3-16). Se describió que, Goel y Chopra concluyeron que los modelamientos no lineales son limitados superiormente, por los



casos sin topes sísmicos, e inferiormente, por el caso de topes elásticos, sumado a que se observarán los resultados de las curvas de fragilidad para comprobar que la modelación este realizada de manera correcta.

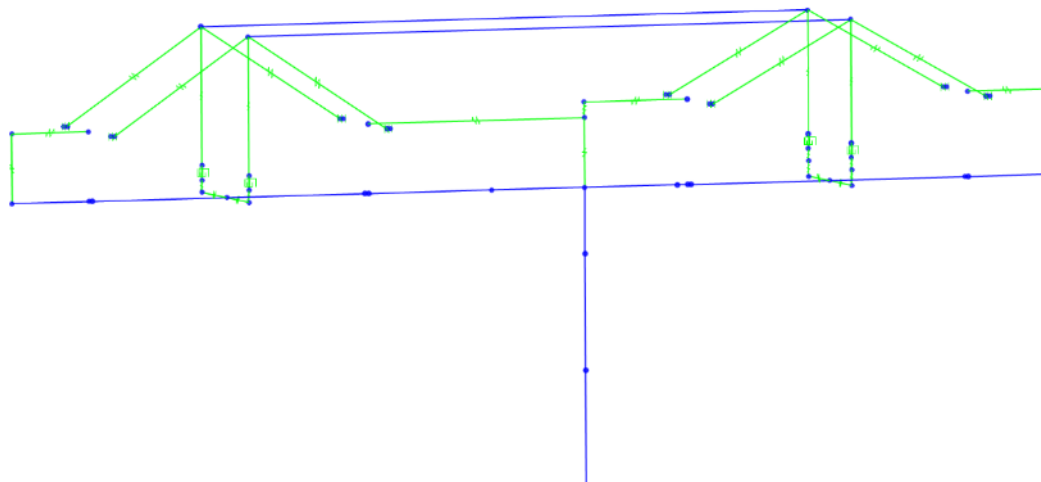


Figura 3:21 Modelación Topes Sísmico Cepa 18

En la Figura 3:21 Modelación Topes Sísmico Cepa 18, se aprecia la modelación final de los topes en las estructuras. Se tiene un elemento *link* lineal, dispuesto de manera horizontal para simular el tope, este está situado a la altura del contacto con la superestructura, mediante un elemento rígido, con rigidez axial en la dirección de impacto. Además, se puso un elemento tipo “*Gap*” para simular la pequeña distancia a la superestructura y sus impactos. Se observa dos elementos que transmiten fuerza hacia la estructura, esto se debe a que en la Cepa 18 existe una junta sísmica, por lo que, está conectado a dos tableros de canoas metálicas.

<i>Topes</i>	<b>Rigidez[kN/m]</b>	<b>Primera Fluencia [kN]</b>	<b>Resistencia Última [kN]</b>
<i>Cepa 9</i>	281000	4608.568	6420.219
<i>Exterior Cepa 18</i>	504239.9	9124.797	10936.449
<i>Interior Cepa 18</i>	42130000	-	53499.43
<i>Cepa 27</i>	237053.22	2856.451	4114.017

Tabla 3-16 Rigideces Utilizadas para Elemento Elástico.

### 3.2.5.1 Elementos Gap

Los elementos tipo “Gap” simulan la distancia entre estructuras, lo que permite reproducir los impactos que estas tendrán al momento de cerrarse esta distancia (solo trabajan a compresión). Para este propósito se genera este elemento que permite el desplazamiento longitudinal de 3,8 cm (Grosor Placa de Contacto). Este componente debe llevar una rigidez para transmitir, de manera real, las fuerzas aplicadas al momento del impacto. Se recomienda que esta rigidez este entre 1 a 3 órdenes de magnitud mayor que la rigidez de los topes sísmicos, para el caso del Viaducto El Salto se usó una rigidez del elemento “GAP” de 2 órdenes de magnitud más grande que las rigideces de la Tabla 3-16 Rigideces Utilizadas para Elemento Elástico..

En la Figura 3:22 Modelación Final Topes Sísmico se aprecia la disposición de este elemento y como mediante un “Equal Constraint” (mismos desplazamientos) transmite las fuerzas e impactos al tope sísmico.

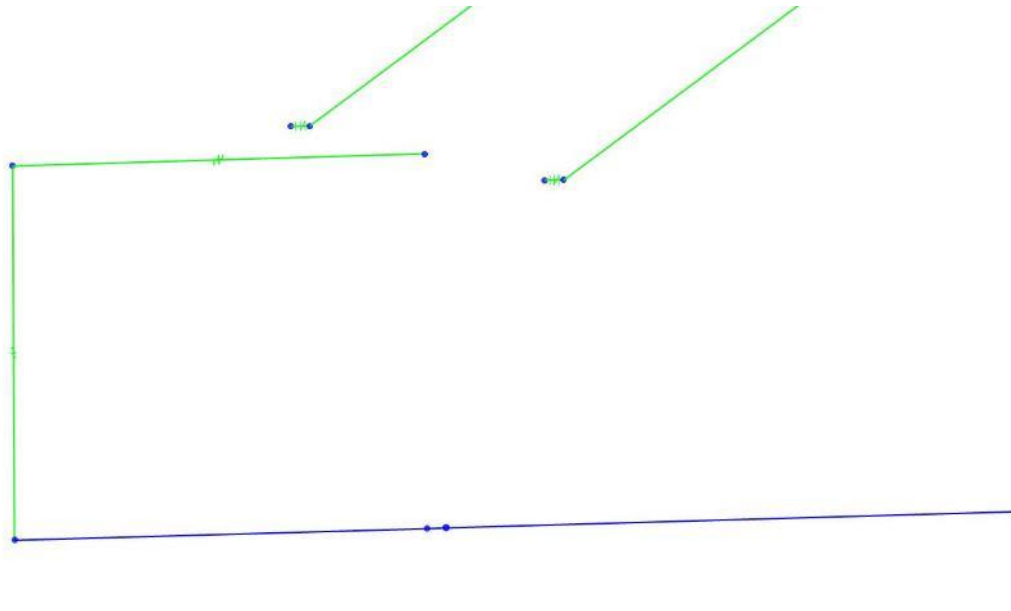


Figura 3:22 Modelación Final Topes Sísmico

Al tener este elemento tipo “GAP”, se diferencia de la modelación lineal pues no se tienen siempre los mismos desplazamientos que la superestructura, sino que trabaja cuando esta impacta los topes.

### 3.3 Rótulas Plásticas

La guía del PEER (Aviram et al., 2008) indica que las columnas presentan comportamientos no lineales, en zonas denominadas 'rótulas plásticas', es decir, en estas zonas las columnas presentan plastificación. Estas rótulas, cuando se tiene curvatura simple (voladizo), se ubicarían en el extremo empotrado de las columnas y cuando tiene curvatura doble (marco) se ubicarían en ambos extremos de la columna (Bravo Caba, 2021). El primer caso vendría siendo el de las cepas presentes en este viaducto, ya que se considera la columna en voladizo, pues la superestructura y la infraestructura están conectadas por las placas de apoyo elastoméricas. Por lo tanto, la formación de la rótula plástica se toma en cuenta en la base de la estructura. Por otro lado, los pórticos presentan doble curvatura y en su unión a la viga, se observan momentos como los de la Figura 3:23 , además de tener momentos en la base como se ve en la Figura 3:24, es por esto, que en los pórticos se decidió modelar rótulas plásticas en la base y en la unión viga-columna.

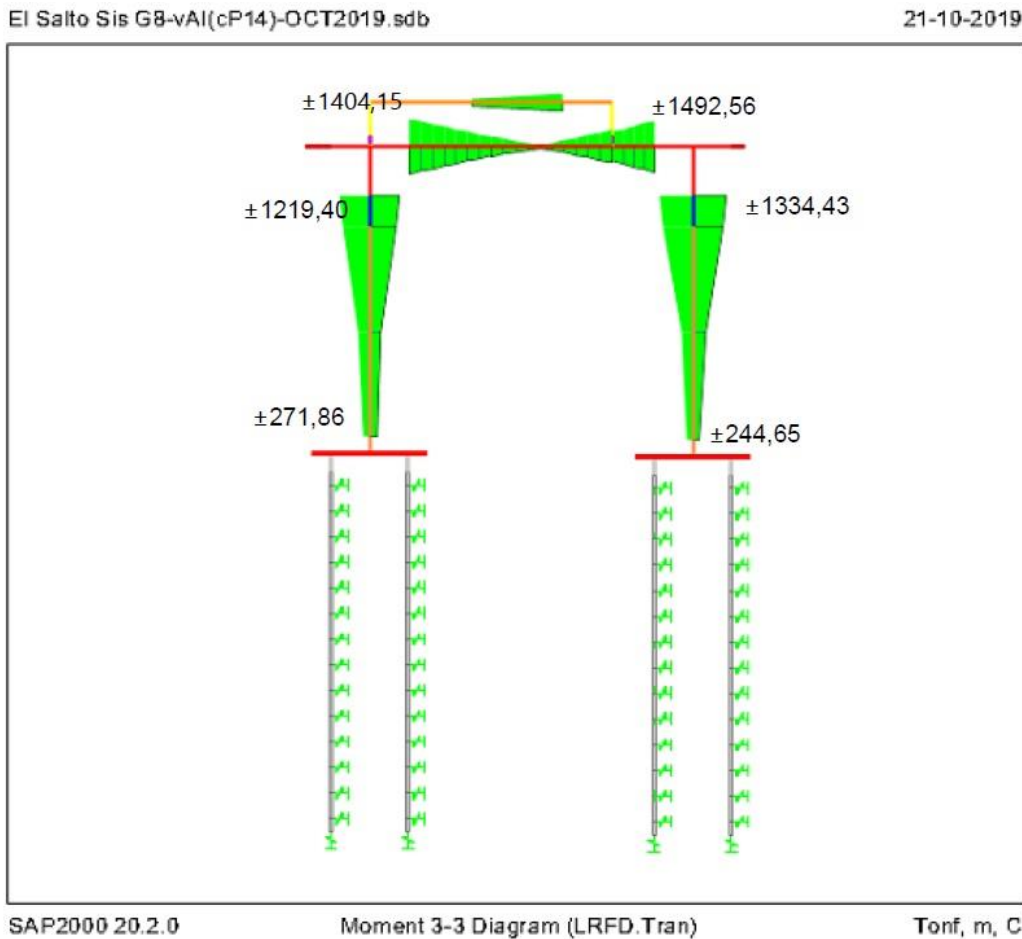


Figura 3:23 Momentos por Sismo Transversal en Pórtico 14 (Astaburuaga,2020)

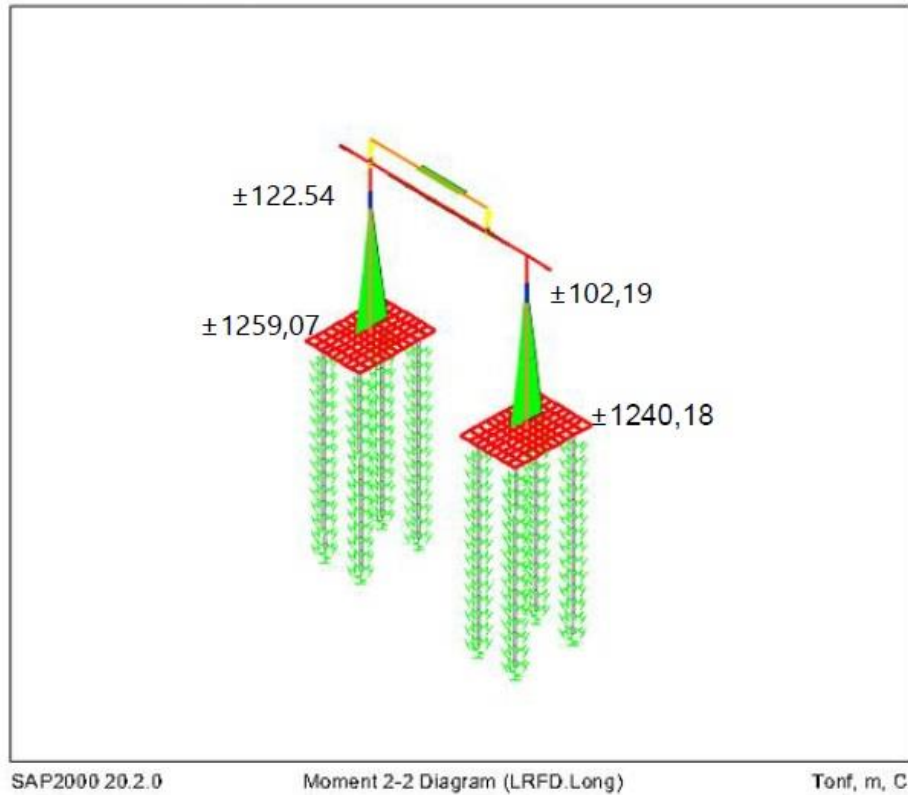


Figura 3:24 Momentos por Sismo Longitudinal en Pórtico 14 (Astaburuaga,2020)

En las rótulas plásticas se consideró que la mejor alternativa para modelar la no linealidad del hormigón es el modelo de Mander et al.(1989), que considera la contribución del hormigón confinado y no confinado en el comportamiento de las columnas.

Para modelar las rótulas plásticas, se utilizó una rótula de fibra P-M2-M3 (elemento “*hinge*” de SAP2000). Esta rótula se conforma por una sección transversal discretizada en varias fibras que configuran los modelos de hormigón confinado, no confinado y el acero de refuerzo. Así el modelo logra capturar la flexión biaxial compuesta, la variación de carga vertical de las columnas y los comportamientos provocados por la fisuración del hormigón, la fluencia del acero y su endurecimiento (Pastén et al., 2021). Este comportamiento no considera ni el *pinching* de la curva histerética ni el deslizamiento de las barras de refuerzo.

Para realizar este modelamiento, se modeló en primera instancia la sección transversal de cada columna en su base (Figura 3:25), con la especificación de diámetros de barras de refuerzo y hormigón, en la herramienta de SAP2000 llamada *section designer* (Figura 3:26).

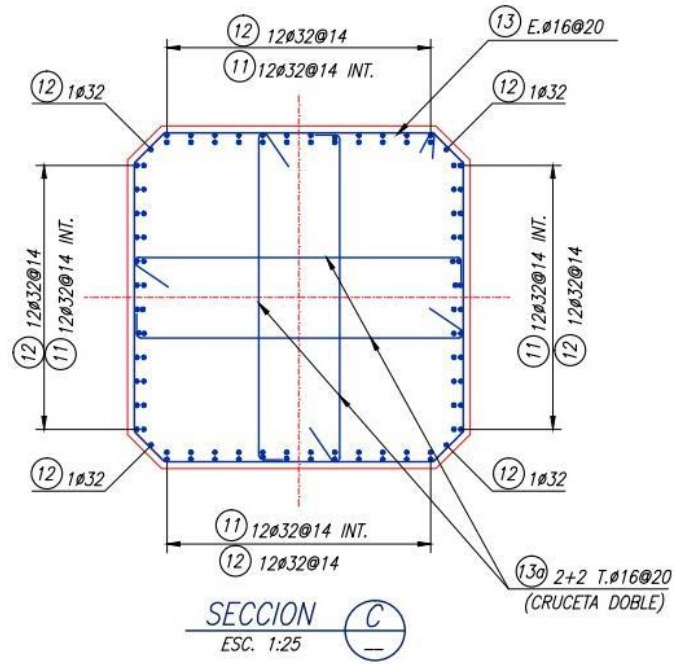


Figura 3:25 Sección Cepa 9 Planos (Astaburuaga,2020).

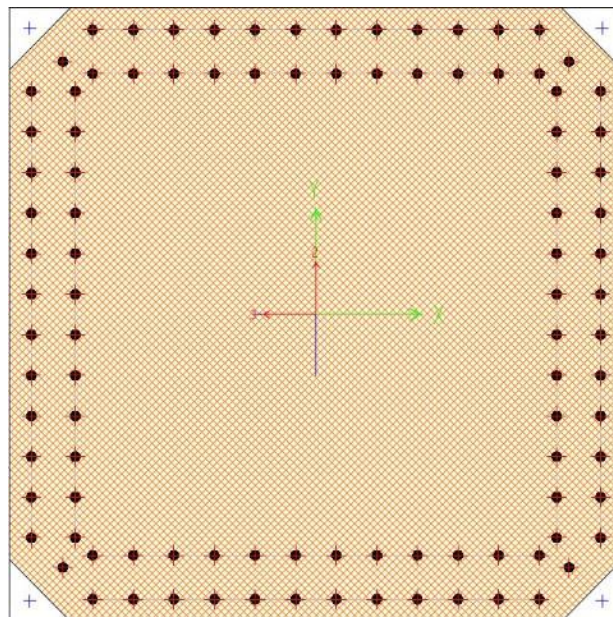


Figura 3:26 Sección diseñada en Section Designer.(Cepa 9)

La herramienta *section designer* permite discretizar las fibras de cada sección para hormigón confinado y no confinado, sumado a las de las barras de refuerzo. En la Figura 3:27 se puede observar un ejemplo del modelo de fibras y sus ubicaciones en la cepa 9.

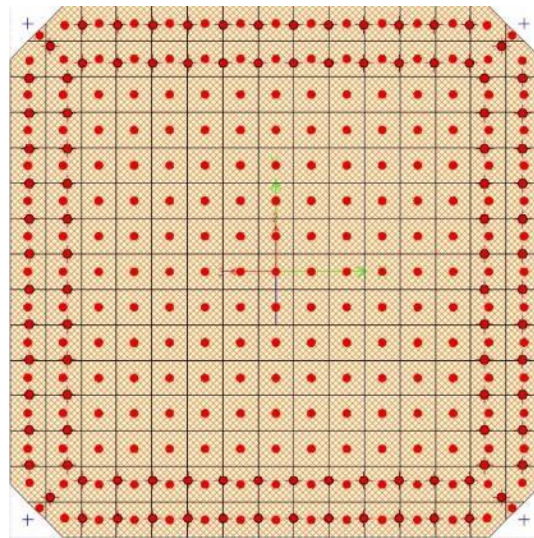


Figura 3:27 Modelo de Fibras para Rótula Plástica (Cepa 9).

Con las fibras ya obtenidas para barras de refuerzo, hormigón confinado y no confinado, se procedió a generar el elemento *Hinge Fiber P-M2-M3* de SAP2000. Se dispuso cada fibra según la ubicación obtenida anteriormente y según su material.

Luego se define el largo de las rótulas plásticas para relacionar las rotaciones plásticas con la curvatura. Las ecuaciones para determinar el largo se definen según las ecuaciones de Calvi et al. (2008) que son las siguientes:

$$L_p = kL + 0.22 f_{ye} d_{rl} (m) \quad (3.45)$$

$$k = 0.2 \left( \frac{f_{ue}}{f_{ye}} - 1 \right) \leq 0.08 \quad (3.46)$$

Donde:

$L_p$ : Largo de Rótula Plástica.

$L$ : Largo de la Columna.

$f_{ye}$ : Tensión de Fluencia del Acero, 420 MPa.

$d_{rl}$ : Diámetro de las Barras Longitudinales de Refuerzo de la Columna.

$f_{ue}$ : Resistencia a la Rotura, 630 MPa.

Finalmente se ubican las rótulas plásticas en forma discreta en la cepa según la Figura 3:28, según si esta está en la base de la cepa en voladizo o, en la base y en la unión viga columna para el caso de los pórticos.

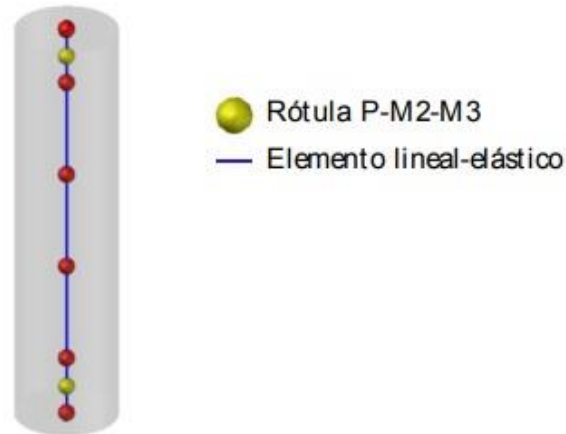


Figura 3:28 Ubicación Rótulas Plásticas, (Pastén et al., 2021).

Las ubicaciones y largos de rótulas plásticas considerados son las presentes en la Tabla 3-17.

<i>Ubicación</i>	<b>Largo de Rótula [m]</b>
<i>Cepa 9</i>	1.1672
<i>Pórtico 14</i>	1.008
<i>Cepa 18</i>	1.2033
<i>Pórtico 25</i>	0.8736
<i>Cepa 27</i>	0.8136
<i>Pórtico 29</i>	0.6801

Tabla 3-17 Largos rótulas plásticas.

Las ubicaciones y cantidad de rótulas por columnas se dispusieron según los siguientes criterios:

- **Cepas 9, 18 y 27:**  
Estas cepas fueron elegidas pues en las 3 los topes sísmicos están topados a la superestructura, por lo que, la transmisión de fuerzas es más directa que en otras cepas, ya que hay mayor traspaso de fuerzas debido a posibles impactos. Se realizó una nueva modelación de los topes presentes en estas cepas, por lo que los comportamientos serán diferentes a los analizados en la etapa de diseño del puente. Las rótulas van ubicadas en la base de las columnas pues tienen curvatura simple.
- **Pórtico 14:**  
En el pórtico 14 se ubicaron 4 rótulas, en las 2 bases y en las 2 uniones viga-columna. Se dispusieron de tal manera para poder observar el comportamiento de la doble curvatura



presente en este elemento estructural, ya que, son unas de las columnas más exigidas del viaducto.

- Pórticos 25 y 29:

Al igual que en el pórtico 14 los pórticos 25 y 29 presentan una doble curvatura en sus columnas. Sin embargo, se decidió poner rótula plástica solo en una de las columnas, esto debido a que, como se muestra en la Figura 3:29 (En Anexo D se puede ver el Pórtico 25), estos pórticos presentan el efecto de columna corta. Al tener dos columnas de distintos tamaños, la columna de menor altura recibe una alta concentración de fuerzas horizontales, por su menor tamaño, en relación con la otra columna. Ese menor tamaño genera que las cargas se concentran en un espacio menor y los materiales son más exigidos. Por lo tanto, en estos dos pórticos las columnas están ubicadas en la base y en la unión viga-columna de la columna más corta.

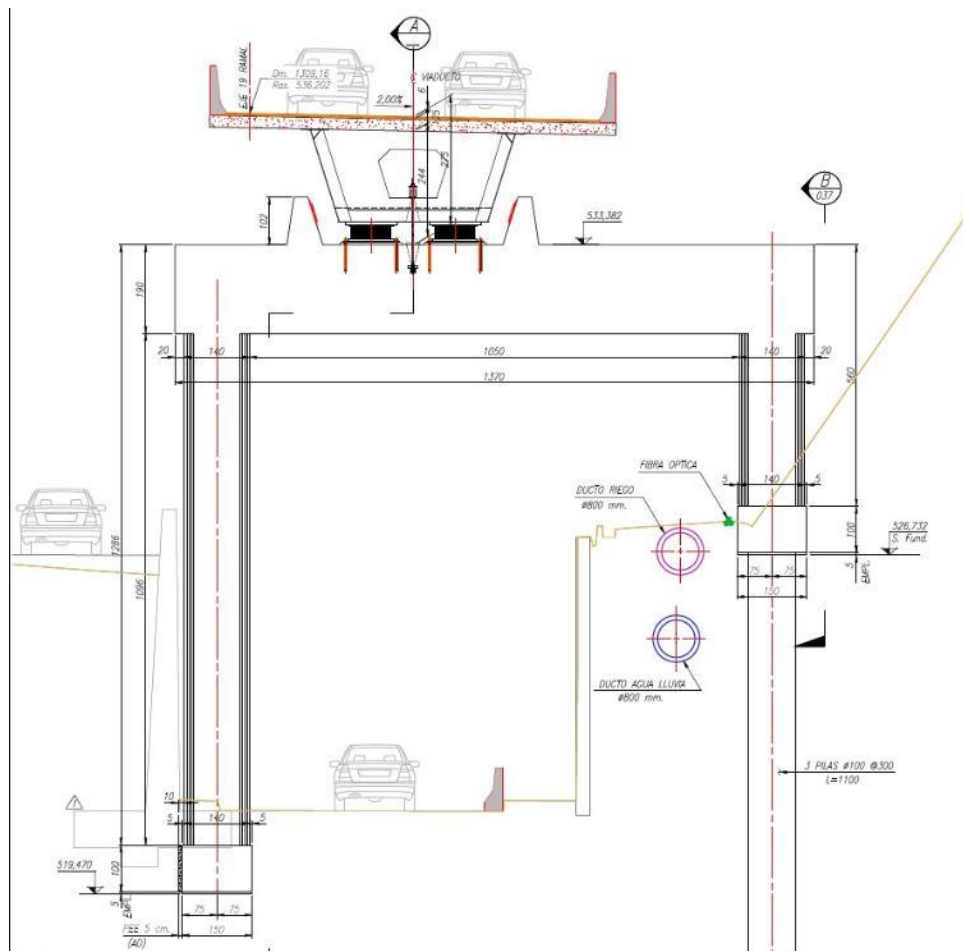


Figura 3:29 Columna Corta Pórtico 29 (Astaburuaga,2020).



### 3.4 Análisis Modal

Se debió realizar un primer análisis modal del viaducto para obtener los amortiguamientos necesarios de cada componente estructural. Y así, poder calibrar los parámetros para el análisis tiempo-historia y con ello poder tener el modelo listo para la generación de curvas de fragilidad.

#### 3.4.1 Formas Modales

Se desarrolló un análisis modal del viaducto para obtener los primeros modos de vibración que se muestran a continuación, esto se computan con las rigideces efectivas consideradas en los elementos. En este contexto, la Tabla 3-18 muestra las rigideces consideradas para los aisladores sísmicas que se corresponden a las rigideces indicadas en el informe de DSI para la deformación sísmica de máxima esperada (según el espectro de la normativa AASHTO). Se presentan las usadas para la modelación y cálculo estructural ( $K_{\text{effMOD}}$ ) y las utilizadas en este trabajo ( $K_{\text{effEns}}$ ) que corresponden a las obtenidas de los ensayos realizados a estas placas:

**Tipo de Placa**     **$K_{\text{effMOD}}$ [ton/m]**     **$K_{\text{effEns}}$ [ton/m]**

<i>A</i>	219	223
<i>B</i>	277	259
<i>C</i>	342	341
<i>D</i>	414	403

Tabla 3-18 Rigideces Efectivas Aisladores Elastoméricos.

#### 3.4.1.1 Modos Transversales

	<b>Período [seg]</b>	<b>%masa modal</b>	<b>Modo</b>
<i>1</i>	2.44	25%	1
<i>2</i>	2.21	19%	4
<i>3</i>	2.03	8.6%	7
<i>4</i>	2.012	4.7%	8
<i>5</i>	0.35	16%	92

Tabla 3-19 Principales Modos Transversales.

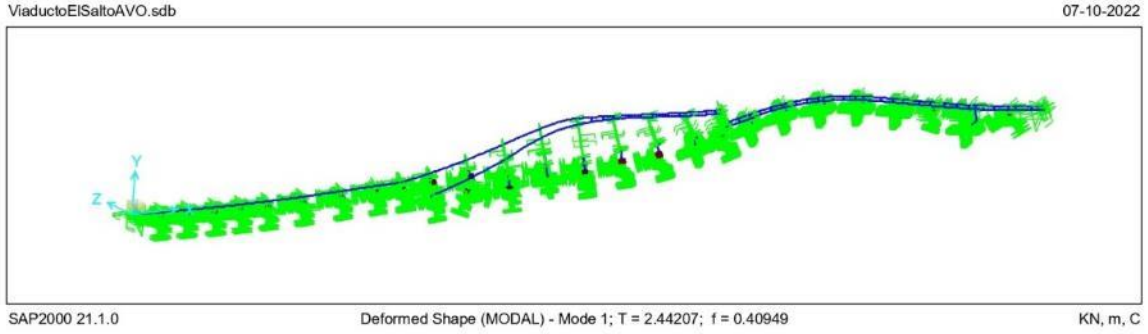


Figura 3:30 Modo 1

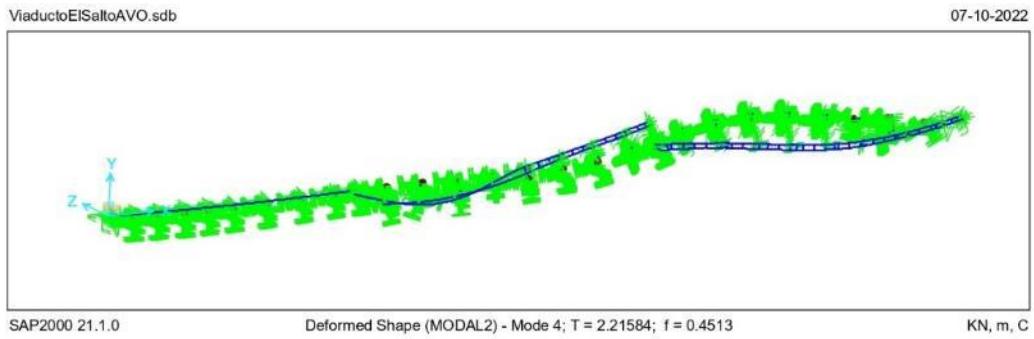


Figura 3:31 Modo 4

### 3.4.1.2 Longitudinal

	<b>Período [seg]</b>	<b>%masa modal</b>	<b>Modo</b>
1	2.22	33%	3
2	2.12	18%	6
3	1.78	10%	11
4	2.24	1.2%	2
5	0.67	1%	26

Tabla 3-20 Principales Modos Longitudinales.

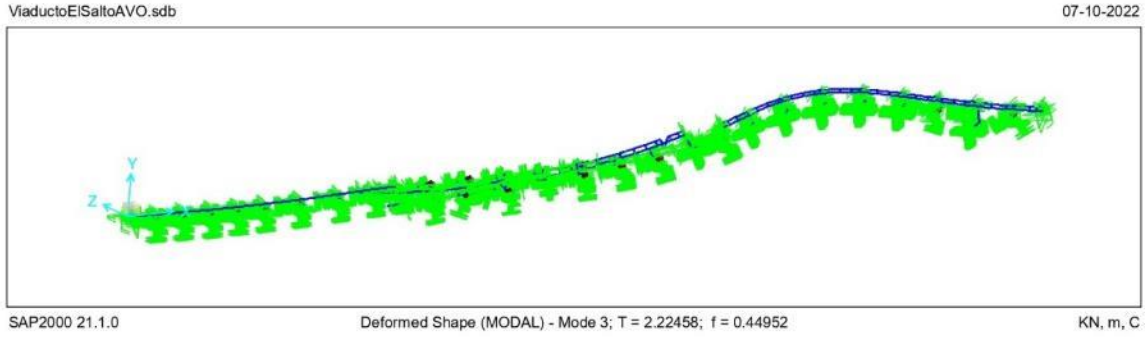


Figura 3:32 Modo 3

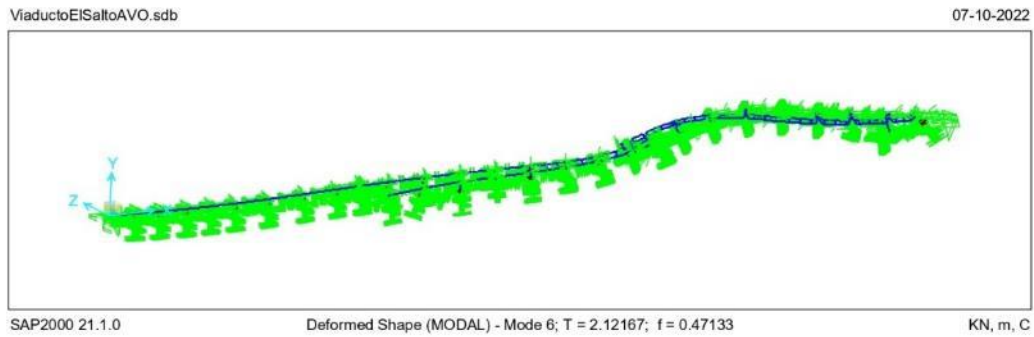


Figura 3:33 Modo 6

A modo de comparación, se muestran los períodos asociados a los modos longitudinales y transversales que se obtuvieron del modelo que utilizó la oficina de Pedro Astaburuaga para la modelación y cálculo estructural, estos son los siguientes:

	<b>Período [seg]</b>	<b>%masa modal</b>	<b>Modo</b>
1	2.5	23.2%	1
2	2.34	17.4%	2
3	2.13	8.3%	6
4	0.02	6.3%	200
5	1.7	5.1%	11

Tabla 3-21 Principales Modos Transversales.

	<b>Período [seg]</b>	<b>%masa modal</b>	<b>Modo</b>
<i>1</i>	2.31	34.1%	3
<i>2</i>	2.21	18.1%	4
<i>3</i>	1.89	10.5%	10
<i>4</i>	0.02	8.0%	199
<i>5</i>	0.12	4%	170

Tabla 3-22 Principales Modos Longitudinales.

La diferencia en períodos que se puede apreciar es, en general, pequeña y esta se explica mayormente debido a la variación en la rigidez de los elastómeros que se usó para el análisis modal espectral, donde se utiliza la rigidez efectiva de las placas de apoyo.

Como se pudo observar en la sección 3.1 Aisladores Sísmicos, cuando se realiza un análisis no lineal del viaducto, la rigidez y el amortiguamiento de los aisladores sísmicos varía según como se estén deformando (Figura 3:6). Como estos parámetros va variando, la matriz de amortiguamiento y la matriz de rigidez varían según el estado de deformación de estos elementos, es por esto, que en el análisis no lineal los periodos y razones de amortiguamiento varían con respecto a un análisis lineal, ya que la rigidez de los aisladores sísmicos se va degradando y el amortiguamiento es variable.

### 3.4.2 Amortiguamiento de Rayleigh

Se supone una matriz de amortiguamiento tipo Rayleigh proporcional a la matriz de masa y a la matriz de rigidez. Se necesita el período del primer modo de vibración ( $T_1=2.442066$ ) y el modo de vibración con el 90% de participación de masa ( $T_2=0.038533$ ). Para la tasa de amortiguamiento ( $\beta$ ) se tomó la sugerencia hecha por Caltrans (2019) de un 3%. Con esto se obtienen los valores de la constante de amortiguamiento de Rayleigh, asociada a la matriz de masa y de rigidez del sistema asociada a elementos lineales.

*Constante de amortiguamiento Matriz de Masa ( $a_0$ )* **0.152**

<i>Constante de amortiguamiento Matriz de Rigidez (<math>a_1</math>)</i>	$3.624 \cdot 10^{-4}$
--	-----------------------

Tabla 3-23 Principales Modos Longitudinales.

Para la construcción de la matriz de amortiguamiento de Rayleigh por parte de la matriz de rigidez, se utiliza  $a_0$  para todos los elementos (Figura 3:34) y  $a_1$  se utiliza para el cómputo de la matriz de amortiguamiento viscoelástico de los siguientes elementos: Pilotes, Vigas de Fundación, Viga Cabezal, Losa, Tablero, Columnas y Placas de Apoyo Elastoméricas. Esto se realiza modificando el coeficiente de rigidez del amortiguamiento proporcional viscoelástico de los materiales en SAP2000(Figura 3:35).

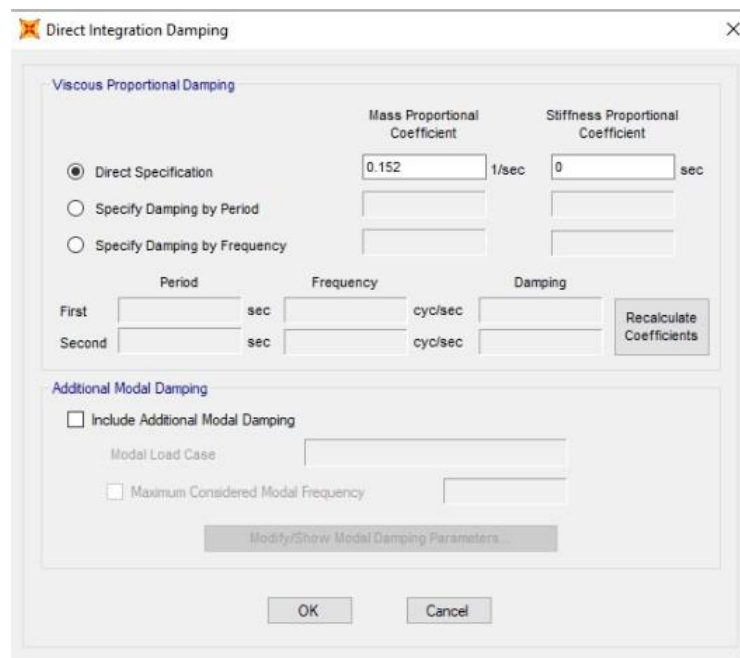


Figura 3:34 Coeficiente Amortiguamiento para Masa

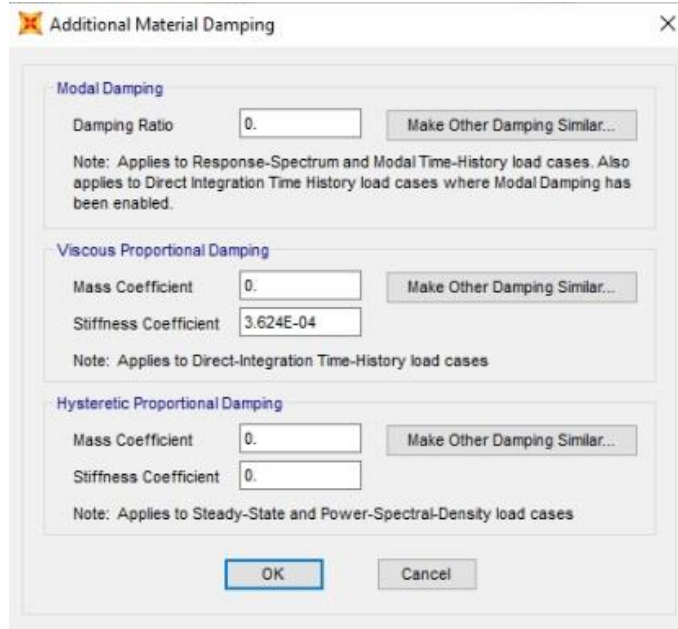


Figura 3:35 Coeficiente Amortiguamiento para Rigidez.

## 4 Generación de curvas de Fragilidad

Para generar curvas de fragilidad se realizó un Análisis Dinámico Incremental (IDA, por sus siglas en inglés). Este método consiste en determinar la capacidad de colapso global mediante un proceso de cargas transitorias crecientes. El IDA permite obtener una colección de análisis dinámicos no lineales (tiempo-historia) de manera de entregar una noción del comportamiento del modelo ante distintos registros de aceleraciones de suelo (Jorquera Valenzuela, 2014).

Este análisis se realiza escalando incrementalmente distintos registros sísmicos para crear aceleraciones con rangos de intensidades variados y analizar directamente, mediante un análisis tiempo-historia, el modelo del viaducto para cada nivel de excitación.

De los resultados que entrega cada análisis, se registra la máxima respuesta (aceleración, momento, desplazamiento, fuerzas, etc.) de los elementos estructurales que se eligieron para su posterior análisis. Estas respuestas se grafican posteriormente de acuerdo con su nivel de excitación.

Con los datos del análisis IDA ya obtenidos se confeccionan las curvas de fragilidad. Estas curvas representan una medida de la vulnerabilidad sísmica de una estructura y corresponden a la probabilidad de que la respuesta de la estructura exceda ciertos estados límites de daño, en función de parámetros de intensidades sísmicas, en este trabajo este parámetro es el de espectro de aceleraciones ( $S_a$ ) para los modos principales tanto longitudinal y transversal.

La creación de estas curvas se realiza con el análisis de la respuesta estructural para distintos niveles de demanda sísmica, que van desde sismos frecuentes de baja intensidad a sismos, poco frecuentes, de alta intensidad. Es en los sismos de alta intensidad cuando se logra observar el mayor comportamiento no lineal de la estructura, por esto se realiza este tipo de procedimiento.

El objetivo final de una curva de fragilidad es entregar la probabilidad de vulnerabilidad de la estructura. En otras palabras, que los elementos elegidos, sobrepasen los estados límites designados.

Para generar las curvas de fragilidad se utilizó una herramienta computacional que controla el modelo remotamente, empleando comandos OAPI desde MATLAB, donde se carga secuencial e incrementalmente la base de registros escalados, que son ejecutados sobre las bases del modelo del viaducto, y con esto, la respuesta obtenida es post procesada para determinar la curva de fragilidad de la estructura. Para este análisis se usa el valor espectral para el período fundamental longitudinal y transversal.

La elección de registros se explica detalladamente en la sección 5: Catálogo de Registros Sísmicos. Los criterios de desempeño se entregan junto a los resultados en la sección 6.2 Curvas de Fragilidad

.

.





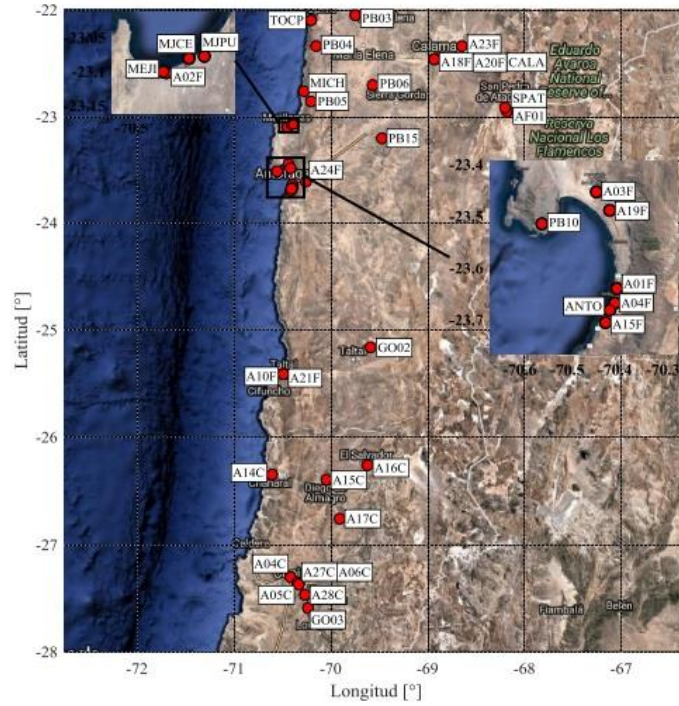


Figura 5:2 Ubicación de las Estaciones Sísmicas del Catálogo, Zona Norte II (González, 2017).

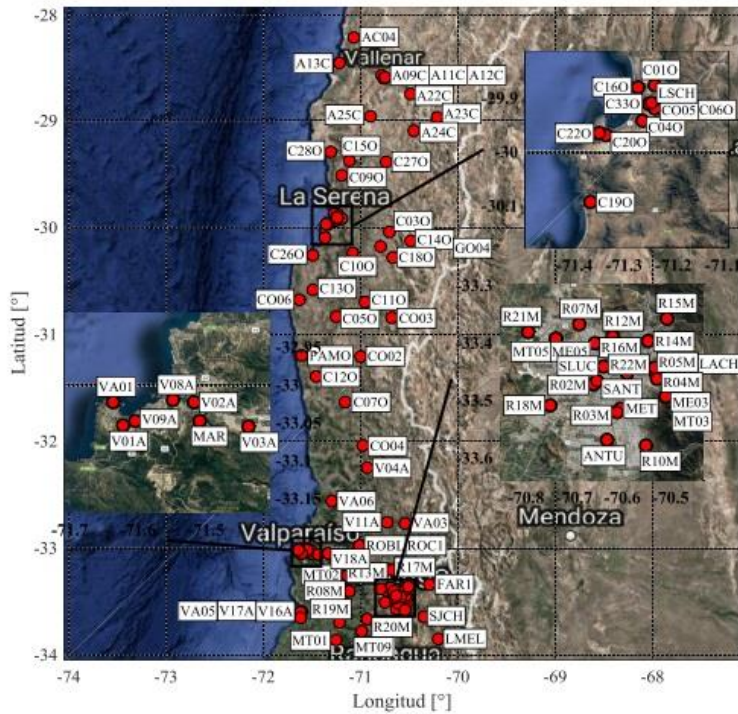


Figura 5:3 Ubicación de las Estaciones Sísmicas del Catálogo, Zona Centro (González, 2017).

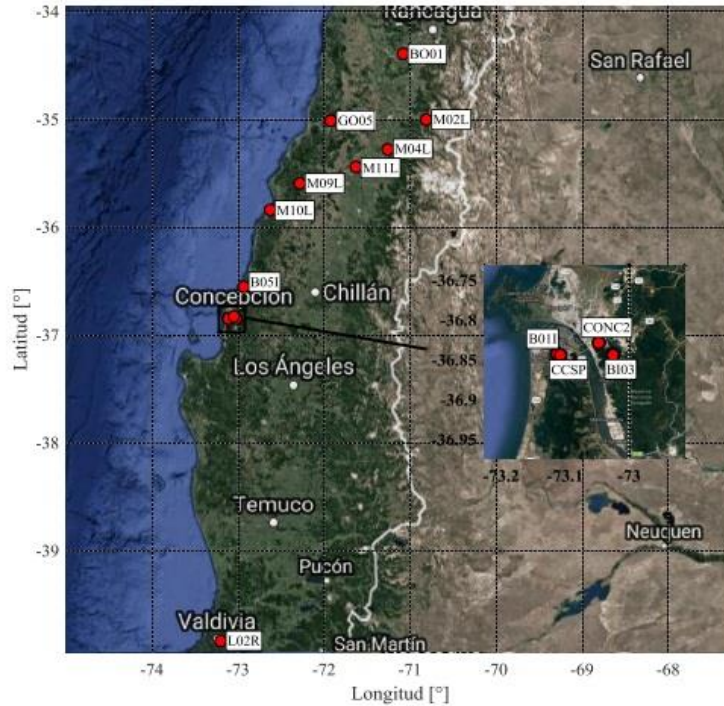


Figura 5:4 Ubicación de las Estaciones Sísmicas del Catálogo, Zona Sur (González, 2017).

Estas estaciones se identifican según lo mostrado en la Figura 5:5, donde se tiene el nombre de la estación, su ubicación geográfica, la dirección de sus canales, la velocidad de la onda de corte del terreno, el tipo de instrumento de medición utilizado, la clasificación Idini, la zona sísmica, entre otros.

```

estacion: 'FCFM'
latitud: -33.4572
longitud: -70.6617
canal1: 'L'
canal2: 'T'
canal3: 'V'
vs: 0
Instrumento: ' '
Referencia: 'Civil Uchile'
TipoSuelo_n: 'nc'
TipoSuelo_433: []
old: 1
Periodo_Idini: 1
zonasismica: '2'
TipoSuelo_T: 'I'

```

Figura 5:5 Información sobre Estaciones en la Base.

### 5.1.2 Eventos

La cantidad de eventos de movimientos telúricos que están contenidos en la base son 925, y se identifican según la Figura 5:6. Registra la fecha del evento, la hora, la profundidad, el tipo de sismo, la magnitud, entre otros.

```
id: '1002270634'  
fecha: '2010-02-27'  
hora: '06:34'  
magnitud: 8.8000  
latitud: -36.1490  
longitud: -72.9330  
profundidad: 28.1000  
refhip: 'ISC'  
refmag: 'GCM'  
tipo: 'T'  
rumbo: 19  
manteo: 18  
arup: [500 150]  
izqinf: [-37.8000 -74.4500]  
aspl: [3x2 double]  
izqinfAl: [3x2 double]
```

Figura 5:6 Información sobre evento sísmico.

### 5.1.3 Registros

Los registros para cada evento en las distintas estaciones están ordenados según la Figura 5:7, en esta se puede ver las aceleraciones para cada canal, con la fecha del evento, su estación y la tasa de muestreo en Hertz con la que se registraron los datos.

```
canal1: [35000x1 double]  
canal2: [35000x1 double]  
canal3: [35000x1 double]  
evento: '1407151112'  
estacion: 'T01A'  
muestreo: 200
```

Figura 5:7 Información de un registro sísmico..

Estos registros incluyen sismos hasta el año 2016, tomando en cuenta las 272 estaciones que ha logrado implementar la Centro Sismológico Nacional (CSN) y de la Red Nacional de Acelerógrafos (RENADIC), en el territorio nacional. Se trata de una base de registros que permite ver el comportamiento de los suelos en distintos tipos de suelos, zonas sísmicas y estructuras. La base de datos es de 4056 registros para la realizar este trabajo, todos ellos de distinta magnitud, duración y direcciones de aceleración.

Dichas clasificaciones permitirán diferenciar los registros sísmicos y elegirlos según como se indica en la siguiente sección.

## 5.2 Parámetros Sísmicos

Los parámetros sísmicos que se presentan corresponden a los utilizados para la posterior elección de registro. A continuación, se describe brevemente cada uno de ellos con sus respectivas ecuaciones.

### 5.2.1 Clasificación de Suelos Idini

Para realizar esta clasificación se utiliza la razón espectral H/V desarrollada por Nakamura (1989), quien propuso un factor de amplificación de un depósito de suelos que está bajo un frente de ondas SH. Estas ondas se propagan verticalmente desde el basamento hasta la superficie. Con esto genera una razón entre la componente horizontal de un espectro de suelo y de un basamento rocoso para, finalmente, obtener una razón espectral H/V (*Horizontal Spectral Ratio*), obtenida a partir de la razón entre la componente horizontal y vertical del espectro.

La clasificación de suelos propuesta por Benjamín Idini (2016) utiliza razones espectrales H/V. Se usan los registros sísmicos de las estaciones ya nombradas para estimar la amplificación del suelo y el periodo predominante  $T^*$ , donde ocurre la máxima amplitud para cada estación. Se utiliza un método denominado “varias ventanas” y se calcula la mediana de la relación H/V para obtener el valor del periodo del sitio  $T^*$ , este debe ser mayor a 0.1 [seg] (Sáenz Muñoz, 2018), este valor es el que define la clasificación de los suelos como se observa en la Tabla 5-1.

<b>Clasificación</b>	<b>Condición</b>
1	$H/V < 3$
2	$T^* < 0.2[\text{seg}]$
3	$0.2[\text{seg}] < T^* < 0.4[\text{seg}]$
4	$0.4[\text{seg}] < T^* < 0.8[\text{seg}]$
5	$0.8[\text{seg}] < T^*$
6	Amplificación de banda ancha
<i>Sin clasificar</i>	No cumple con otras condiciones

Tabla 5-1 Criterios de Clasificación.

Para realizar la clasificación de todos los registros se generó una rutina donde se analizaban los 4056 registros, en esta se diferenciaban los suelos de las estaciones según los criterios descritos. Se organizan los registros presentes en cada estación según la clasificación de suelo predominante y se determina la categoría que le correspondía según la Tabla 5-1. Las amplitudes HVSR menores a 2 se denominaron planas. La gran mayoría de las estaciones fueron clasificadas con categoría 1.

En la Figura 5:8 se observa un ejemplo de una estación (A09C) con clasificación Idini igual a 1, donde la amplitud HVSR de uno de sus registros no supera un valor de 3.

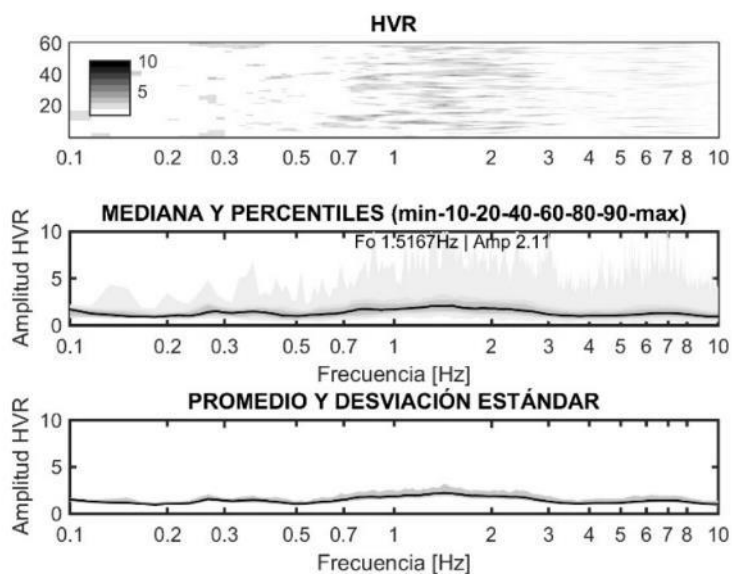


Figura 5:8 Resultados Razones Espectrales Estación A09C (en roca).

En la Figura 5:9 se observa una clasificación de un sismo para una estación (A28C) con Idini igual a 4, se observa que el período donde ocurre el peak de amplitud es de 0.47 segundos.

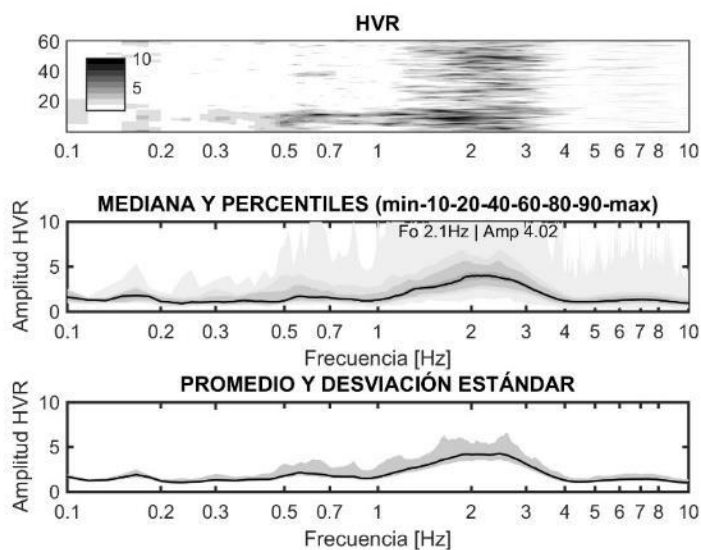


Figura 5:9 Resultados Razones Espectrales Estación A28C.

### 5.2.2 Intensidad de Arias

La intensidad de Arias es un parámetro que clasifica los sismos de acuerdo con la energía total contenida en el registro de aceleraciones y refleja el daño que pueden producir los movimientos sísmicos en las estructuras.

Por consiguiente, la ecuación que representa la suma de energía disipada es la siguiente:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_{t_0}^{t_0+D} a(t)^2 dt \quad (3.47)$$

Donde:

g: Aceleración de Gravedad.

t<sub>0</sub>: Tiempo Inicial del Registro.

D: Duración del Registro.

a(t): Registro Sísmico de Aceleraciones.

### 5.2.3 Potencial Destructivo

El Potencial Destructivo definido por Araya y Saragoni (1984), es un parámetro que evalúa la capacidad de destrucción de un sismo, para poder distinguir los eventos que son capaces de producir daño (Jorquera Valenzuela, 2014). Para esto se considera la siguiente ecuación:

$$P_D = \frac{I_A}{v_0^2} \quad (3.48)$$

Donde:

I<sub>A</sub>: Intensidad de Arias.

v<sub>0</sub>: Intensidad de Cruces por Cero

La intensidad de cruces por cero se calcula directamente del registro de aceleraciones, contabilizando la cantidad de cruces por cero de un registro y dividiéndolo por el tiempo total de este.

#### 5.2.4 Intensidad Espectral de Housner

La intensidad espectral de Housner (1952) se utiliza para medir la severidad de un terremoto. Se propone como medida de la intensidad, el área bajo la curva del espectro de pseudo-velocidad en el rango de períodos entre 0.1 a 2.5 segundos y con un amortiguamiento del 5 %.

$$I_H = \int_{0.1}^{2.5} S_v(t, \beta = 0.05) dT \quad (3.49)$$

Donde:

$S_v$ : Espectro de Velocidades.

T: Período.

$\beta$ : Fracción de Amortiguamiento Crítico.

#### 5.2.5 Aceleración Máxima del Suelo, PGA

El Peak Ground Acceleration (PGA) es la máxima amplitud del registro de aceleraciones del suelo, se relaciona así con la fuerza de un movimiento sísmico.

Es el parámetro más utilizado en la descripción de la intensidad y destructividad de un sismo. Esto se debe a su fácil comprensión y a la relación directa de las fuerzas de inercia y la aceleración del suelo (Sáenz Muñoz, 2018).



### 5.3 Elección de registros sísmicos

Para elegir los registros sísmicos, que fueron utilizados para generar las curvas de fragilidad, se hizo lo siguiente:

- Primero, se eligieron las estaciones con características similares a las de la ubicación del viaducto, esto es, suelo tipo 1 según Idini (HVSR plano), debido a que se encuentra sobre roca y las amplificaciones de suelo son bajas. Además, se escogieron registros con un PGA inicial entre 0.01 y 2 [g]
- Lo siguiente es definir el período fundamental longitudinal y transversal de la estructura, para poder definir el valor espectral para cada registro sísmico. Como el viaducto está estructurado en 3 tramos, para obtener los períodos transversales se realizó un promedio de los modos donde cada tramo sufría mayor deformación, entregando un período ponderado de 2.30 segundos. Para el período longitudinal se obtuvo un promedio de los dos primeros modos con mayor participación modal, dando un periodo de 2.17 segundos. Se pretende obtener una mayor precisión, al considerar cada tramo y poder combinar los períodos de manera de obtener una respuesta global del comportamiento del puente. Con estos períodos ya definidos se pudo obtener el valor para cada dirección de todos los registros.
- Luego, con los valores espectrales de cada registro, se elabora una lista inicial ya filtrada por los criterios mencionados (Figura 5:10). Se observa que, para el período fundamental longitudinal, el valor espectral generado por los sismos no supera los 0.35 [g] de aceleración, mientras que para el transversal no supera los 0.25[g]. Es importante mencionar que estos registros corresponden tanto a zona sísmica 2 como a zona sísmica 1 y 3. Siendo la zona 2 donde se encuentra el puente.

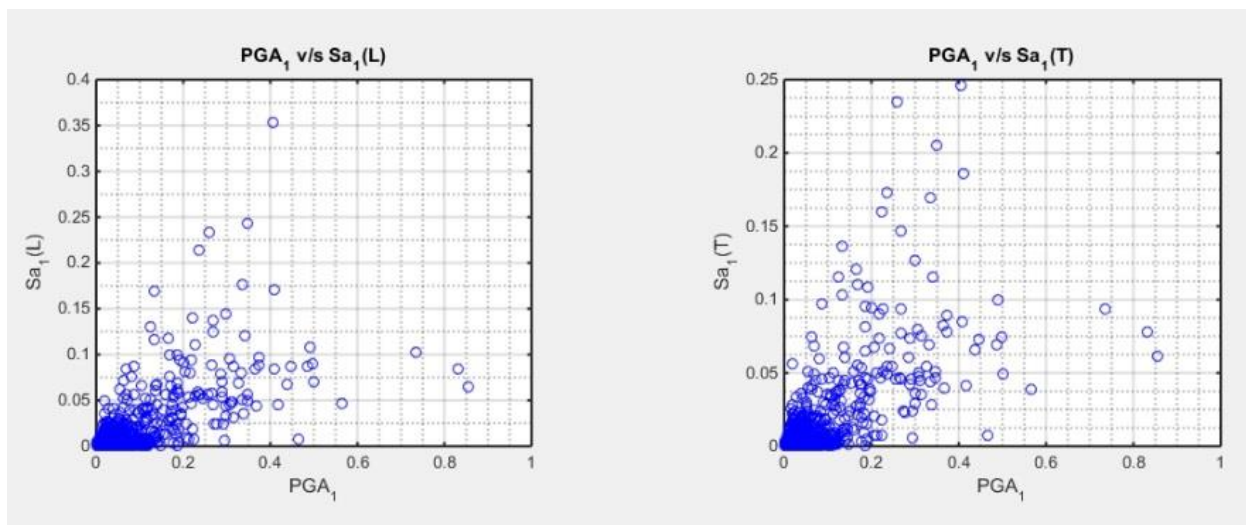


Figura 5:10 Grupo de Registros que pasaron el Primer Filtro.



- Con la información de la Figura 5:10 se decide realizar el análisis IDA con registros con aceleraciones espectrales a intervalos de 0.05[g], con valores desde 0.05 [g] hasta 0.45[g] y con 10 escaladas para cada dirección (longitudinal y transversal). Así se consiguen 180 registros, asociados a las diversas demandas espectrales, para construir la curva de fragilidad a partir de un análisis incremental dinámico. Es de observar que las máximas aceleraciones espectrales, de toda la base de registros sísmicos, no superaban un valor de 0.25[g] para zona sísmica 2 y de 0.37[g] para zona sísmica 3 (por lo que un valor de 0.45 va más allá de lo registrado para roca).
- Con los parámetros a seguir determinados se evaluaron los registros de acuerdo con diferentes criterios, estos son: espectro de aceleraciones, zona sísmica, intensidad de Housner, intensidad de Arias. El factor al que se le dio mayor ponderación fue el valor de la aceleración espectral, se buscaba tener la mayor cercanía posible de los registros a este valor. Luego, el segundo en importancia era la zona sísmica para poder tener sismos con mayor probabilidad de ocurrencia en la zona del viaducto. En la Figura 5:10 se ve que para un valor espectral mayor los sismos son cada vez menos frecuentes, por lo que, la distancia hacia el valor espectral requerido es muy grande. Así entonces, se realizó una ponderación con la Intensidad de Housner y el Potencial Destructivo de estos. Para lo que se genera una curva ajustada de todos los registros sísmicos que relacionara la coordenada espectral y el parámetro de intensidad sísmica (Ver Figura 5:11 y Figura 5:12) con todos los valores de los registros para luego medir la distancia de estos con la curva. Todos estos factores generaron una nota, escogiéndose los 10 registros mejor evaluados para cada valor de coordenada espectral. Los 90 registros con mejor nota, para cada período fundamental, fueron los elegidos para realizar el análisis IDA.

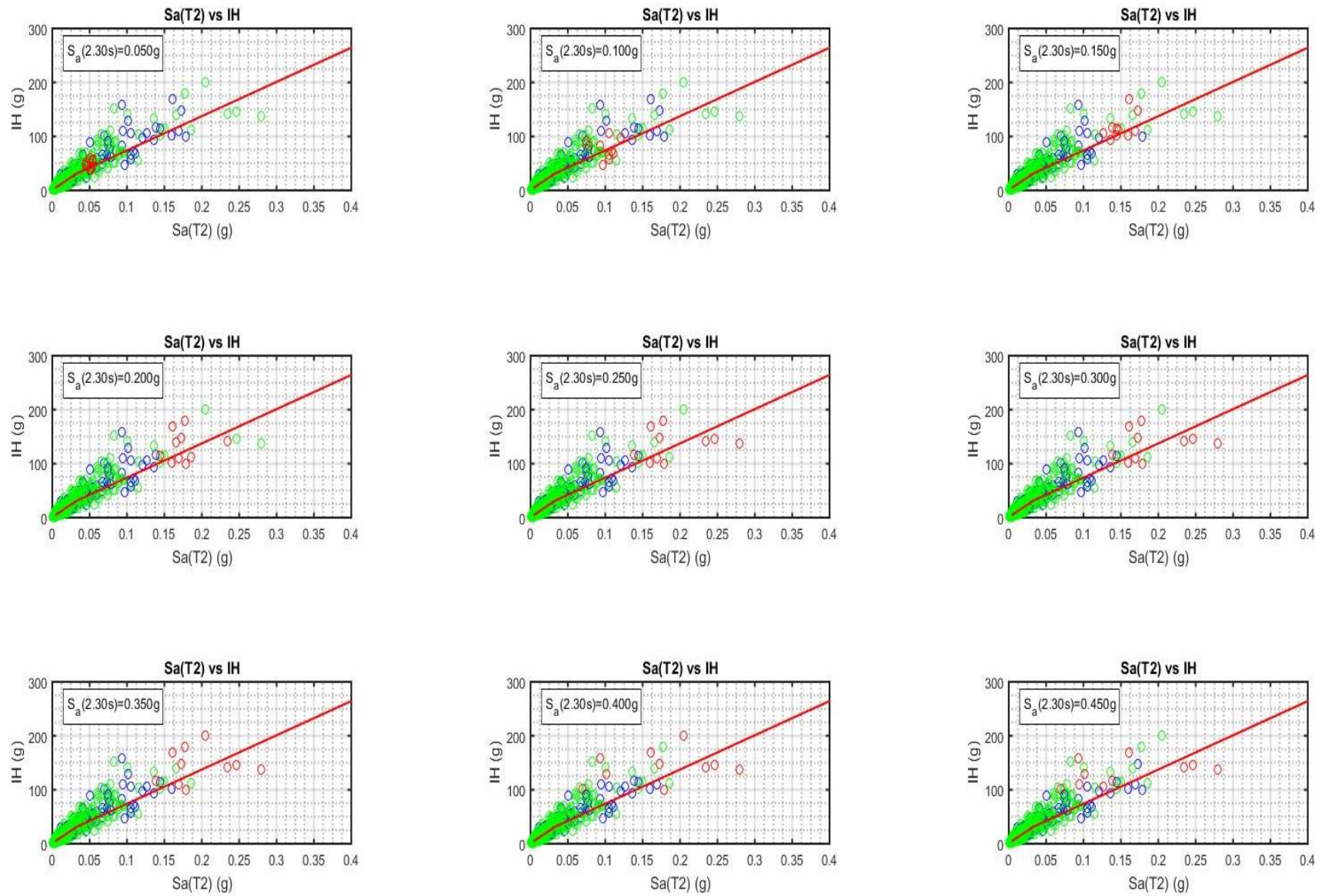


Figura 5:11 Intensidad de Housner vs Sa para período fundamental transversal en rojo registros seleccionados, en verde zona sísmica 1 y 3 y en azul zona sísmica 2..

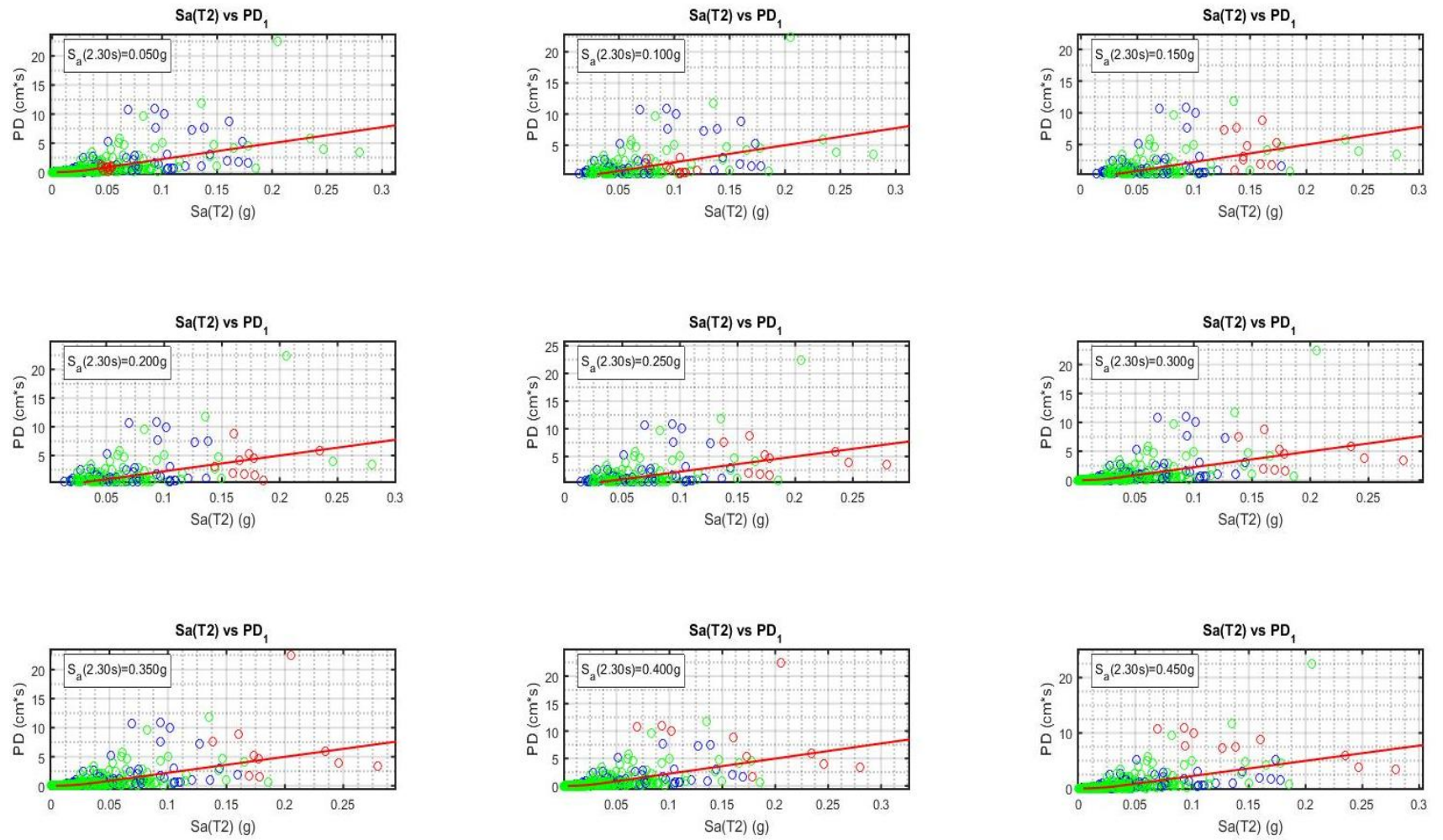


Figura 5:12 Potencial Destructivo vs Sa para período fundamental transversal en rojo registros seleccionados, en verde zona sísmica 1 y 3 y en azul zona sísmica 2.

- Los 180 registros elegidos deben ser escalados, de manera de tener los valores espectrales que se buscan, para esto se utiliza un factor de escalamiento que logra que cada uno de los registros escogidos posea un valor espectral de la magnitud que se requiere (0.05[g], 0.1[g], 0.15[g], 0.2[g], 0.25[g], 0.3[g], 0.35[g], 0.4[g]) para los periodos fundamentales de la estructura. Con los registros ya escalados se obtiene lo que se observa en la Figura 5:13, que son los registros elegidos para realizar el análisis a 0.05 [g].

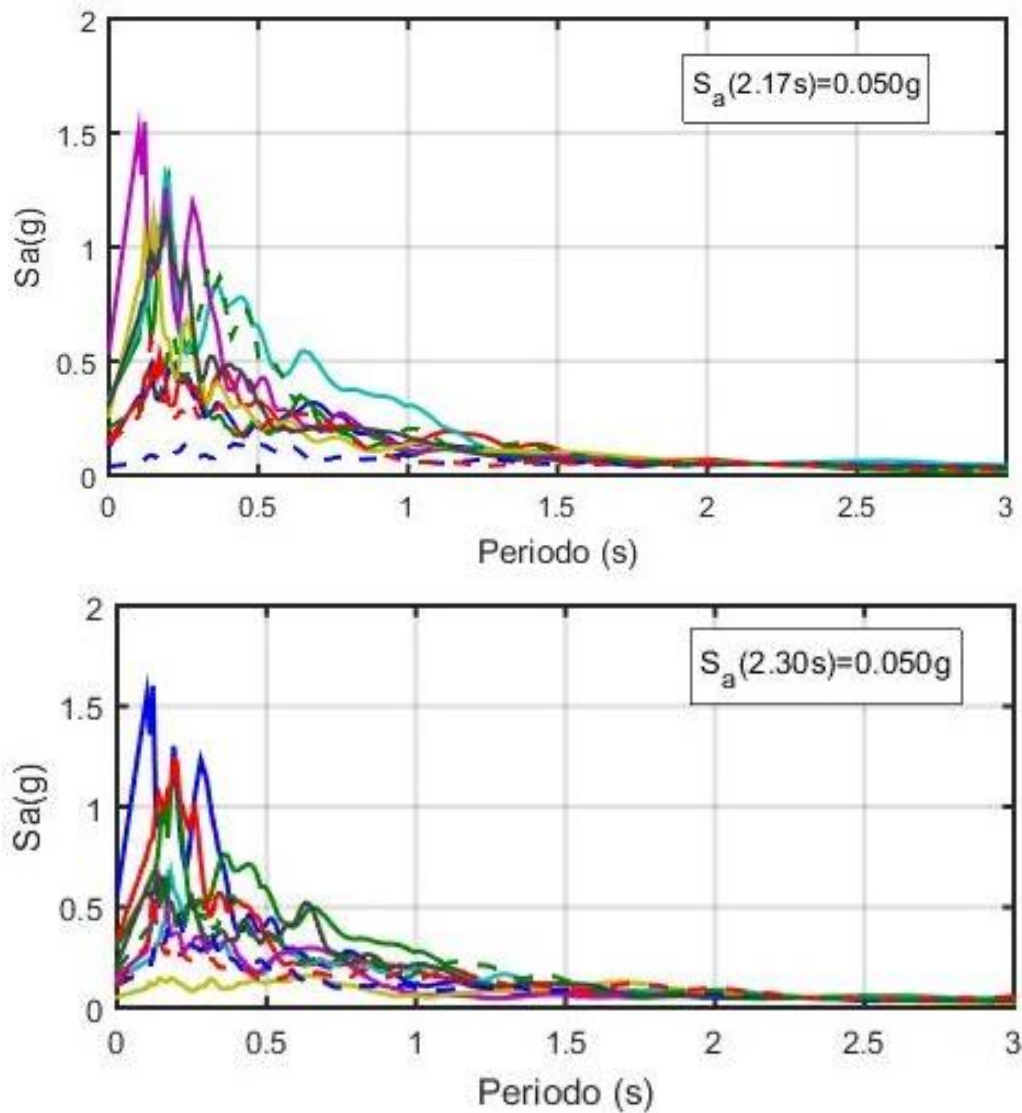


Figura 5:13 Registros Escalados para  $S_a=0.05$  [g]. Longitudinal y Transversal.

- En la Figura 5:11 y Figura 5:12 se representan los sismos elegidos para ese valor espectral con círculos rojos. Los círculos verdes representan los sismos en zona sísmica 1 y 3 y los círculos azules representan los de zona sísmica 2. En Anexo E se encuentran los espectros de todos los registros escalados.



### 5.3.1 Análisis Registros para Análisis IDA.

La generación de registros sintéticos para valores entre 0.05[g] y 0.35 [g] no presenta factores de escalamientos mayores a 2 y contiene sismo de comportamiento similares, por lo que son de gran utilidad para este análisis, ya que, no contienen grandes diferencias en sus máximas aceleraciones de suelo (todas menores a 1), por lo que la dispersión de los datos que entrega el modelo al ser evaluado con estos sismos es baja. Sin embargo, para la elección de registros sintéticos que generan valores espectrales de 0.4 y 0.45 [g] (irreales), se utilizaron factores de escalamiento mayores a 5 en algunos registros, esto ya que como se ve en Figura 5:10, no existe registros que generen valores espectrales mayores a 0.4 o 0.45 [g], entonces para poder llegar a estos valores se necesita un factor de escalamiento muy alto. Esto último generó que se tuvieran registros con PGA muy altos (Mayores a 2 [g]) como los que se muestran en la Figura 5:14 y Figura 5:15.

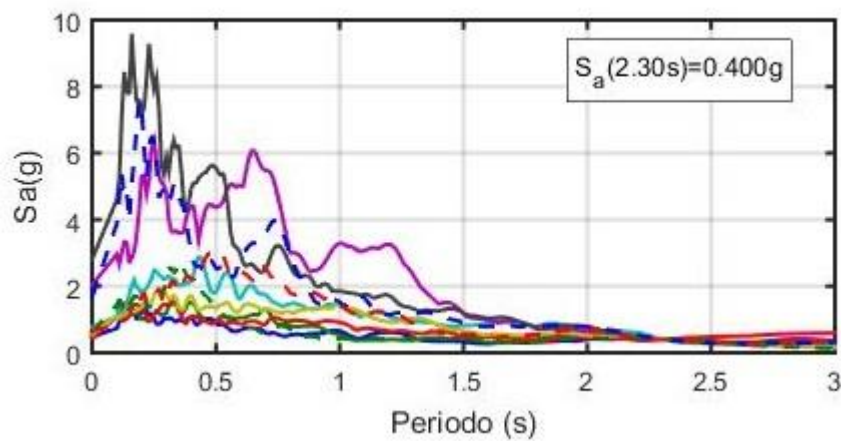


Figura 5:14 Registros para Periodo Transversal de 0.4[g].

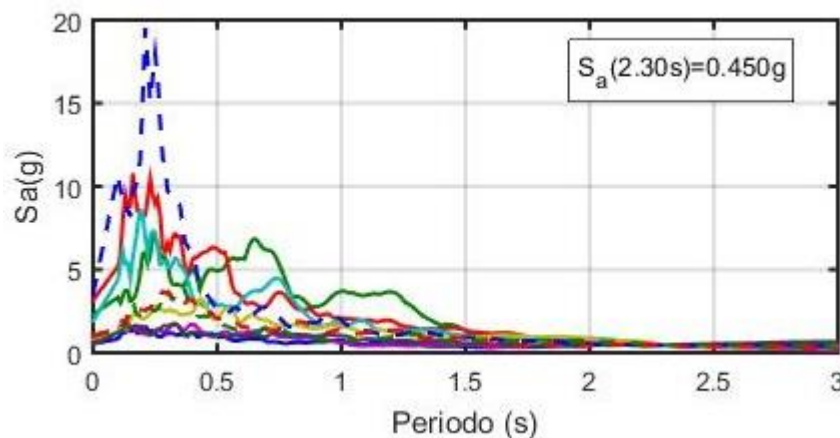


Figura 5:15 Registros para Periodo Transversal de 0.45[g].

En las figuras Figura 5:16 y Figura 5:17 se puede observar cómo después de escalar un registro, este llega a tener aceleraciones máximas de suelo mayores a 2.5[g] para valor espectrales de 0.4 [g]. El factor de escalamiento para este registro fue de 5.77, lo cual es claramente un valor irrealista. A pesar de ello, se consideró proseguir con el análisis entendiéndose que los resultados serían correctos hasta valores espectrales de hasta 0.35g. Por otra parte, valores mayores generarían grandes demandas en modos superiores, lo cual podría ser conservador para verificar el desempeño de la estructura ante acciones irrealistamente mayores.

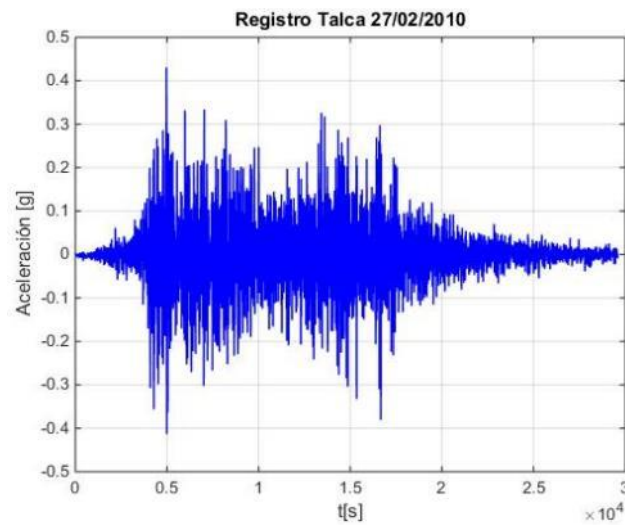


Figura 5:16 Registro En Talca No Escalado para 0.4[g] .

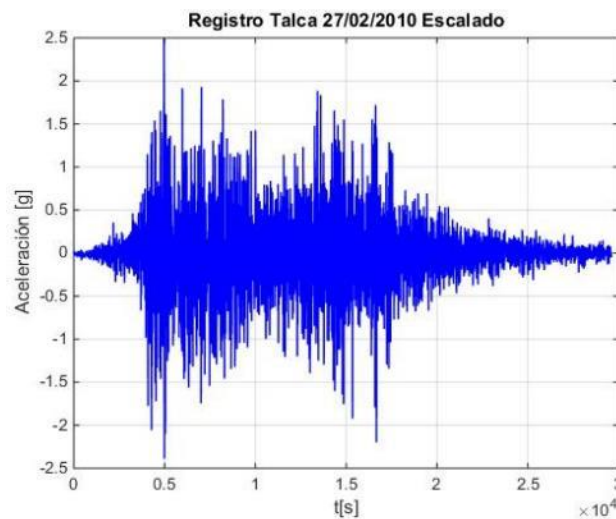


Figura 5:17 Registro Sintético En Talca para 0.4[g].

En las figuras Figura 5:18 y Figura 5:19, se puede observar cómo después de escalar un registro, este llega a tener aceleraciones máximas de suelo mayores a 2.5[g] para valor espectrales de 0.45 [g]. El factor de escalamiento para este registro fue de 6.4988.

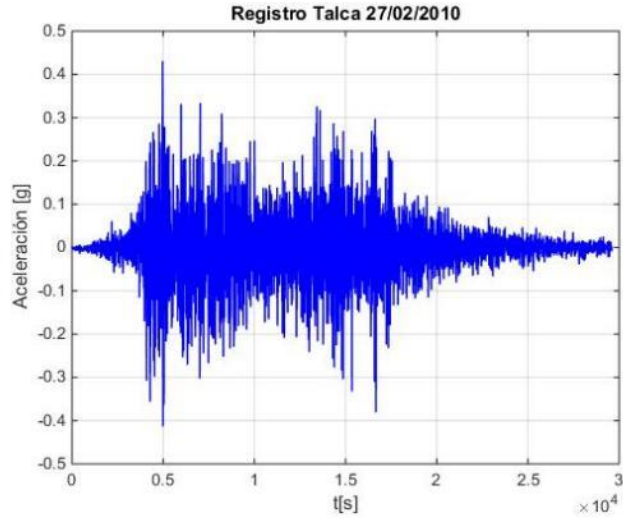


Figura 5:18 Registro En Talca No escalado para 0.45[g] .

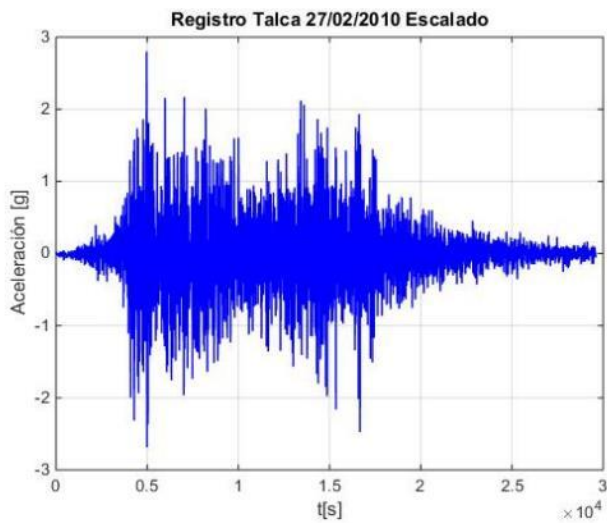


Figura 5:19 Registro Sintético En Talca para 0.45[g].

Se pudo observar que se eligió más de un registro con PGA alto en la Tabla 5-2, se muestran la cantidad de registros según el espectro que contienen aceleraciones de suelos por sobre los 2 [g] (irrealistas).

<b>Valor Espectral</b>	<b>Número de Registros con PGA sobre 2 para período longitudinal</b>	<b>Número de Registros con PGA sobre 2 para período transversal</b>
0.4 [g]	2	3
0.45[g]	4	4

Tabla 5-2: Cantidad de Registros con PGA altos.

En este contexto, se debe apreciar que un procedimiento más acertado, para generar registros a coordenadas espectrales mayores, habría sido utilizar técnicas de escalamiento espectral (spectral matching) conforme a un espectro más realista. Cuestión que no fue realizada en virtud del tiempo disponible para realizar el trabajo de título. De esta forma se sugiere, que la elección de registros en especial para coordenadas espectrales más altas debiera ser reformulada para obtener resultados más adecuados. Es decir, para evitar estos problemas de elección de registros es que se recomienda realizar un proceso de “espectral matching”. Este consiste en generar un espectro objetivo con distintas fuentes sismogénicas (interplaca, intraplaca y cortical), condiciones de sitio (utilizando propagación con software DEEPSOIL) y sismos utilizando curvas de atenuación (GMPEs: ground motion prediction equations) de Montalva (2016) y/o Idini (2016). A partir de lo anterior se realiza el “spectral matching”, con el cual se generan registros de aceleraciones sintéticos que sean compatibles con un pseudo espectro de aceleraciones de interés (Guevara, 2021) . Con esto se evita tener dispersiones grandes en la elección de registros y se tienen registros sintéticos adecuados y sin aceleraciones de suelo irreales.

Se toman en cuenta estos números de registros pues en la sección 6.2 Curvas de Fragilidad, se podrá observar cómo generan una mayor dispersión de datos y producen desplazamientos y fuerzas muy altas en la estructura. Esto se debe a que movimientos de aceleración de suelo significativos generan mayores fuerzas inerciales sobre la estructura y valores espectrales asociados a modos de alta frecuencia que no son los principales, pero que tienen incidencia en las respuestas locales de las cepas.

Para modos de altas frecuencias, como el que se observa en la Figura 5:20, se pueden observar deformaciones asociadas a elementos particulares de la estructura, como de las cepas 24, pórtico 25 y cepa 26 estos modos presentan el comportamiento individual de estas cepas para un período de 0.21 segundos.

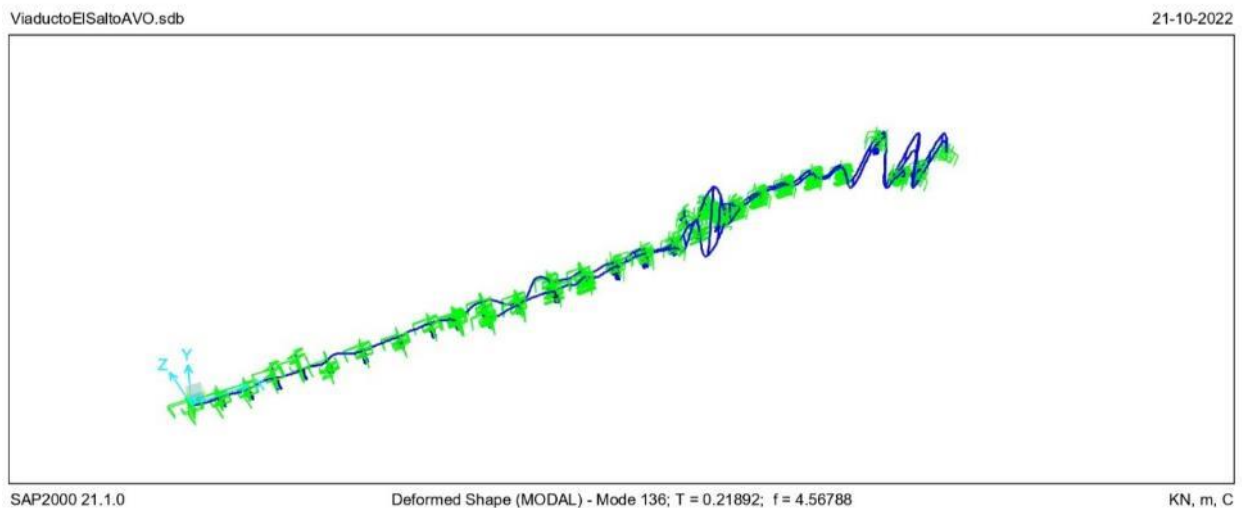


Figura 5:20 Deformada para modo 136 a 0.21 [s].



Esto implica que el modo de vibrar de 0.21 segundos puede llegar a tener aceleraciones más altas que los demás modos, como se observa en la Figura 5:21, para un período como el mencionado, en uno de los registros se pueden obtener aceleraciones de hasta 19.51[g], lo que es muy alto y genera grandes deformaciones en el puente.

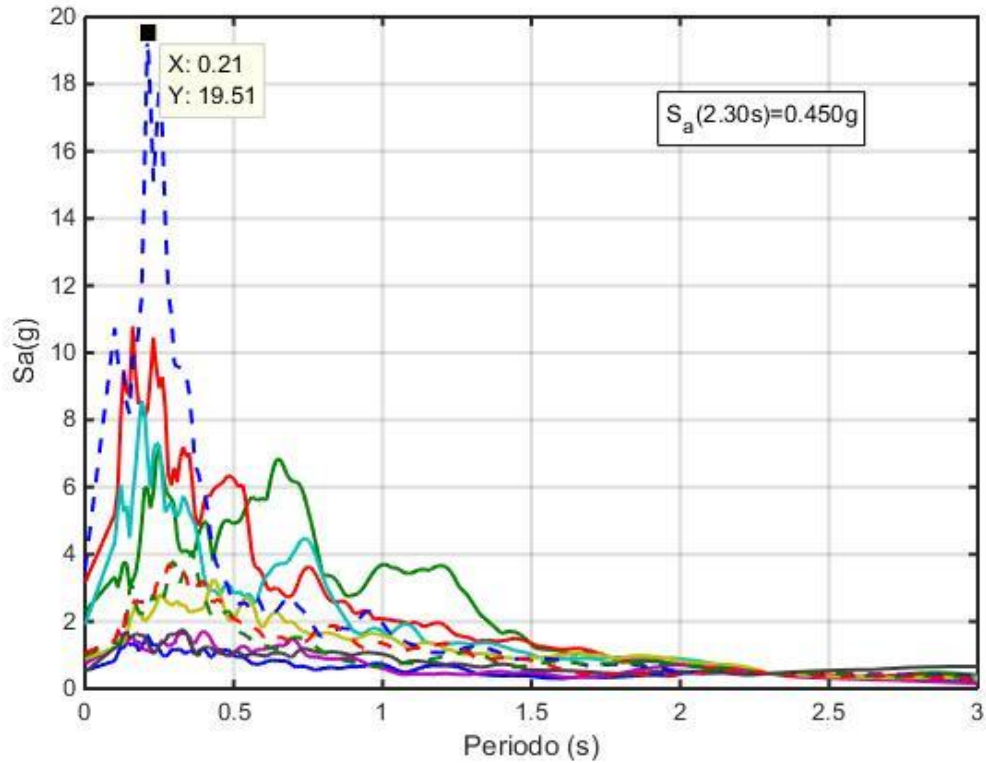


Figura 5:21 Aceleración Espectral en Período de 0.21 [s].

## 6 Resultados

En esta sección se presentan resultados para dos análisis, primero se presenta los datos obtenidos para un análisis tiempo-historia realizado con un registro, este es el terremoto del día 27 de febrero del año 2010 con datos obtenidos en la estación ubicada en el hospital de la ciudad de Constitución. Los otros resultados que se muestran son las curvas de fragilidad obtenidas posterior al análisis incremental dinámico.

### 6.1 Análisis con registro de Constitución 2010

#### 6.1.1 Registro 27 de febrero de 2010 en Constitución

Se realizó un análisis con el registro del terremoto del Maule de 2010, el registro utilizado se tomó en el hospital de la ciudad de Constitución y se muestran en la Figura 6:1 y Figura 6:2 para sus dos canales horizontales. Esta estación posee una clasificación Idini igual a 6, es decir, de banda ancha.

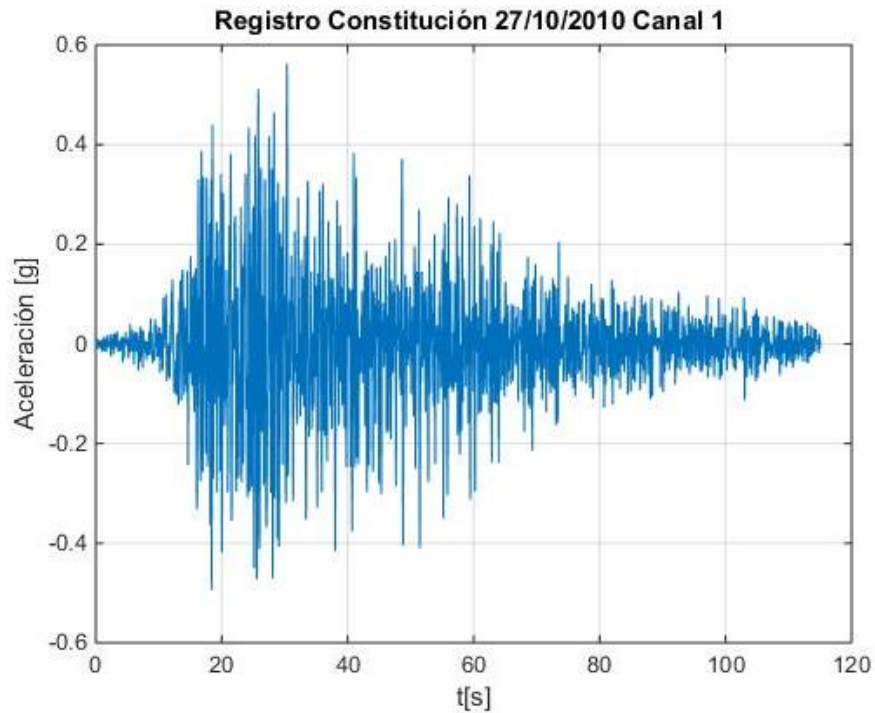


Figura 6:1 Registro Canal 1

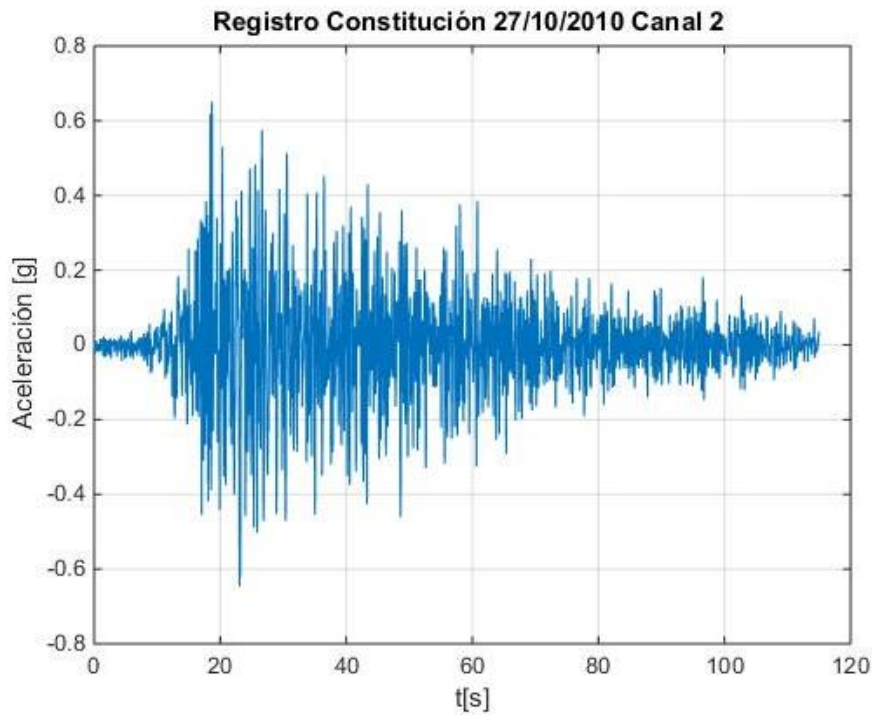


Figura 6:2 Registro Canal 2

Estos registros generaron los espectros elásticos que se muestran a continuación, tanto para una tasa de amortiguamiento de 3% como para una de 5%.

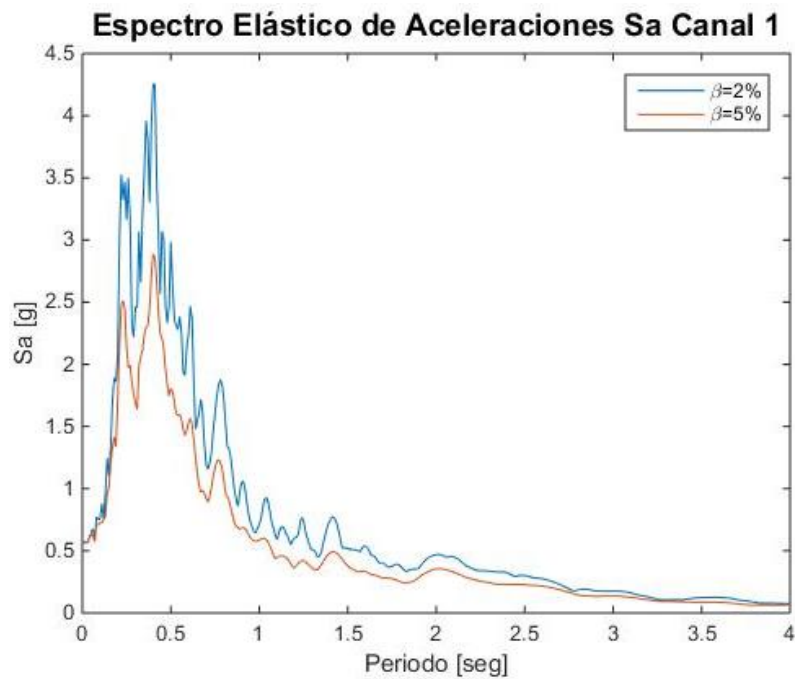


Figura 6:3 Espectro Canal 1

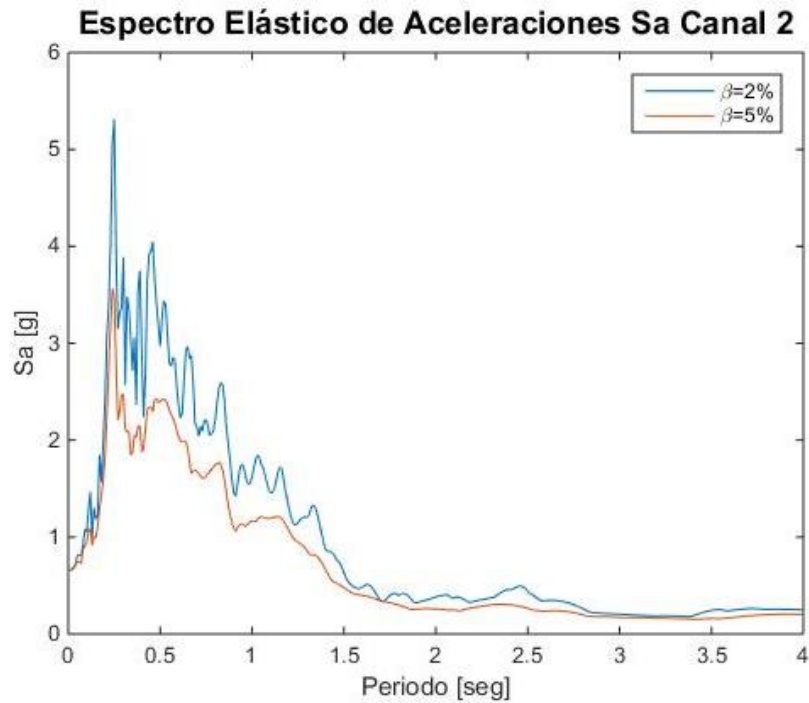


Figura 6:4 Espectro Canal 2

Se puede observar que el registro posee un PGA mayor a 0.6 [g], que para modos de alta frecuencia genera aceleraciones que pueden llegar a ser mayores que 5 [g] y que para los períodos fundamentales de la estructura se tiene una aceleración espectral entre 0.3 y 0.5 [g] dependiendo del canal.

Se decidió utilizar este sismo para un análisis único, ya que con este se pueden observar los lugares más exigidos de la estructura y así poner atención en donde se pueden obtener los mayores estados de daño. Esto se debe a que, como se vio en la sección 5.3 Elección de registros sísmicos, existen pocos sismos con PGA mayores a 0.5 [g], sumado a que al ser de una zona sísmica 3, que no es la del puente, las aceleraciones son mayores a la esperada para la ubicación del viaducto, lo que nos entregaría un análisis más conservador y que por eso nos permitiría tener una mayor probabilidad de encontrar una posible falla en la estructura.

### 6.1.2 Resultados registro de constitución 2010

Con el fin de poder observar el comportamiento del modelo se realiza un análisis tiempo-historia para un solo registro. Esto permite ver si las modelaciones realizadas están trabajando de manera correcta y no están generando desplazamientos o aceleraciones que no correspondan. Como se mencionó en la sección 3.2 Topes Sísmicos las llaves de corte generaban problemas de convergencia, por lo que este análisis se debió realizar varias veces hasta poder llegar a un modelo definitivo que pudiera ser usado y no presentará estos inconvenientes en el análisis IDA. Se eligió utilizar el registro sísmico de Constitución pues este posee aceleraciones máximas de suelo de hasta 0.56 [g], lo que entrega un buen parámetro del comportamiento de la estructura para sismos de alta intensidad.

Existe un plan de instrumentación sísmica del viaducto (Astaburuaga et al., 2021), para monitorear su estructura y analizar su respuesta a sismos. A continuación, se muestran aceleraciones de lugares donde se pretende ubicar estos instrumentos, con el fin de poder relacionarlos con el desempeño de la estructura y en un futuro poder implementar un modelo de respuesta rápida del puente.

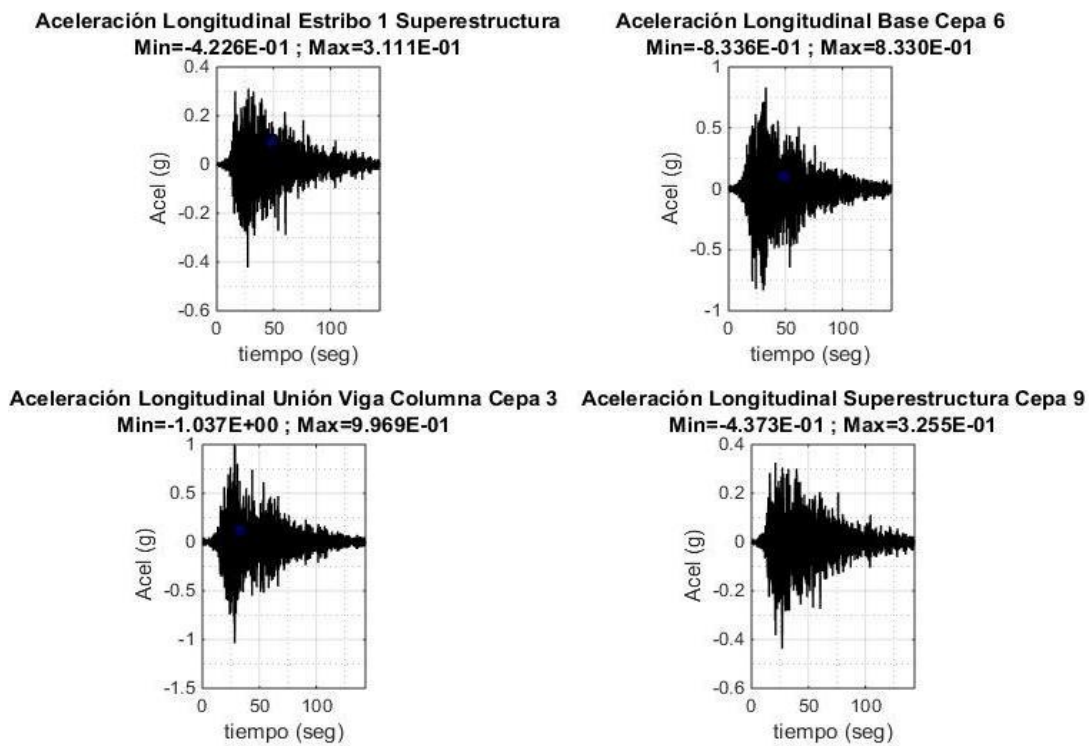


Figura 6:5 Aceleraciones Longitudinales Instrumentación Tramo 1.

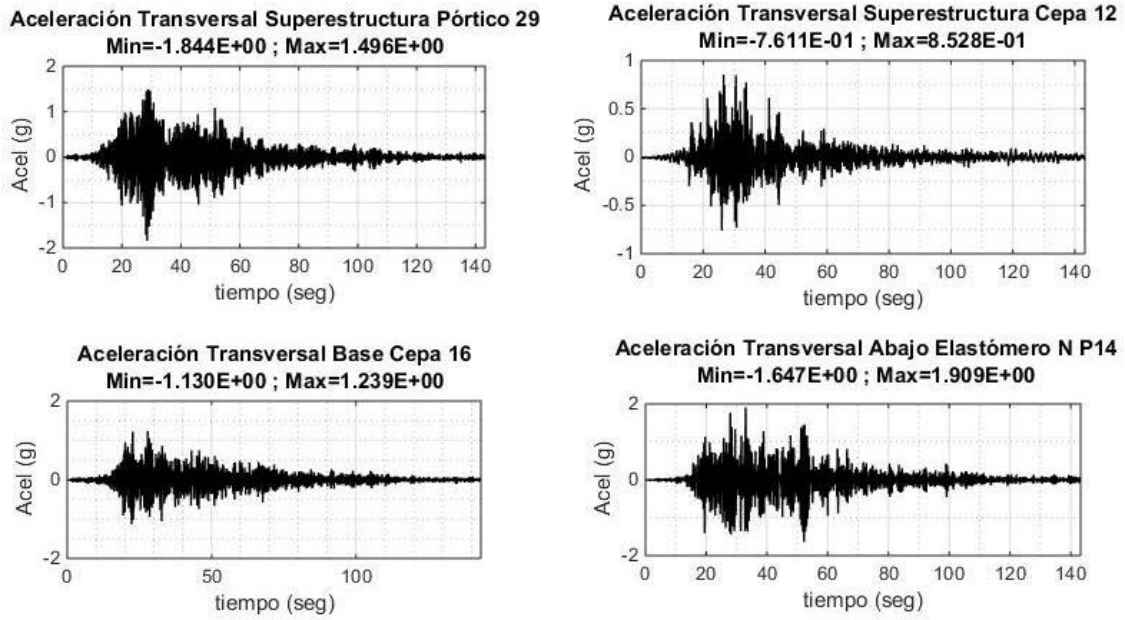


Figura 6:6 Aceleraciones Transversales Instrumentacion Tramo 2.

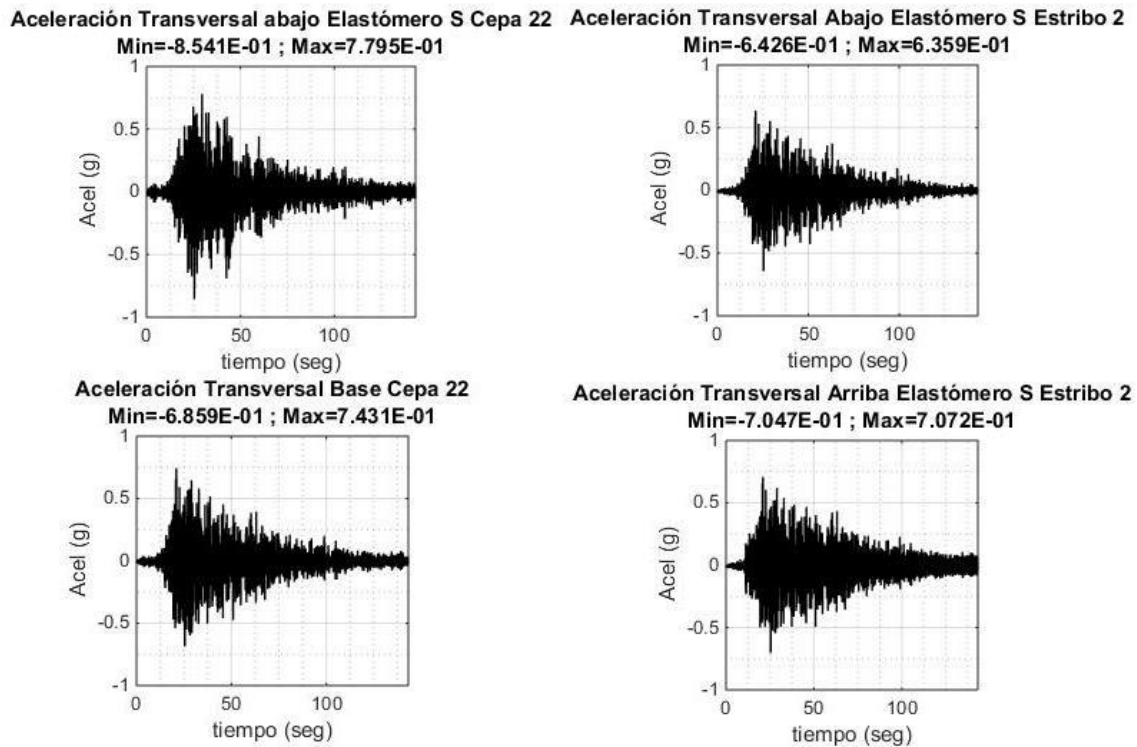


Figura 6:7 Aceleraciones Longitudinales Instrumentacion Tramo 3.

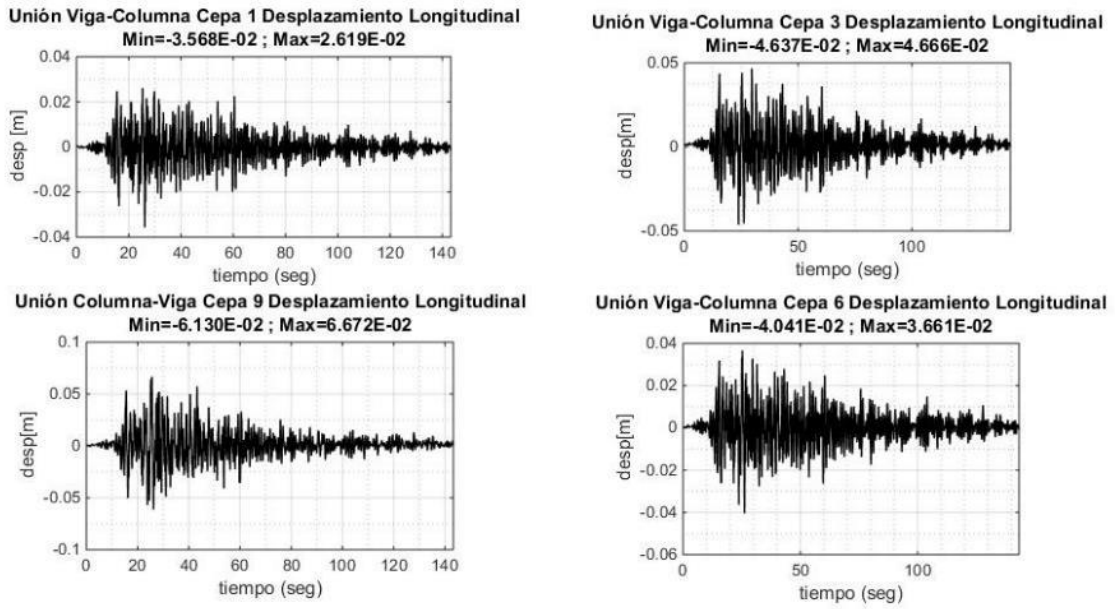


Figura 6:8 Desplazamiento Longitudinal Union Viga Columna Tramo 1.

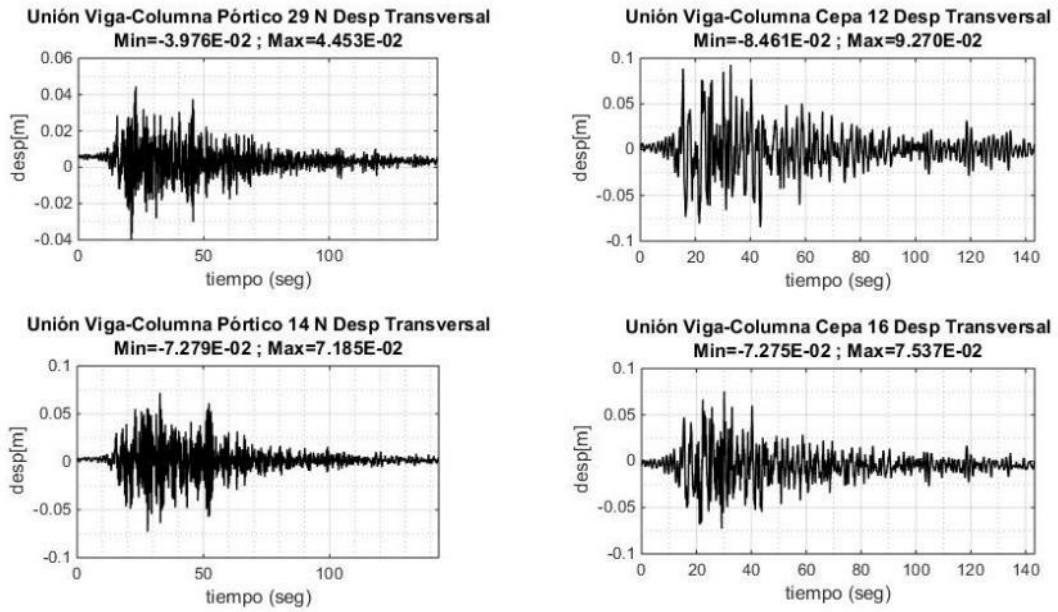


Figura 6:9 Desplazamiento Transversal Union Viga Columna Tramo 2.

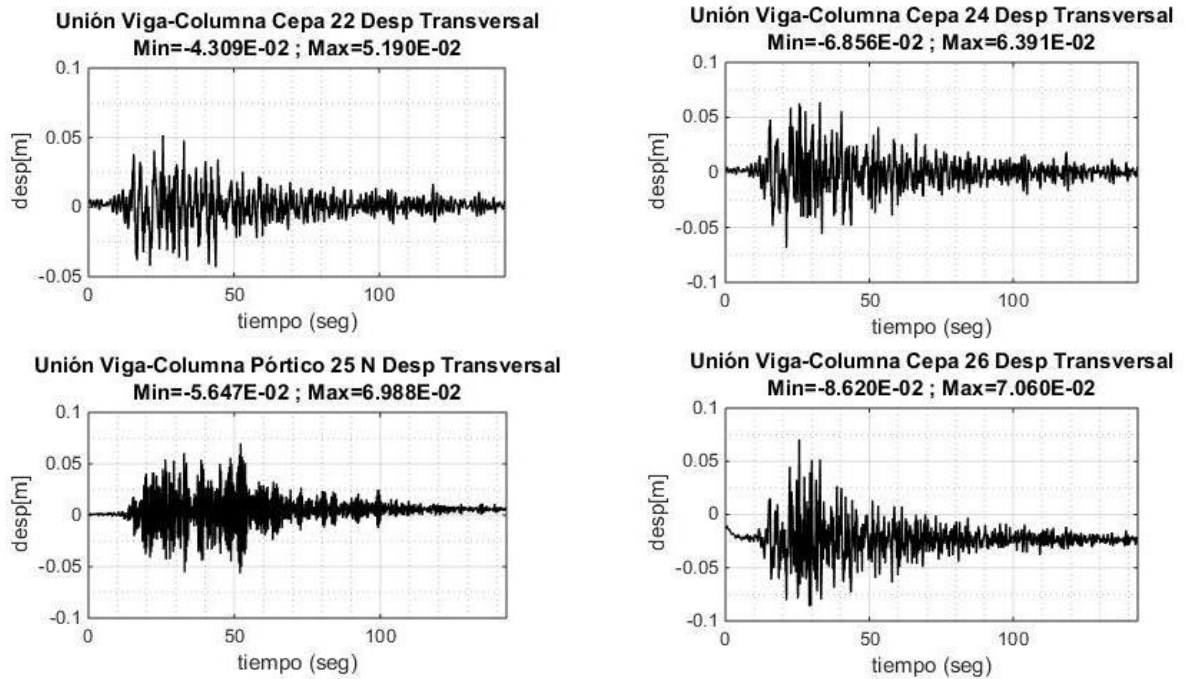


Figura 6:10 Desplazamiento Longitudinal Union Viga Columna Tramo 3.

- Las aceleraciones y desplazamientos presentados permiten generar una relación entre las aceleraciones que está sufriendo la estructura (en los lugares de presunta instrumentación) y los desplazamientos que está sufriendo a lo largo del sismo, lo cual es de utilidad para una futura creación de un modelo de respuesta rápida. En las figuras siguientes se muestran los comportamientos de los elementos modelados no linealmente con los cuál también se puede hacer un paralelo con las aceleraciones que está sufriendo el puente.



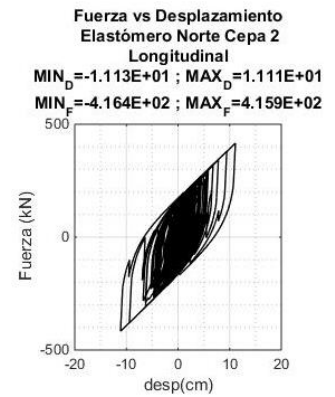
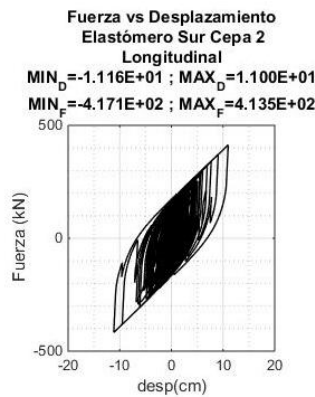
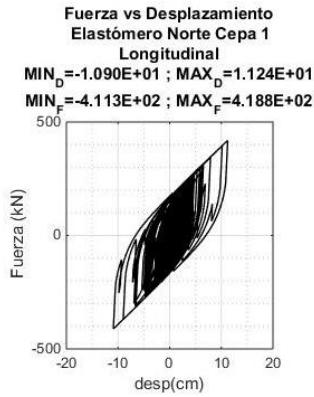
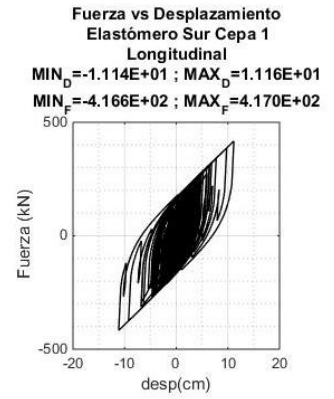
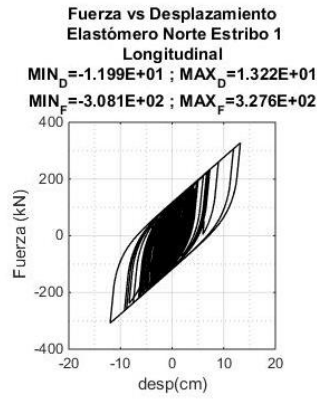
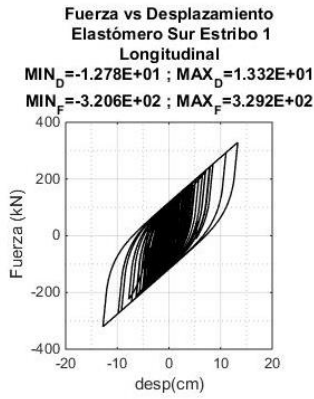


Figura 6:11 Fuerza vs Desplazamiento Longitudinal en Placas de Apoyo.

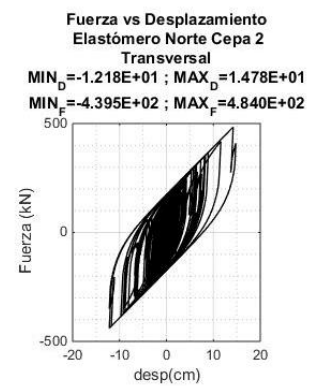
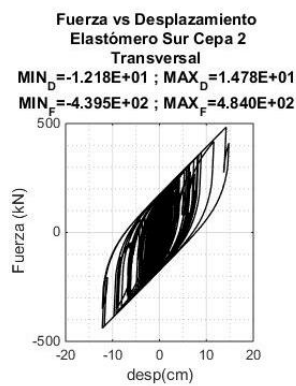
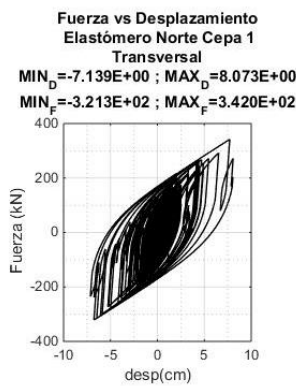
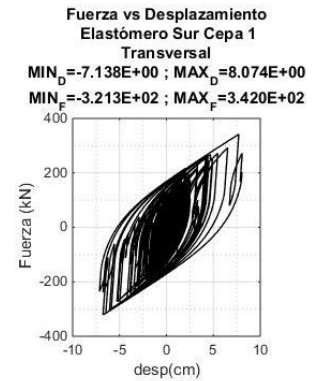
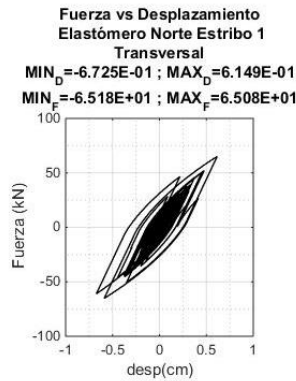
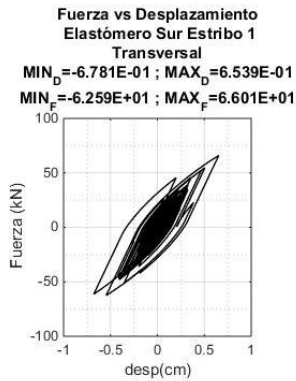


Figura 6:12 Fuerza vs Desplazamiento Transversal en Placas de Apoyo.

- Se puede observar el comportamiento histerético de los aisladores sísmicos que fue mencionado en 3.1 Aisladores Sísmicos y visto en los ensayos realizados a este elemento. Esto confirma que el elemento *Plastic (Wen)* está trabajando de manera correcta y según lo esperado.
- Las máximas deformaciones de los aisladores sísmicos, con sus estados de daño, para cada tramo son las siguientes (En la sección 6.2.1 Aisladores Sísmicos se explica detalladamente los estados de daño de los topes sísmicos):

<b>Tramo</b>	<b>Máxima Deformación Longitudinal [cm]</b>	<b>Estado de Daño</b>	<b>Máxima Deformación Transversal [cm]</b>	<b>Estado de Daño</b>
1	16	Sin Daño	19.29	Leve
2	19.4	Leve	25.64	Leve
3	19.28	Leve	29.32	Moderado

Tabla 6-1 Máximos Desplazamientos En Aisladores Sísmicos según Tramos.

- En el tramo 3 se observa que existe un aislador sísmico del Tipo D que para el sismo de Constitución llega a un nivel de daño moderado en el sentido transversal de la estructura.

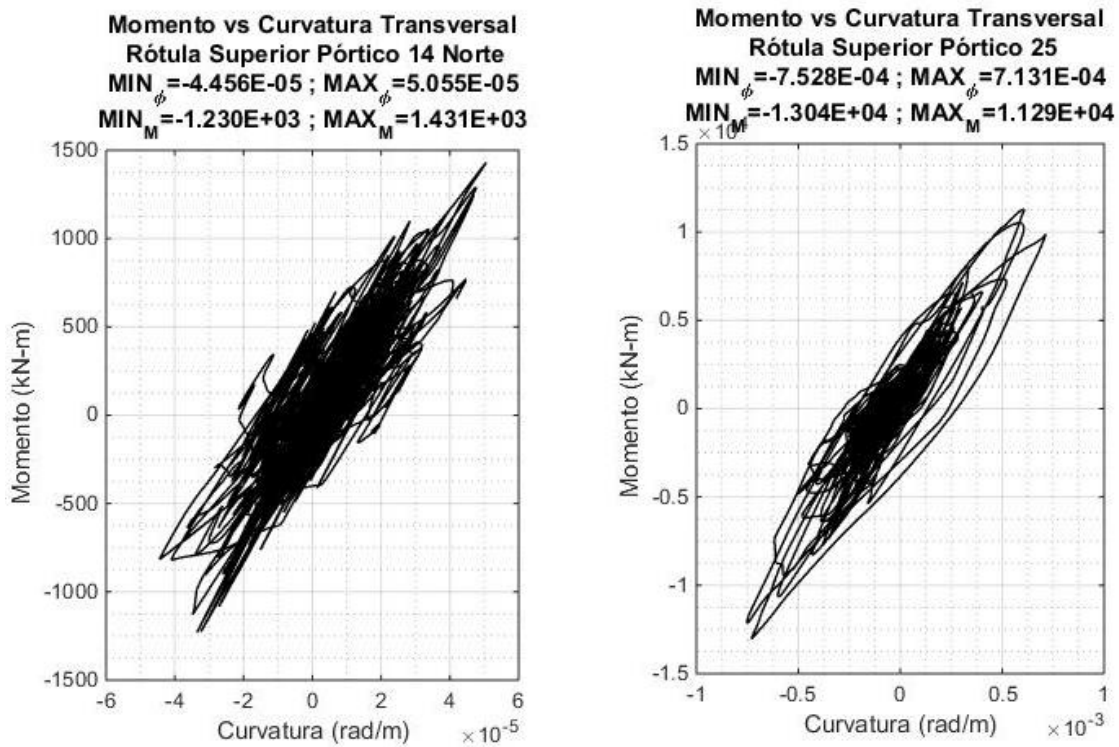


Figura 6:13 Momento vs Curvatura Transversal, (para valores pequeños de curvatura se ve ruidoso debido a errores numéricos).

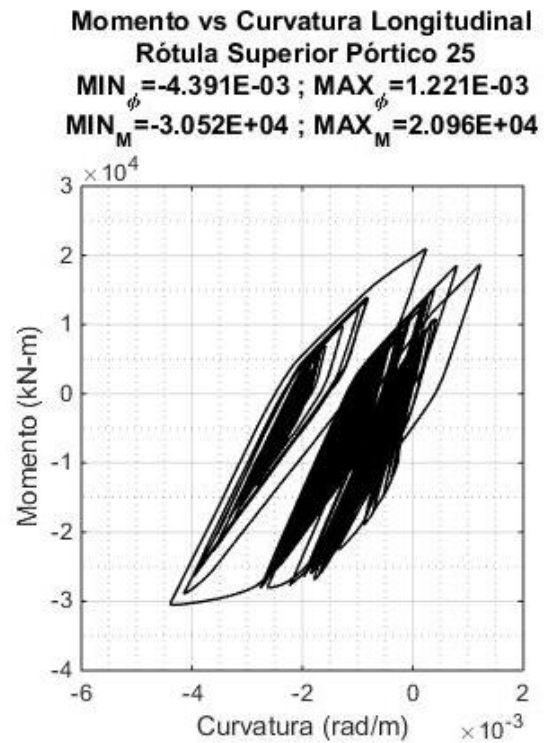
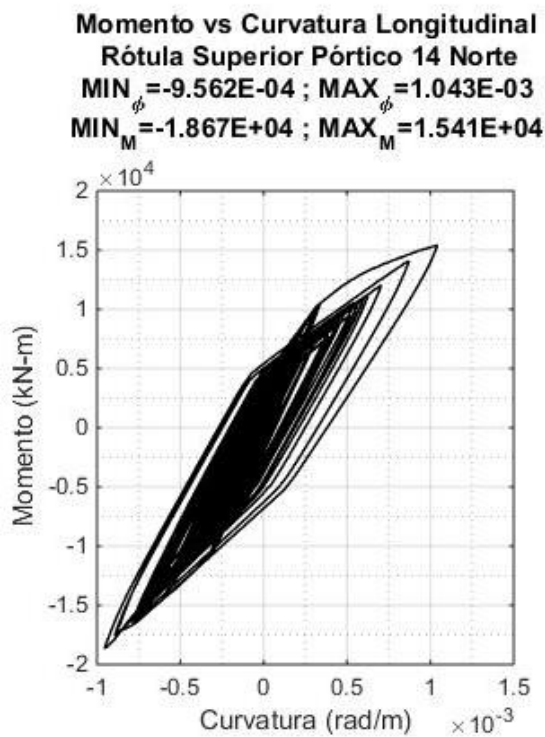


Figura 6:14 Momento vs Curvatura Longitudinal.

- Los momentos sufridos en las cepas trabajan según como se ve en la Figura 6:13 y Figura 6:14. Estos momentos y rotaciones se utilizan para poder generar los desplazamientos necesarios para la creación de las curvas de fragilidad. Las rotaciones son las que sufre la zona de la rótula plástica ubicada en la parte superior del Pórtico 14 y la ubicada en la base del pórtico 25 para ambos ejes de rotación. Además, en la Figura 6:13, en la rótula correspondiente a la parte superior del pórtico 14, se puede observar que para curvaturas bajas se generan errores numéricos que generan que no se vea claramente la relación entre momento y curvatura. Mientras que en los demás gráficos se puede observar como se llegan a límites de momento según distintas curvaturas, sean momentos negativos o positivos.
- La máxima curvatura y deformación unitaria de acero y de hormigón, para cada rótula, son las siguientes (En la sección 6.2.3 Rótulas Plásticas se explica detalladamente los estados de daño de las rótulas plásticas):

<b>Rótula</b>	<b>Máxima Curvatura Eje Longitudinal</b>	<b>Máxima Curvatura Eje Transversal</b>	<b>Máxima Def. Unitaria Acero (<math>\epsilon_s</math>)</b>	<b>Estado de Daño</b>	<b>Max. Def. Unitaria Hormigón (<math>\epsilon_c</math>)</b>	<b>Estado de Daño</b>
<i>Cepa 9</i>	0.0008	0.0019	0.0020	Totalmente Operacional	-0.0023	Totalmente Operacional
<i>Pórtico 14 Norte Arriba</i>	0.0003	0.0008	0.0009	Totalmente Operacional	-0.0011	Totalmente Operacional
<i>Pórtico 14 Norte Abajo</i>	0.0014	0.0001	0.0013	Totalmente Operacional	-0.0015	Totalmente Operacional
<i>Pórtico 14 Sur Arriba</i>	0.0001	0.0007	0.0006	Totalmente Operacional	-0.0008	Totalmente Operacional
<i>Pórtico 14 Sur Abajo</i>	0.0010	0.0001	0.0009	Totalmente Operacional	-0.0011	Totalmente Operacional
<i>Cepa 18</i>	0.0012	0.0016	0.0019	Totalmente Operacional	-0.0022	Totalmente Operacional
<i>Pórtico 25 Arriba</i>	0.0002	0.0014	0.0013	Totalmente Operacional	-0.0016	Totalmente Operacional
<i>Pórtico 25 Abajo</i>	0.0044	0.0008	0.0043	Totalmente Operacional	-0.0048	Operacional
<i>Cepa 27</i>	0.0006	0.0014	0.0014	Totalmente Operacional	-0.0016	Totalmente Operacional
<i>Pórtico 29 Arriba</i>	0.0004	0.0006	0.0005	Totalmente Operacional	-0.0006	Totalmente Operacional
<i>Pórtico 29 Abajo</i>	0.0036	0.0007	0.0024	Totalmente Operacional	-0.0028	Totalmente Operacional

Tabla 6-2 Máximos en Rótulas Plásticas.

- Se logra observar de los estados de daño de las rótulas plásticas que la única que logra superar el primer estado de daño dispuesto para deformación de hormigón es la correspondiente a la posible rótula presente en la base del pórtico 25.

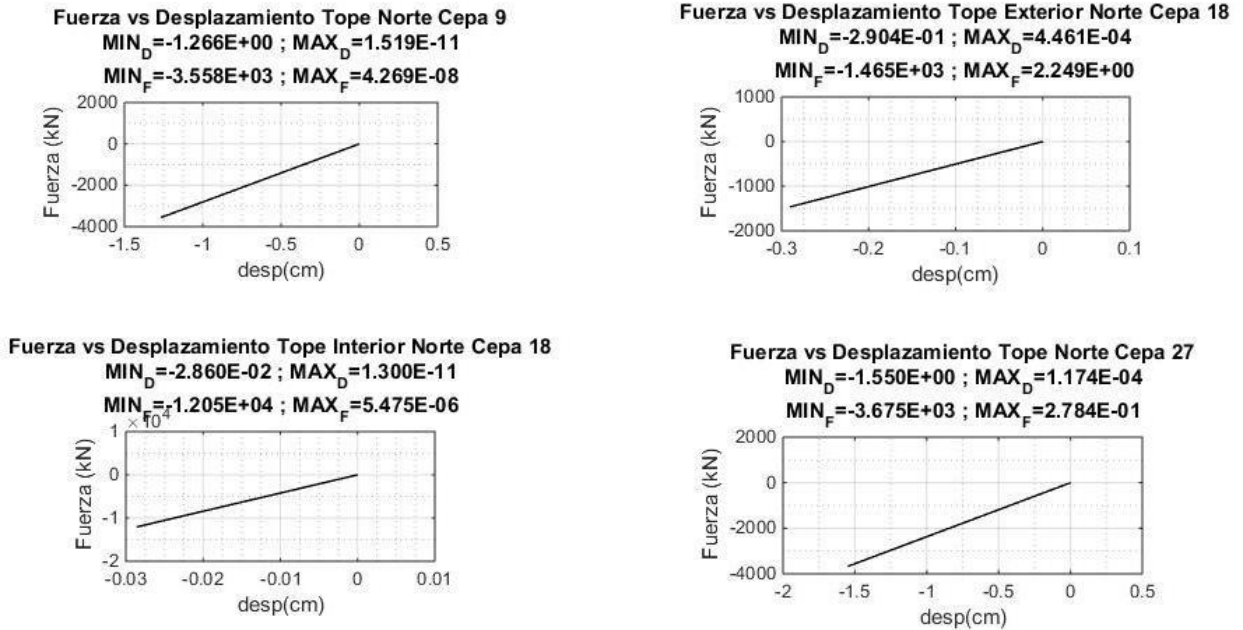


Figura 6:15 Fuerza vs Desplazamiento en Topes.

- Como se mencionó en 3.2.5 Modelación Final Topes Sísmicos, la modelación final de los topes se realizó de manera lineal, en la Figura 6:15 se observa que los topes de la cepa 9 y 18 no superan el primer estado de daño (o primera fluencia) asociado a la fuerza y el desplazamiento. En la cepa 9 no existe un desplazamiento mayor a 1.64 [cm], en el tope exterior de la cepa 18 no existe un desplazamiento mayor a 1.81 [cm] y en el interior es menor a 0.127 [cm]. Sin embargo, en la cepa 27 se observa que se supera el primer estado de daño (Fuerza > 2856.451 [kN] y Desplazamiento > 1.22), por lo que, el tope ya estaría fluyendo, pero seguiría transmitiendo esfuerzos a la columna pues aún no llega a su estado último de resistencia. Estos resultados permiten obtener la fuerza que se está aplicando sobre los topes sísmicos para luego relacionarlos en las curvas de fragilidad con sus respectivos estados de daño.
- Las máximas fuerzas ejercidas por sobre los topes se muestran con su estado de daño a continuación (En la sección 6.2.2 Topes Sísmicos se explica detalladamente los estados de daño de los topes sísmicos):

<i>Tope</i>	<b>Máxima Fuerza [kN]</b>	<b>Estado de Daño</b>
<i>Cepa 9 Norte</i>	3621.77	Sin Daño
<i>Cepa 9 Sur</i>	2721.26	Sin Daño
<i>Cepa 18 Exterior Norte</i>	1386.39	Sin Daño

<i>Cepa 18 Exterior Sur</i>	1801.51	Sin Daño
<i>Cepa 18 Interior</i>	15050.61	Sin Daño
<i>Cepa 27 Norte</i>	3678.4	Leve
<i>Cepa 27 Sur</i>	2655.31	Sin Daño

Tabla 6-3 Máximos Desplazamientos En Aisladores Sísmicos según Tramos.

- Tal como se ve en los gráficos, se tiene que el tope más exigido y único que supera su primera fluencia en el terremoto del Maule es el tope sur de la cepa 27. Se tiene que se le aplicó una fuerza de 3678,4 [kN] y su primera fluencia se da a los 2856.451 [kN].

## 6.2 Curvas de Fragilidad

Los resultados para cada curva de fragilidad se pueden presentar en dos gráficos. En el primer gráfico se presenta el valor de la respuesta para el dato escogido (aceleración, desplazamiento, fuerza, momento, etc.) según la demanda espectral ( $S_a^{(L)}$  o  $S_a^{(T)}$ ) a la que fue sometida el viaducto. Los puntos que se observa están distanciados a 0.05 [g] entre ellos, estos puntos son los resultados del valor máximos del modelo a partir de los 10 registros sísmicos escalados según la aceleración espectral en la que se encuentran (Guevara, 2021). En estos gráficos se puede observar que horizontalmente existen líneas rojas que demarcan los niveles de daño propuestos para cada elemento de la estructura. Los resultados que superan estos niveles de daño generan la probabilidad de excederlos de forma discreta. Para esto se utiliza la siguiente ecuación:

$$P[EDP \geq LS(IM)] = \frac{n_i}{N} \quad (3.50)$$

Donde:

P: Probabilidad de exceder el límite de daño

EDP: Índice de desempeño sísmico

LS: Límite de Daño

$n_i$ : Número de registros que superan el límite de daño.

N: cantidad total de registros por valor espectral, es igual a 10

El segundo gráfico que se muestra toma estas probabilidades de excedencia y las grafica mediante una función de distribución log-normal acumulativa para indicar como varía la probabilidad de daño según avanza el valor espectral estudiado.

Por otra parte, con el fin de crear una referencia de la magnitud de los sismos estudiados se disponen 3 líneas punteadas que demarcan un valor espectral para distintas situaciones. En la Tabla 6-4 se observan estos y corresponden al valor espectral utilizado para la modelación (Espectro de la AASHTO) y el mayor valor espectral que se tiene para la zona sísmica 2 y 3, estos 3 parámetros se definen según el periodo fundamental longitudinal y transversal obtenido con la modelación no lineal de la estructura.

<i>Período</i>	<b>Espectro AASHTO, <math>S_a</math>[g]</b>	<b>Mayor Valor Espectral ZS 2, <math>S_a</math>[g]</b>	<b>Mayor Valor Espectral ZS 3, <math>S_a</math>[g]</b>
<i>Longitudinal</i>	0.18	0.25	0.35
<i>Transversal</i>	0.17	0.18	0.28

Tabla 6-4 Espectros de Aceleraciones.

Se presentan entonces las curvas de fragilidad con comentarios sobre sus resultados, para luego hacer un análisis de estos en la sección 7 Análisis de Resultados.

### 6.2.1 Aisladores Sísmicos

Los criterios de desempeño utilizados para las curvas de fragilidad de apoyos elastoméricos se eligen de acuerdo con los criterios propuestos por Alam et al. (2021), Zhang and Huo (2009), y Hwang, Liu and Chiu (2001). Estos criterios se relacionan con el porcentaje de deformación de los aisladores sísmicos con respecto a su altura de goma. En la Tabla 6-5 se observan estos criterios.

<b>Período</b>	<b>Leve</b>	<b>Moderado</b>	<b>Severo</b>	<b>Colapso</b>
<i>Criterio</i>	100%	150%	200%	250%
<i>Placa de Apoyo A</i>	152.4 [mm]	228.6[mm]	304.8 [mm]	381[mm]
<i>Placa de Apoyo B</i>	190.5[mm]	285.75 [mm]	381[mm]	476.25[mm]
<i>Placa de Apoyo C</i>	177.8[mm]	266.7[mm]	355.6[mm]	444.5[mm]
<i>Placa de Apoyo D</i>	165.1[mm]	247.65[mm]	330.2[mm]	412.75[mm]

Tabla 6-5 Estados de Daño Placas de Apoyo.

Se evaluaron entonces, las máximas deformaciones para las placas de apoyo según cada tramo. En el tramo 1 y 2 la placa de apoyo más exigida fue una del tipo C, todas las placas tipo C de la estructura fueron probadas para un desplazamiento de 399 [mm] y el prototipo de esta placa fue probado a 499 [mm] de deformación. En el tramo 3 la placa de apoyo más exigida fue del tipo D, todas estas placas fueron probadas a 365 [mm] de deformación y su prototipo fue probado a 456 [mm] de deformación. Se observa además que una vez alcancen los 45 cm, se debieran activar los topes sísmicos y limitar la deformación de los aisladores sísmicos.

Es importante mencionar que, debido a inconvenientes en la etapa de obtención de resultados, para los aisladores del tramo 1 se tienen las curvas de fragilidad de acuerdo con la deformación longitudinal de este elemento y no transversal. Por otro lado, para las deformaciones del tramo 2 y 3, en los pórticos 14, 25 y 29, los elementos links con los que se modeló el aislador sísmico, estaban posicionados con sus ejes girados en distintas direcciones a los de las otras cepas. Los resultados se obtienen según los ejes locales de cada elemento, en las cepas el eje longitudinal correspondía al eje 2 de los elementos links mientras que, en los pórticos nombrados, el eje 2 de los links correspondía al eje transversal del puente. Como para obtener las curvas de fragilidad se obtiene la mayor deformación según tramo y no individualmente por cada aislador sísmico, los resultados que se presentan no permiten dar a conocer claramente la dirección en la que está sucediendo la deformación pues esta podría ser longitudinal en las cepas o transversal en los pórticos.



### 6.2.1.1 Placa de Apoyo Tramo 1

Se presentan las curvas de fragilidad para desplazamientos longitudinales de placas de apoyo en el Tramo 1. Primero se muestra los datos para la deformación longitudinal según los sismos elegidos por el período fundamental transversal de la estructura y luego se muestran las curvas para los 2 casos.

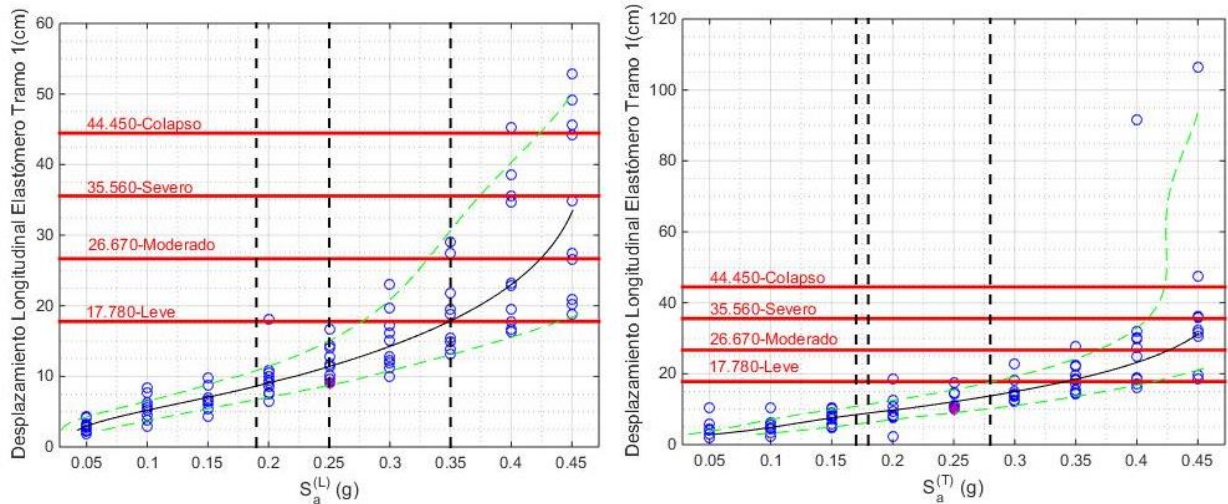


Figura 6:16 Deformación Longitudinal en Centímetros de Placas de Apoyo Tramo 1.

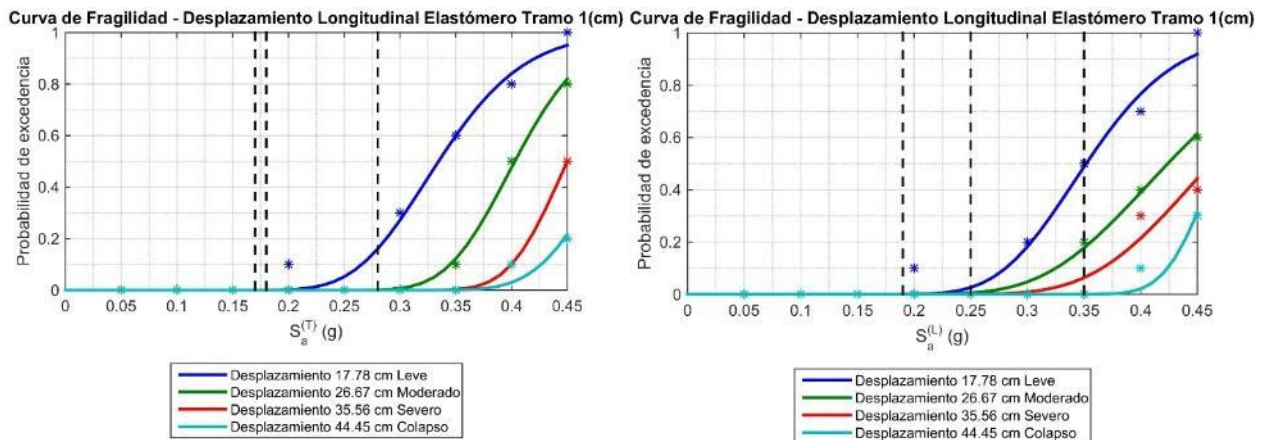


Figura 6:17 Curvas de Fragilidad Placas de Apoyo Tramo 1.

- Se puede observar que los desplazamientos longitudinales poseen una probabilidad cercana al 100% de tener daños leves cuando se tiene una aceleración espectral de 0.45 [g]. También se tiene una probabilidad de colapsar de un 30% para 0.45 [g]. Para 0.35 [g] de  $S_a$  se tienen una probabilidad de un 20% de tener daños moderados en las placas de apoyo del Tramo 1, según desplazamientos longitudinales, respecto al puente, de la placa de apoyo.

### 6.2.1.2 Placa de Apoyo Tramo 2

Se presentan las curvas de fragilidad para desplazamientos de placas de apoyo en el Tramo 2.

Primero se muestra los datos para la deformación según los sismos elegidos por el período fundamental longitudinal y transversal de la estructura y luego se muestran las curvas para los 2 casos.

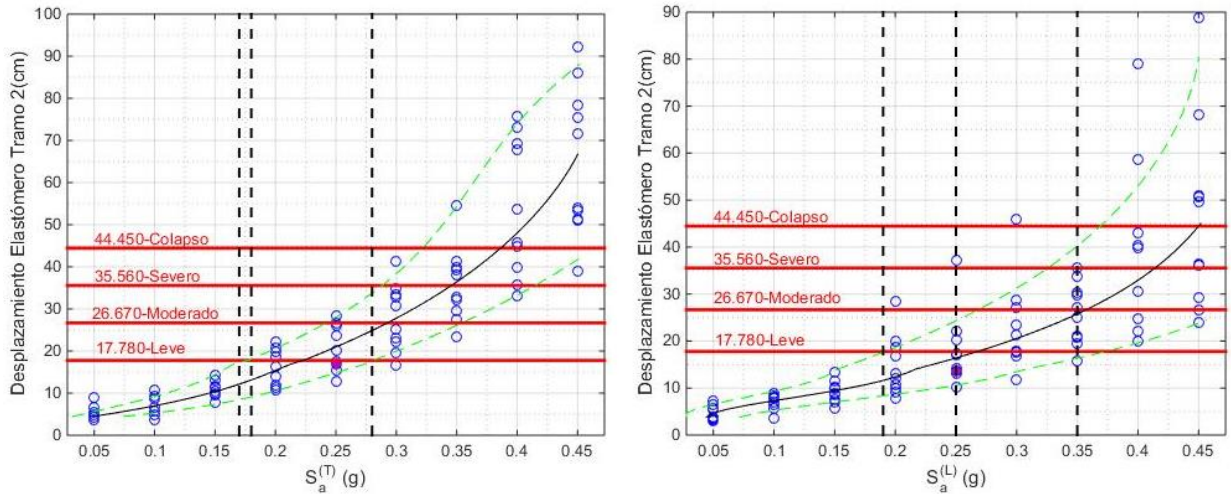


Figura 6:18 Deformación en Centímetros de Placas de Apoyo Tramo 2.

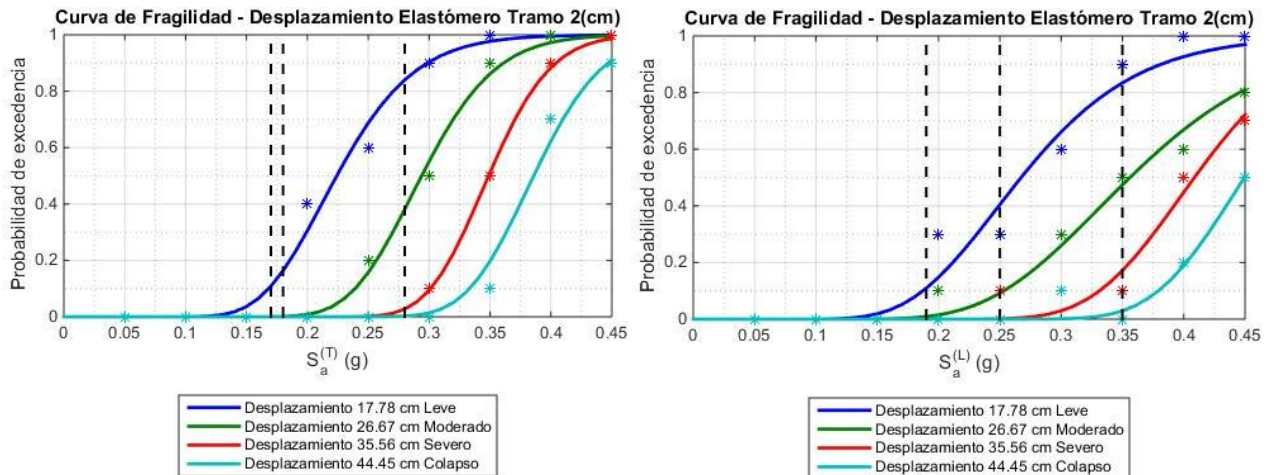


Figura 6:19 Curvas de Fragilidad Placas de Apoyo Tramo 2.

- En estas imágenes los sismos ubicados a la izquierda corresponden a sismos elegidos con el período fundamental transversal de la estructura. Se observa con las figuras de la izquierda que al llegar a 0.45[g] se tiene una probabilidad de 100% de obtener daños severos en la placa de apoyo, también se observa en estos gráficos que para el valor espectral igual a 0.28[g] (mayor valor espectral en zona sísmica 3 según período

transversal), se tiene una probabilidad de tener daños moderados de 40% y un pequeño porcentaje de daño severo. Para 0.18 [g] (mayor  $S_a$  en zona sísmica 2) se ve un 20 % de posibilidades de tener daños leves. Para los sismos elegidos según el período longitudinal de la estructura (gráficos de la derecha), se ve un 50% de probabilidades de colapso para 0.45[g], para 0.35 [g] (máximo  $S_a$  zona sísmica 3) se observa un 20% de posibilidades de daños severos y para 0.25[g] (máximo  $S_a$  zona sísmica 2) se tiene una probabilidad del 10% de tener daños moderados.

### 6.2.1.3 Placa de apoyo Tramo 3

Se presentan las curvas de fragilidad para desplazamientos de placas de apoyo en el Tramo 3. Primero se muestra los datos para la deformación longitudinal según los sismos elegidos por el período fundamental transversal de la estructura y luego se muestran las curvas para los 2 casos.

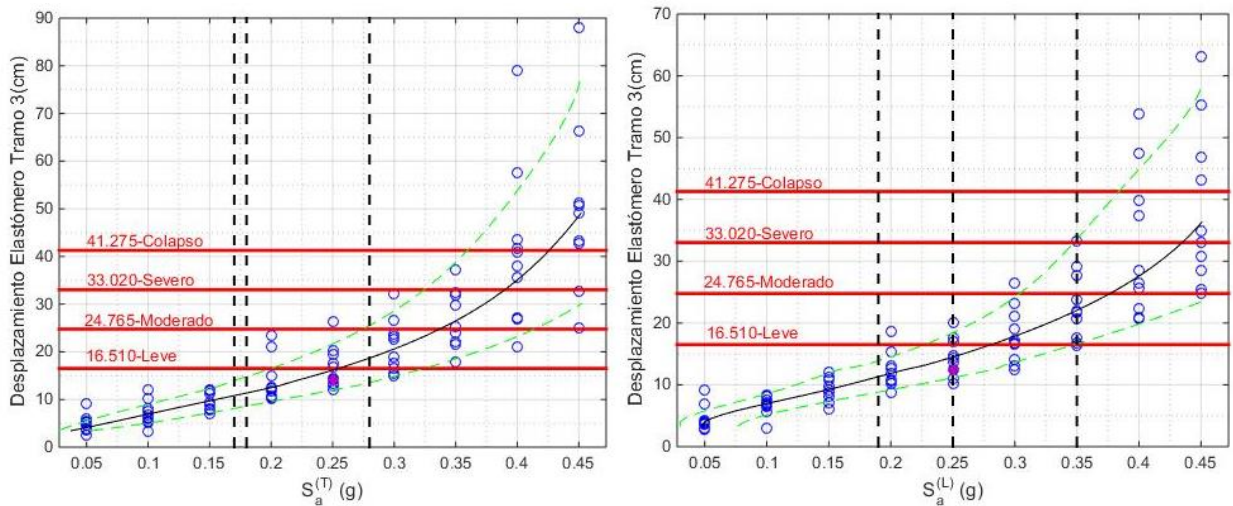


Figura 6:20 Deformación en Centímetros de Placas de Apoyo Tramo 3.

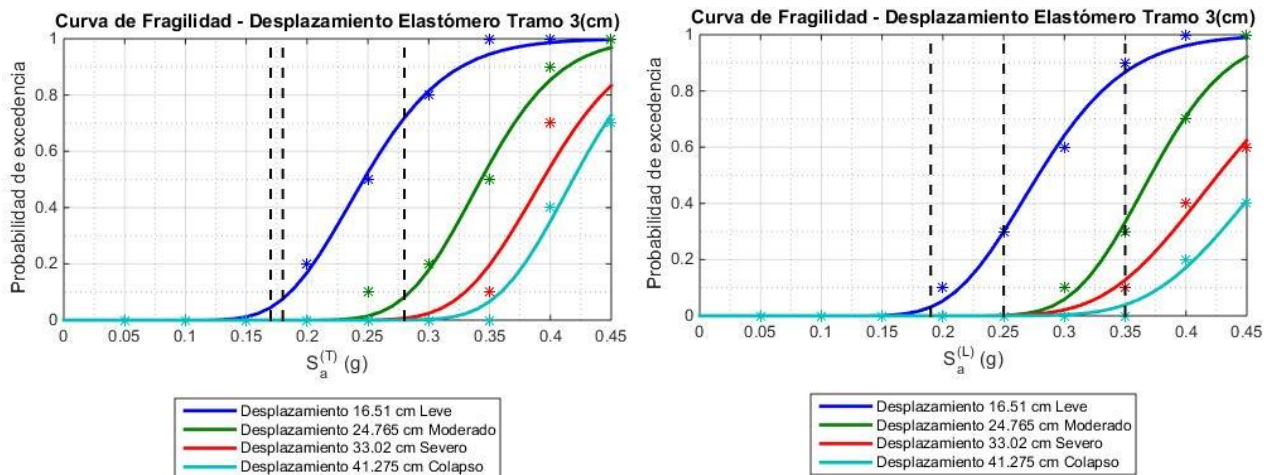


Figura 6:21 Curvas de Fragilidad Placas de Apoyo Tramo 3..

- En estas imágenes los sismos ubicados a la izquierda corresponden a sismos elegidos con el período fundamental transversal de la estructura. Se observa con las figuras de la izquierda que al llegar a 0.45[g] se tiene una probabilidad de 80% de obtener daños severos en la placa de apoyo, también se observa en estos gráficos que para el valor espectral igual a 0.28[g], se tiene una probabilidad de tener daños moderados de 10%, para 0.18 [g] se ve un 10 % de posibilidades de tener daños leves. Para los sismos elegidos según el período longitudinal de la estructura (gráficos de la derecha), se ve un 40% de probabilidades de colapso para 0.45[g], para 0.35 [g] se observa un 30% de posibilidades de daños moderados y para 0.25[g] se tiene una probabilidad del 30% de tener daños leves.



## 6.2.2 Topes Sísmicos

Para los topes sísmicos se usó un criterio de acuerdo con el factor de utilización de cada tope. Para esto se registraron las mayores fuerzas ejercidas sobre el tope en el tiempo y se relacionaron con el punto de fluencia (primer punto en gráficos sección 3.2.4 Resultados Topes Sísmicos) de cada tope, esto indica un factor de utilización igual a 1, lo que se consideró un daño moderado. Luego, se definió un factor de utilización para el cual el tope llega a su estado de última resistencia, segundo punto en gráficos trilineales de 3.2.4 Resultados Topes Sísmicos. Para el tope interno presenta en la cepa 18 se utilizó solo el estado último.

### 6.2.2.1 Cepa 9

Los factores de utilización sobre los topes de la cepa 9 y sus curvas de fragilidad se muestran a continuación:

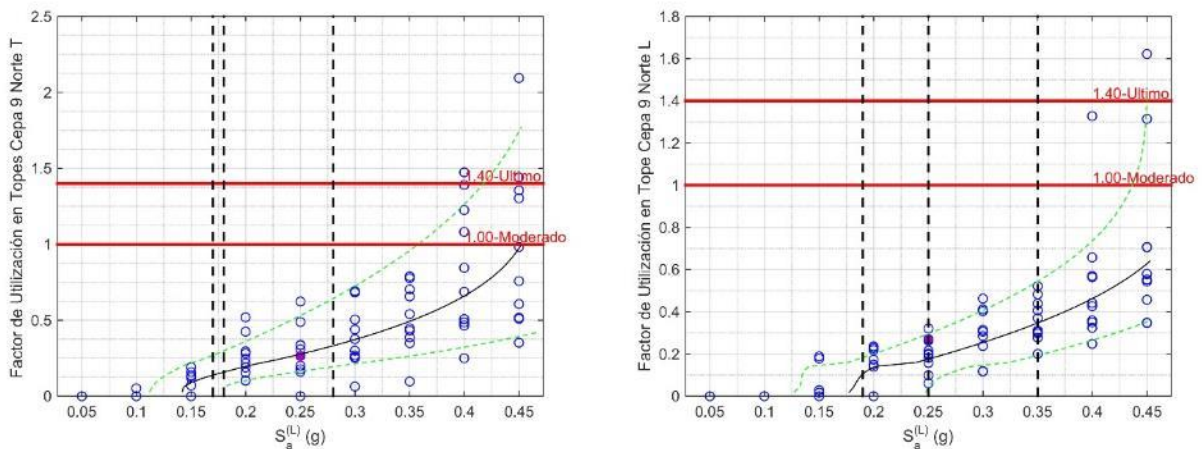


Figura 6:22 Deformaciones máximas Tope Sísmico Cepa 9 Norte ( $S_a^{(T)}$  y  $S_a^{(L)}$  respectivamente).

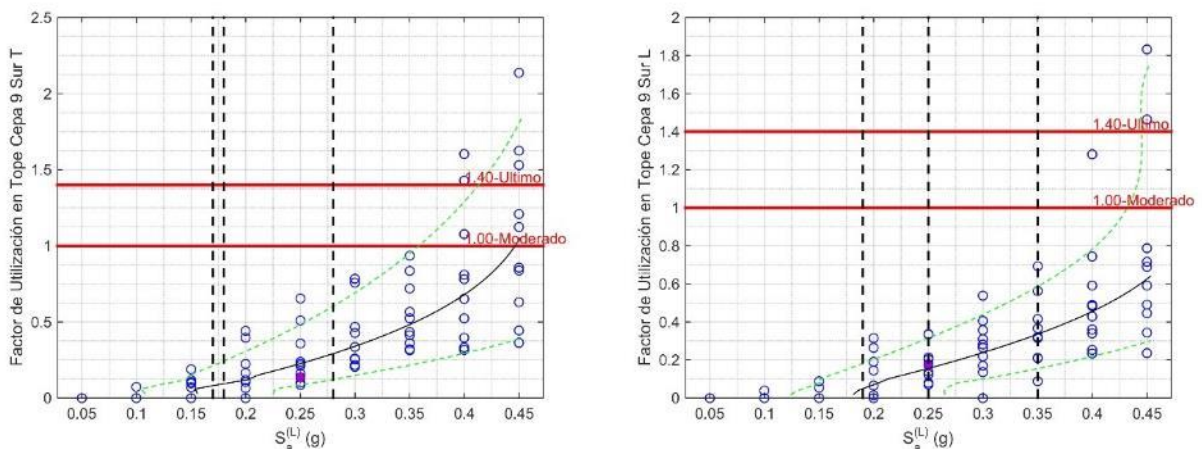


Figura 6:23 Deformaciones máximas Tope Sísmico Cepa 9 Sur ( $S_a^{(T)}$  y  $S_a^{(L)}$  respectivamente).

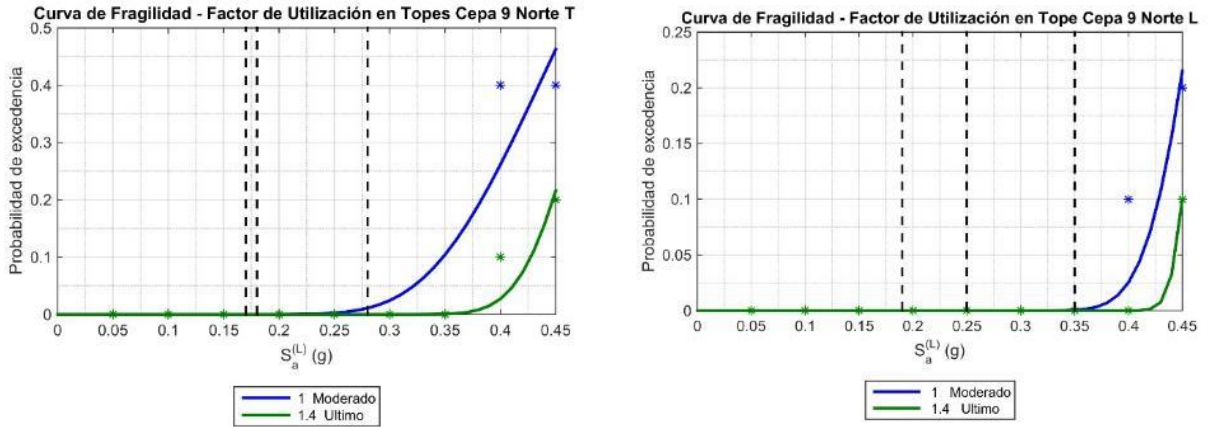


Figura 6:24 Curvas de Fragilidad Tope Sísmico Cepa 9 Norte ( $S_a^{(T)}$  y  $S_a^{(L)}$  respectivamente).

- Se observa que el tope norte de la cepa 9 tiene un 25% de probabilidades de llegar a la fluencia a 0.4 [g] y un 45% de probabilidades al llegar a 0.45[g]. La probabilidad más alta de llegar a un estado último es de un 20% cuando se llega a 0.45[g]. Para los mayores sismos registrados en zona sísmica 2 y 3 no se encuentran daños sobre los topes de la cepa 9.

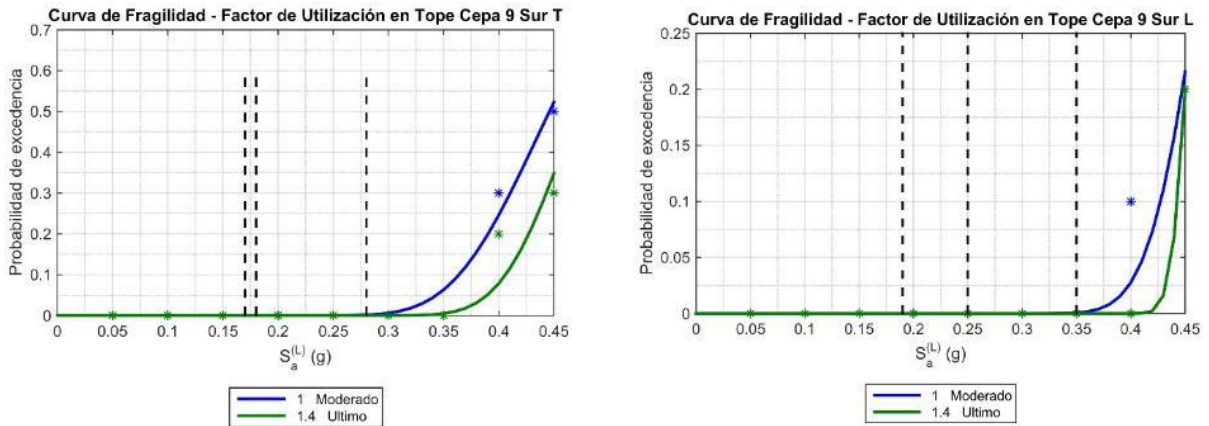


Figura 6:25 Curvas de Fragilidad Tope Sísmico Cepa 9 Sur ( $S_a^{(T)}$  y  $S_a^{(L)}$  respectivamente).

- Para el tope sur se aprecia que no se exceden límites de daño para los  $S_a$  que se tienen como referencia (mayores sismos registrados) y se logra inferir también que para 0.45[g] la mayor probabilidad de tener un daño moderado es de 50% y la mayor probabilidad de exceder la capacidad es de un 35%. Para los mayores sismos registrados en zona sísmica 2 y 3 no se encuentran daños sobre los topes de la cepa 9.

### 6.2.2.2 Cepa 18

Los factores de utilización sobre los topes de la cepa 18 y sus curvas de fragilidad se muestran a continuación:

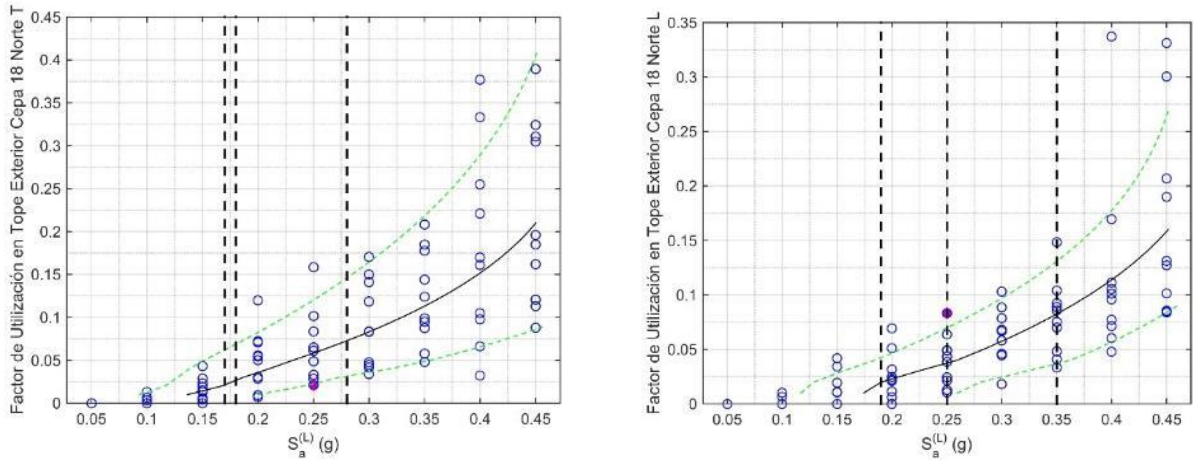


Figura 6:26 Factores de Utilización Tope Exterior Cepa 18 Norte ( $S_a^{(T)}$  y  $S_a^{(L)}$  respectivamente).

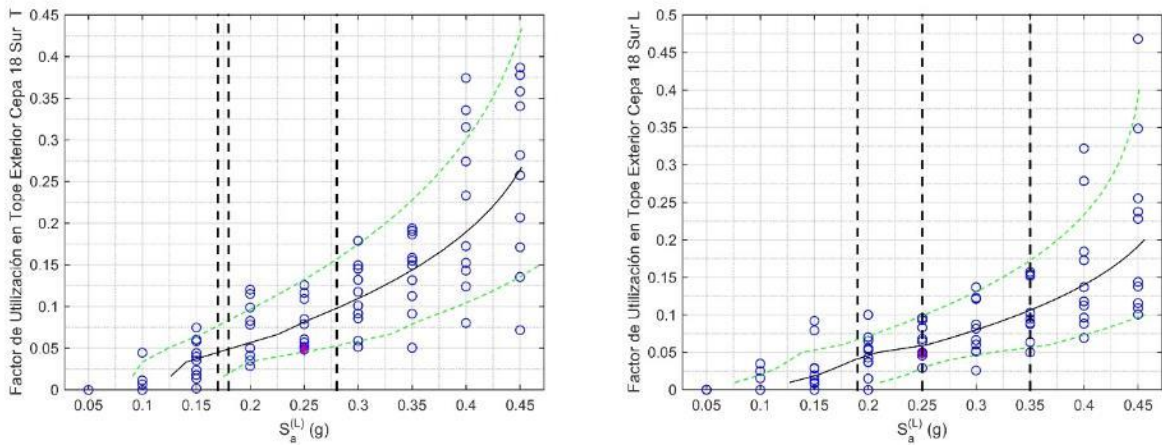


Figura 6:27 Factores de Utilización Tope Exterior Cepa 18 sur ( $S_a^{(T)}$  y  $S_a^{(L)}$  respectivamente).

- Se logró apreciar que no se supera ningún estado de daño para los topes exteriores de la cepa 18.

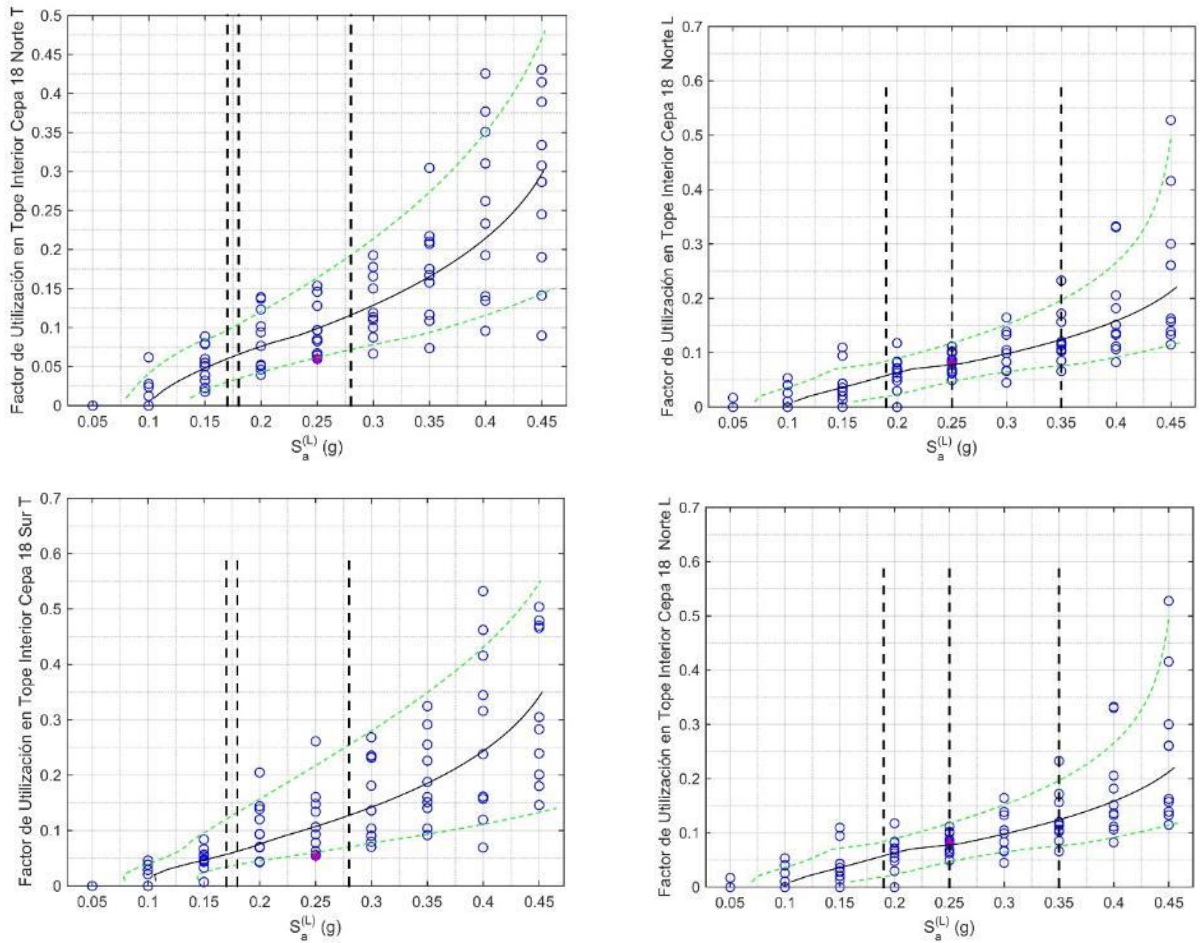


Figura 6:28 Factores de Utilización Tope Interior Cepa 18 ( $S_a^{(T)}$  y  $S_a^{(L)}$  respectivamente).

- Al igual que los tope exteriores, no se observa daños significativos sobre el tope interior de la cepa 18.



### 6.2.2.3 Cepa 27

Los factores de utilización sobre los topes de la cepa 27 y sus curvas de fragilidad se muestran a continuación:

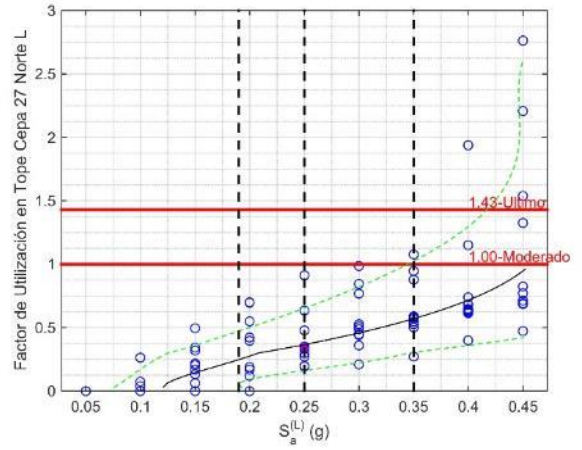
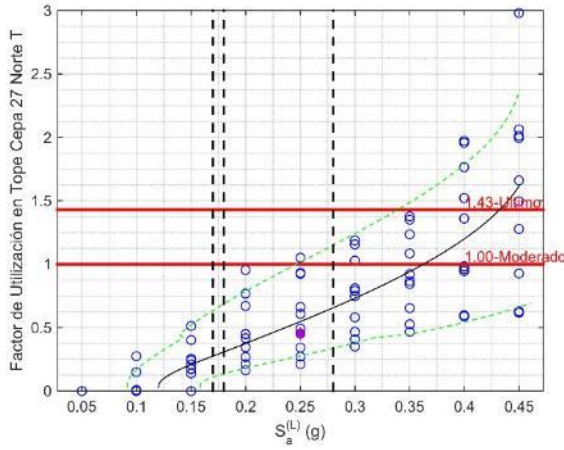


Figura 6:29 Deformaciones Máximas Tope Sísmico Cepa 9 Norte ( $S_a^{(T)}$  y  $S_a^{(L)}$  respectivamente).

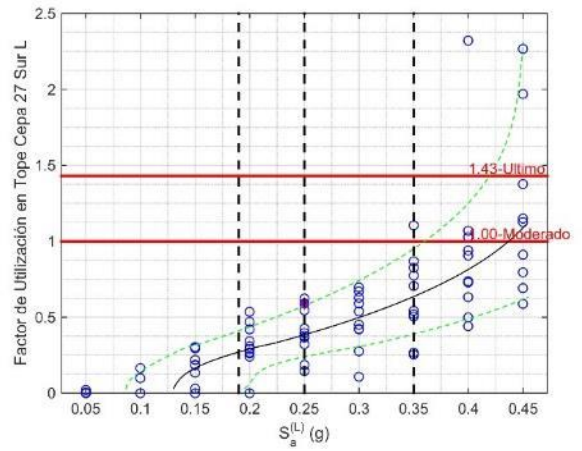
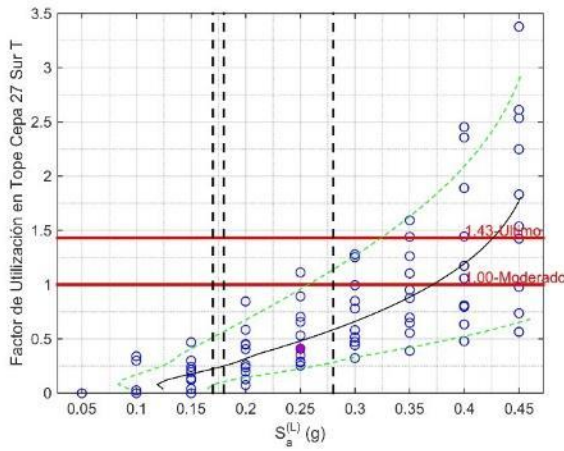


Figura 6:30 Deformaciones Máximas Tope Sísmico Cepa 9 Sur ( $S_a^{(T)}$  y  $S_a^{(L)}$  respectivamente).

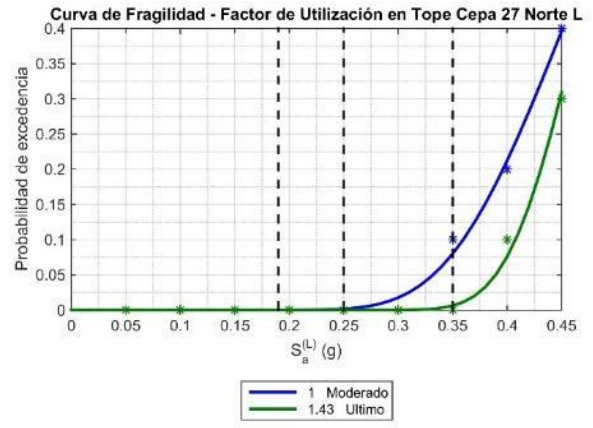
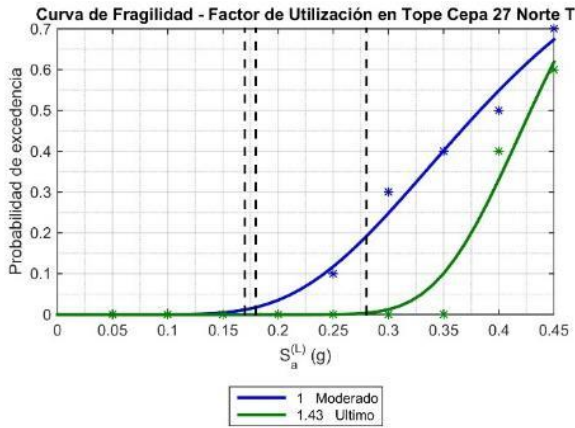


Figura 6:31 Curvas de Fragilidad Tope Sísmico Cepa 27 Norte ( $S_a^{(T)}$  y  $S_a^{(L)}$  respectivamente).

- Se observa que el tope norte de la cepa 27 tiene un 55% de probabilidades de llegar a la fluencia a 0.4 [g] y un 65% de probabilidades al llegar a 0.45[g]. La probabilidad más alta de llegar a un estado último es de un 60% cuando se llega a 0.45[g]. Se observa que para el mayor sismo registrado en zona sísmica 3 existe una probabilidad de un 20% de tener un daño moderado y 0% de probabilidad de llegar al último nivel de daño. Para el mayor sismo registrado en zona sísmica 2 no existen daños.

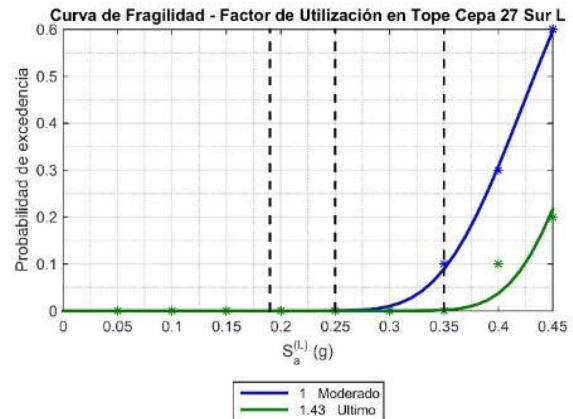
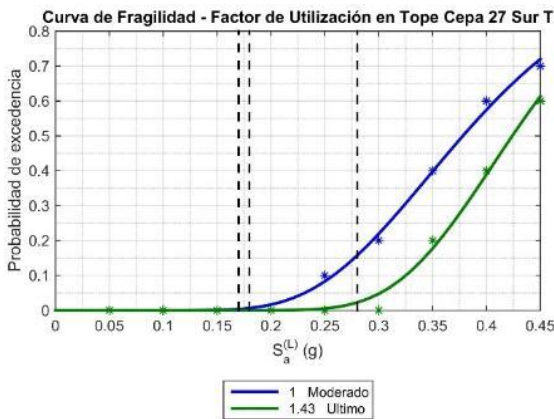


Figura 6:32 Curvas de Fragilidad Tope Sísmico Cepa 27 Sur ( $S_a^{(T)}$  y  $S_a^{(L)}$  respectivamente).

- Se observa que el tope sur de la cepa 27 tiene un 60% de probabilidades de llegar a a la fluencia a 0.4 [g] y un 70% de probabilidades al llegar a 0.45[g]. La probabilidad más alta de llegar a un estado último es de un 60% cuando se llega a 0.45[g]. Se observa que para el mayor sismo registrado en zona sísmica 3 existe una probabilidad de un 20% de tener un daño moderado y 0% de probabilidad de llegar al último nivel de daño. Para el mayor sismo registrado en zona sísmica 2 no existen daños.

### 6.2.3 Rótulas Plásticas

Los criterios de desempeño utilizados para las rótulas plásticas modeladas tienen que ver con la deformación unitaria máxima del acero y del hormigón. La deformación de acero presentada corresponde a la mayor deformación por tracción, sufrida en las cepas durante el análisis cada uno de los registros. Sin embargo, la deformación del hormigón corresponde a la deformación máxima de sus fibras para el momento de mayor curvatura en sus dos ejes, es decir, se obtuvo la mayor curvatura de la rótula plástica en ambos ejes y con estos dos datos y la geometría de la columna se calculó la deformación a compresión del hormigón. Esto se puede considerar conservador, ya que, en la realidad la máxima curvatura transversal no se produce al mismo momento que la máxima curvatura longitudinal, por lo tanto, la deformación del hormigón en la realidad debiera ser menor para cada registro. En Anexo F, se puede revisar los momentos sufridos por las rótulas plásticas.

Los límites para la deformación de acero y hormigón se definen según los parámetros de diseño ingenieril sugeridos por NCHRP (National Cooperative Highway Research Program, de USA) a AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials., 2010). Estos están focalizados mayormente en la verificación de deformaciones debido a flexión compuesta de las columnas de cepas. Estos valores límites son determinados como valores promedios representativos para distintos estados de daño de acuerdo con ensayos realizados a columnas de hormigón armado (Hernández, 2021). Estos son los siguientes:

#### 6.2.3.1 Deformación Acero

La deformación a tracción del acero toma en cuenta la resistencia del hormigón esperada, la cuantía de acero vertical y la resistencia esperada del acero. Se tienen tres estados de daño que se muestran a continuación:

- Totalmente Operacional

$$\varepsilon_s \leq 0.010 \quad (3.51)$$

Donde:

$\varepsilon_s$ : Deformación Límite del Acero.

- Operacional

$$\varepsilon_s = 0.8 \cdot \varepsilon_s^{bar \text{ buckling}} \quad (3.52)$$

- Seguridad a la Vida (LS, Life Safety)

$$\varepsilon_r^{bar\ buckling} = 0.032 + 790 \cdot \rho_v \cdot \frac{f_{yh}}{E_s} - 0.14 \cdot \frac{P}{f_{cu} \cdot A_g} \quad (3.53)$$

Donde:

$\rho_v$ : Cuantía de acero.

$E_s$ : Módulo de elasticidad del acero.

$f_{yh}$ : Tensión de fluencia esperada.

P: Esfuerzo Axial.

$f_{cu}$ : Resistencia a la compresión esperada del hormigón.

$A_g$ : Área gruesa alrededor del plano de la sección.

### 6.2.3.2 Deformación Hormigón

La deformación por compresión del hormigón toma en cuenta la resistencia del hormigón confinado, la cuantía de acero vertical y los límites de deformación a compresión del hormigón. Se tienen tres estados de daño que se muestran a continuación:

- Totalmente Operacional

$$\varepsilon_c \leq 0.004 \quad (3.54)$$

Donde:

$\varepsilon_c$ : Deformación límite de hormigón.

- Operacional

$$\varepsilon_c = \left( 0.004 + 1.4 \cdot \frac{\rho_v \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{su}}{f_{cc}'} \right) \quad (3.55)$$

Donde:

$\rho_v$ : Cuantía de acero.

$\varepsilon_{su}$ : Límite de deformación del acero para este nivel.

$f_{cc}'$ : Resistencia a la compresión del hormigón confinado.

$f_{yh}$ : Tensión de fluencia del refuerzo.

- Seguridad a la Vida (LS, Life Safety)

$$\varepsilon_c = 1.4 \cdot \left( 0.004 + 1.4 \cdot \frac{\rho_v \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{su}}{f_{cc}'} \right) \quad (3.56)$$

### 6.2.3.3 Pórtico 25

Se presentan los resultados y curvas de fragilidad obtenidos en el pórtico 25, esta rótula plástica fue la que presentó el mayor estado de daño dentro del viaducto, los resultados y curvas correspondientes a las rótulas plásticas restantes están presentes en el Anexo F.

Los límites de daño para el pórtico 25 son los siguientes:

<i>Deformación</i>	<b>Totalmente Operacional</b>	<b>Operacional</b>	<b>Seguridad a la vida</b>
$\varepsilon_c$	0.004	0.005	0.008
$\varepsilon_s$	0.01	0.042	0.052

Tabla 6-6 Límites de deformaciones Pórtico 25

Se tienen las siguientes deformaciones máximas de acero y hormigón para el pórtico 25:

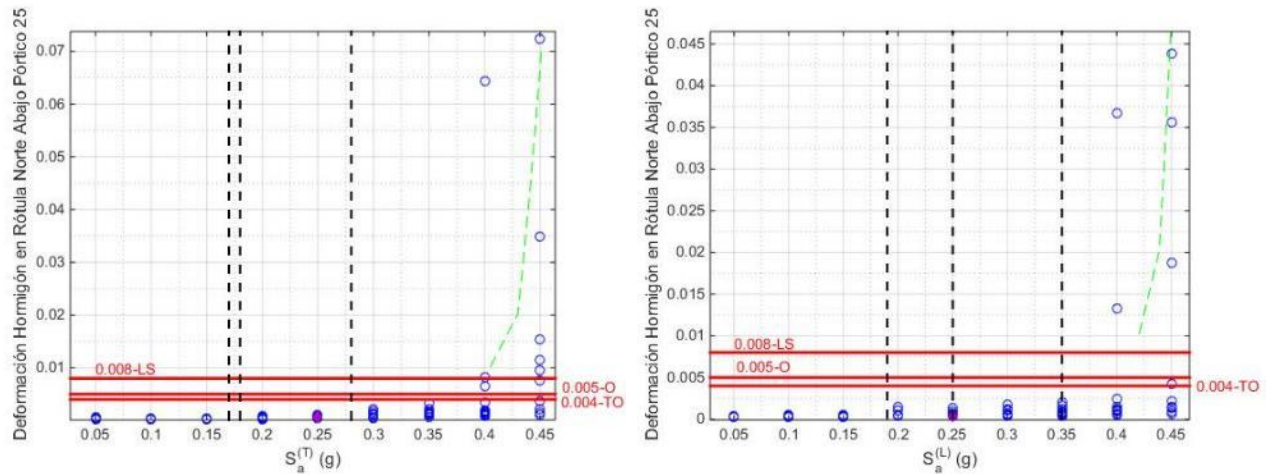


Figura 6:33 Deformación Hormigón Pórtico 25 Columna en la base.

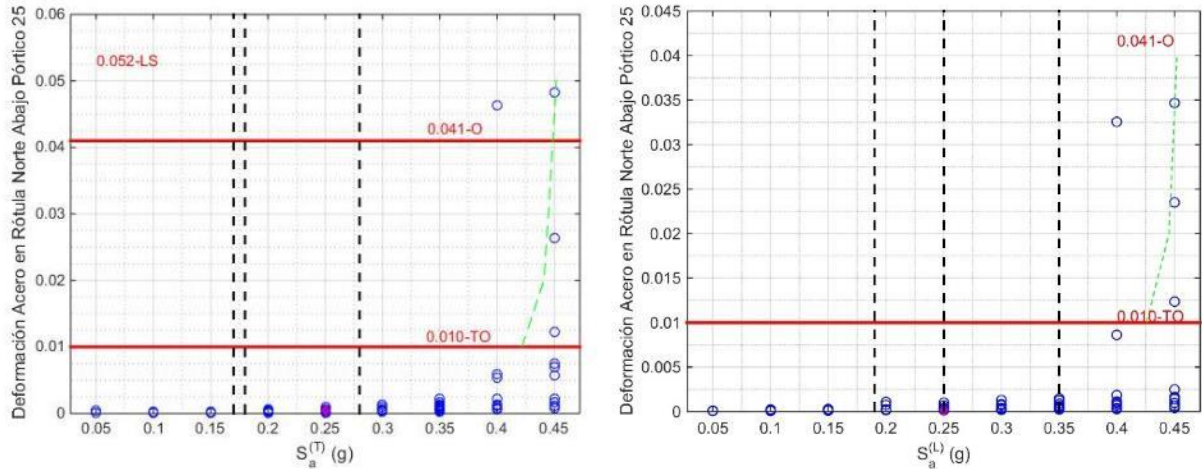
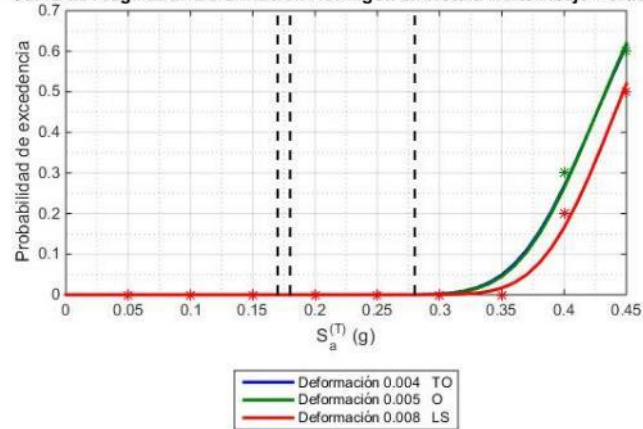


Figura 6:34 Deformación Acero Pórtico 25 Columna en la base.

Curva de Fragilidad - Deformación Hormigón en Rótula Norte Abajo Pórtico 25



Curva de Fragilidad - Deformación Hormigón en Rótula Norte Abajo Pórtico 25

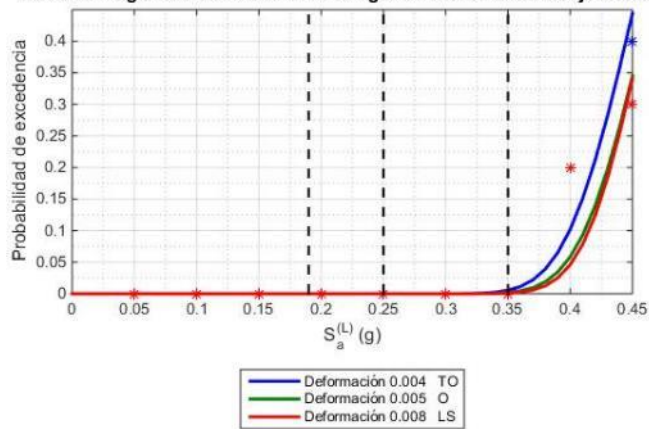


Figura 6:35 Curva de Fragilidad Deformación Hormigón Pórtico 25 Columna en la base.

- El viaducto no estaría seguro a la vida para un 50% de los casos a 0.45[g] y no estaría operacional para un 40% de casos. Mientras que para el mayor sismo registrado en zona sísmica 3 no presentaría daños al igual que para el mayor sismo registrado en zona sísmica 2, que es la zona donde se ubica el puente.



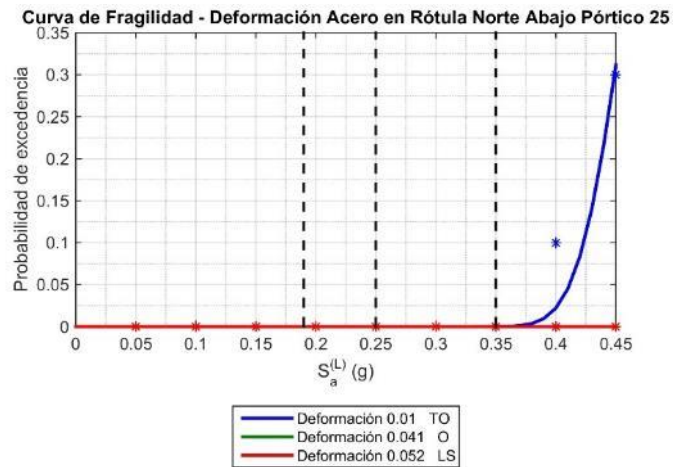
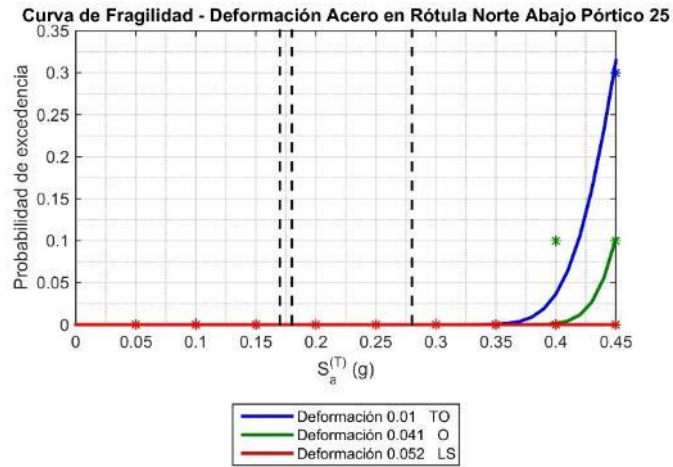


Figura 6:36 Curva de Fragilidad Deformación Acero Pórtico 25 Columna en la base.

- Para la deformación a tracción del acero se observa que se tienen un 100% de seguridad a la vida y que el puente se mantiene totalmente operacional en un 70% de los casos para 0.45 [g] y operacional en un 90% de los casos. Para los mayores sismos registrados en zona sísmica 2 y 3 el viaducto no presentaría daños y estaría totalmente operacional.

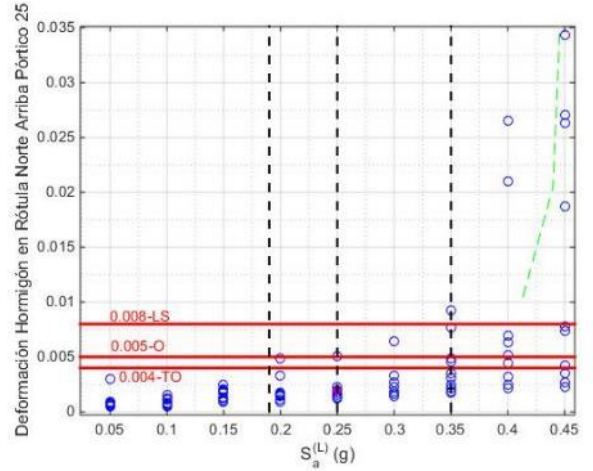
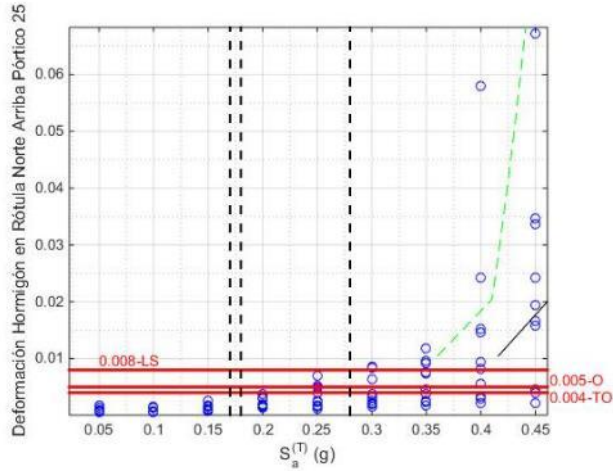


Figura 6:37 Deformación Hormigón Pórtico 25 Columna rótula superior

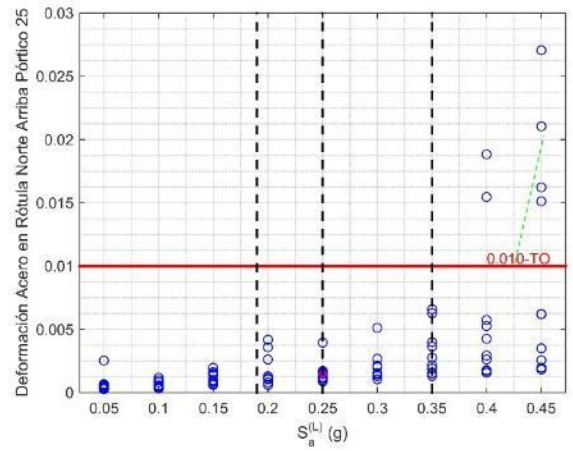
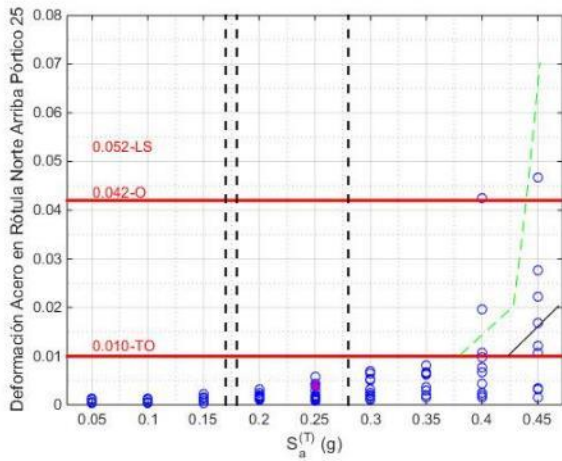
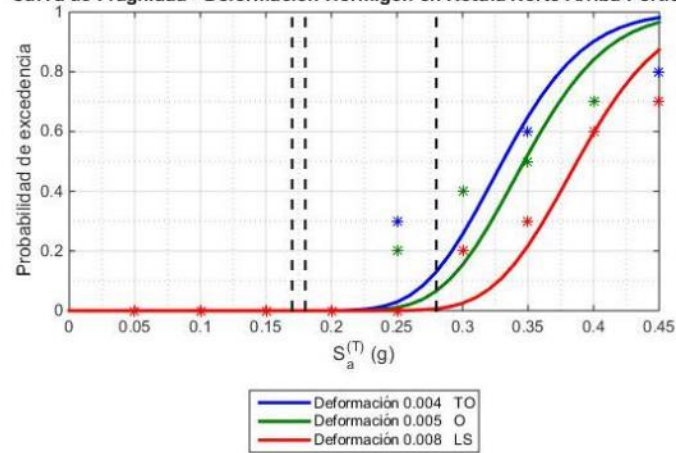


Figura 6:38 Deformación Acero Pórtico 25 Columna rótula superior



Curva de Fragilidad - Deformación Hormigón en Rótula Norte Arriba Pórtico 25



Curva de Fragilidad - Deformación Hormigón en Rótula Norte Arriba Pórtico 2:

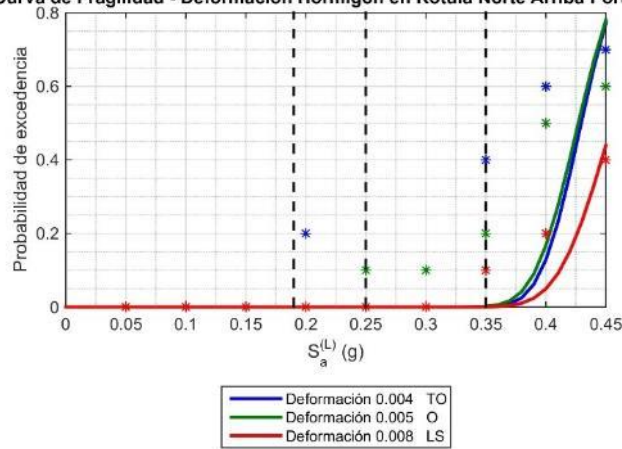
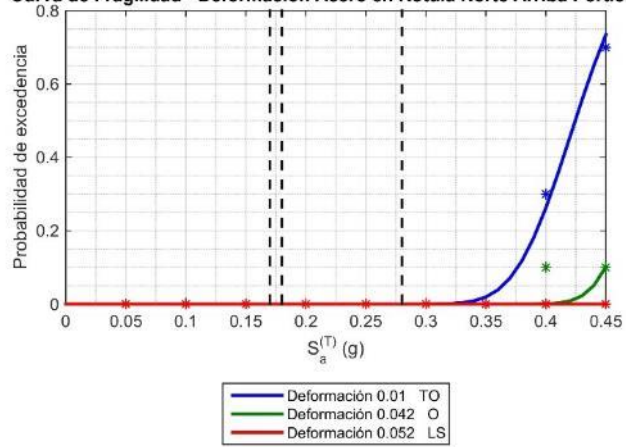


Figura 6:39 Curva de Fragilidad Deformación Hormigón Pórtico 25 Columna Arriba

- Se observa una probabilidad de 100% de que el puente no estará operacional para 0.45 [g] y un 60% de probabilidades que no sea seguro a la vida para 0.4[g]. Para 0.45[g] se aprecia un 80% de posibilidades de no ser seguro a la vida. Se tiene que para el mayor sismo registrado en zona sísmica 3, se tendría un 10% de no estar totalmente operacional y una probabilidad menor a 10% de no estar operacional y siempre sería seguro a la vida.

Curva de Fragilidad - Deformación Acero en Rótula Norte Arriba Pórtico 25



Curva de Fragilidad - Deformación Acero en Rótula Norte Arriba Pórtico 25

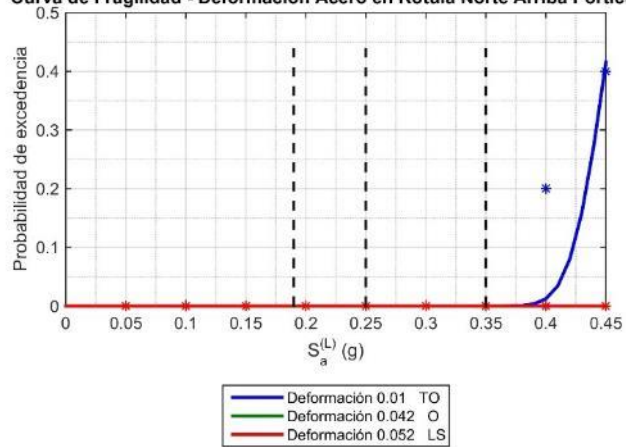


Figura 6:40 Curva de Fragilidad Deformación Hormigón Pórtico 25 Columna rótula superior

- Se logra apreciar que en ningún momento se pierda la seguridad a la vida del puente y que para 0.45[g] de aceleración espectral se tiene una probabilidad del 70% de que el viaducto no esté totalmente operacional, además de un 10% de posibilidades de no estar operacional para ese mismo  $S_a$ . El viaducto no presentaría daños para las mayores aceleraciones registradas en zona sísmica 2 y 3.

## **7 Análisis de Resultados**

### **7.1 Registro Constitución 2010**

Se logran relacionar las aceleraciones que serán tomadas por una futura instrumentación y relacionarlas con los desplazamientos, aceleraciones, momentos, rotaciones y curvaturas que se generan en el viaducto.

Al observar el comportamiento de los elementos diseñados no linealmente, estos trabajan según como se esperaba. Se logra apreciar el comportamiento histerético de las placas de apoyo, similar a los obtenidos en los ensayos realizados a estas, también se ve como trabajan de manera lineal los topes sísmicos modelados con su rigidez inicial y, por último, las curvas momento rotación de las rótulas plásticas señalan como trabaja este elemento llegando en instantes a ciertos límites de momento para diferentes curvaturas.

En cuanto a los elementos estructurales estudiados, se observa que los topes sísmicos no obtienen daños, excepto el tope exterior norte de la cepa 27, que ya habría superado su primera fluencia. Con respecto a los aisladores sísmicos se observa que existirían daños moderados en estos en el Tramo 3 en la dirección transversal de la estructura y daños leves o ningún daño en los otros tramos, tanto en dirección longitudinal como transversal, sumado a esto, se puede decir que las mayores deformaciones suceden en la dirección transversal del puente. En cuanto a las rótulas plásticas solo se observa que en la base del pórtico 25 se alcanza un estado de daño donde no estaría totalmente operacional la columna.

### **7.2 Curvas de Fragilidad**

En las placas de apoyo, los topes sísmicos y las rótulas plásticas, se observan daños por sobre el límite de daño último propuesto, esto cuando el valor espectral generado por los registros es igual a 0.4 o 0.45 [g]. Esto se puede explicar debido a la escalación realizada a los sismos y explicada en la sección 5.3 Elección de registros sísmicos, ya que, como se usaron factores de escalamiento muy altos, los PGA de los registros superan algunos los 2 [g] y otros los 3 [g] para los eventos elegidos según los periodos fundamentales de la dirección longitudinal y transversal. Esto genera que algunos de los registros escalados con valores espectrales de 0.4 y 0.45 [g], generen grandes aceleraciones en los modos de alta frecuencia de la estructura, provocando con esto grandes deformaciones. Es importante recalcar esto, pues se puede observar que los 4 sismos que tienen máximas aceleraciones de suelo por sobre los 2 [g] son los que generan los datos que están por sobre los últimos estados de daño. Esto se puede ver claramente en las deformaciones que sufre el hormigón por compresión.

Si bien, estos sismos de aceleraciones de suelo muy altas demuestran que en algún punto la estructura puede fallar, esto no se condice con la realidad, ya que son movimientos en la base de la estructura con probabilidades casi nulas de ocurrencia, puesto que como se vio en la elección de registro sísmicos, el máximo PGA registrado es menor a 1, por lo que, para una zona sísmica 2 y un suelo de tipo rocoso estos movimientos no debieran existir. Esto genera la alta dispersión vista para los resultados donde la aceleración espectral es de 0.45 [g] y 0.4 [g].

Aclarado lo anterior, se puede realizar un análisis más certero de los puntos de fragilidad del viaducto. Se puede analizar entonces, que la falla que puede generar una mayor probabilidad de daños en la estructura es la correspondiente a las placas de apoyo dispuestas en el Tramo 2. En estas (Figura 6:19) se puede ver que las probabilidades de llegar al máximo de desplazamiento pueden alcanzar un 80% en aceleraciones espectrales de 0.45 [g]. Como no se tiene certeza de la dirección en la que sucedieron estas deformaciones es importante mencionar que en caso de que estas fueran en la dirección transversal (dirección de las mayores deformaciones en el análisis con Registro de Constitución) se podrían esperar impactos sobre los topes sísmicos (de todas formas, estos valores espectrales son irrealistas) y en caso de ser longitudinales no estaría trabajando el tope pero estaría dentro del rango en los que los aisladores sísmicos fueron ensayados. Se observa en estas curvas de fragilidad que, para la mayor aceleración espectral generada por registros que ocurrieron en zona sísmica 3, la mayor probabilidad de tener un daño severo es menor a un 30% y que para el mayor  $S_a$  generado por registros tomados en zona sísmica 2 se tiene una probabilidad de 10% de tener un daño moderado.

En las curvas de fragilidad correspondientes a las rótulas plásticas la deformación por compresión del hormigón en la rótula plástica presente en la parte superior de la columna norte del pórtico 25 genera probabilidades de no tener seguridad a la vida del 80% para 0.45 [g], pero no se tienen probabilidades mayores al 15% de que el viaducto tenga daños leves para las aceleraciones espectrales correspondientes a sismos de zona sísmica 3. Sin embargo, como ya se comentó anteriormente, la deformación tomada para la compresión del hormigón se realiza de acuerdo con la mayor curvatura de todo el registro en ambos ejes de la rótula, caso que es conservador puesto que estas no suceden en el mismo instante. Es por esto, que para analizar el mayor daño generado en las rótulas plásticas se toma en cuenta la deformación a tracción del acero, puesto que este parámetro presenta la mayor deformación obtenida durante los análisis y no de acuerdo a las curvaturas obtenidas posterior a este. Así entonces, la rótula plástica que genera mayor probabilidad de daños sigue siendo la ubicada en la parte superior de la columna norte del pórtico 25, con un 70% de probabilidades de tener un daño leve para 0.45 [g] de aceleración espectral.

En lo que respecta a topes sísmicos, los topes presentes en la cepa 27 son los que tienen una mayor probabilidad de llegar a su estado último con un 60% de posibilidades de alcanzarlo para 0.45 [g], una probabilidad de 20% de alcanzar la fluencia para el  $S_a$  mayor para zona sísmica 3 y 0% de posibilidades para la mayor aceleración espectral de zona sísmica 2. Es importante mencionar la alta rigidez de las llaves de corte presentes en la cepa 18, que a pesar de las grandes aceleraciones que se generan por la magnitud, ya descrita, de los registros sintéticos, estos no alcanzan en ningún momento la fluencia, tanto los topes exteriores como el tope interior.

Como para registros que generan aceleraciones espectrales de 0.45 [g], obtenidas según el período longitudinal y transversal del puente, se tienen 4 registros con PGA por sobre los 2[g] las curvas de fragilidad que superan el 40% (4 de 10 registros sintéticos poseen estas características) de probabilidad de colapso en este valor son las que interesan mayormente, ya que, los datos que esta entrega son de análisis de aceleraciones máximas de suelo con valores esperados. Este es el caso de las curvas de fragilidad de las placas de apoyo del tramo 2 y del tramo 3 que a su vez también presentan daños moderados en 0.4 [g] por sobre el 20% (2 de 10 registros sintéticos con PGA sobre 2 [g]) y sobre el 30% (3 de 10 registros sintéticos con PGA sobre 2 [g]).

Para 0.4 [g] se desea observar estados de daños considerables que superen el 20% (2 de 10 con PGA sobre 2[g]) para sismos escalados según el período longitudinal y valores que superen la probabilidad de 30% (3 de 10 con PGA sobre 2[g]) para sismos escalados según el período transversal. En las placas de apoyo del tramo 2 se tiene que para este valor existe una probabilidad del 50% de tener daños severos, en las placas de apoyo del tramo 3 se observa el mismo porcentaje. En los topes de la cepa 27 se observa una probabilidad, de llegar a la fluencia del tope, de un 60%.

Se logró observar, que para el mayor valor espectral obtenido de sismos de zona sísmica 3, en ningún momento se alcanza el colapso en los elementos elegidos para estudiar. En el máximo valor espectral de zona sísmica 2 se tiene que solo en los elastómeros del tramo 2 y 3 se tiene una probabilidad de 10% de tener daños moderados.

## 8 Conclusiones Finales

### 8.1 Conclusiones

Este trabajo tuvo como objetivo principal la generación de curvas de fragilidad del Viaducto El Salto-AVO mediante una modelación no lineal de su estructura. Para lograr esto se modelaron, en SAP2000, no linealmente las placas de apoyo, topes sísmicos y posibles rótulas plásticas presentes en el viaducto.

Las placas de apoyo elastoméricas fueron modeladas, considerando sus planos y los ensayos a los que estas fueron sometidas, de manera de poder reproducir el comportamiento histerético de los aisladores sísmicos. Los topes sísmicos fueron incluidos en el modelo de manera lineal, con la rigidez inicial de acuerdo con los modelos estudiados, donde se vio que dominaba el modelo propuesto por Megally et al., debido a los problemas de convergencia sufridos por SAP2000 a lo largo del desarrollo de este trabajo, sin embargo, al tener un elemento gap se tiene un comportamiento no lineal que lo diferencia del modelo utilizado para el cálculo estructural. Las rótulas plásticas se ubicaron en los lugares donde se analizó que se podía tener mayor exigencia de los componentes estructurales y que podía ser una zona de falla crítica del viaducto, se utilizó un modelo de fibras para incorporar el comportamiento no lineal del acero y del hormigón.

Se realizó una elección de registros, donde se ponderaron distintos parámetros sísmicos, para poder obtener los sismos adecuados para generar registros escalados y así, poder crear curvas de fragilidad. Al existir un número acotado de sismos que generaran aceleraciones espectrales por sobre los 0.25[g], la escalación generó registros escalados que llegaban a un PGA mayor a 2 [g] algunos llegando a valores cercanos a 3 [g], lo cual provocó que se evaluará la estructura para sismos irreales para las coordenadas espectrales mayores. Sumado a esto, al tener factores de escalamiento muy alto, para sismo de baja intensidad que fueron escalados, se pueden ver aceleraciones espectrales, para modos de períodos de alta frecuencia, que llegaban a 19.51 [g] lo cual también se aleja del propósito de acercarse a la posible ocurrencia de sismos en la zona donde se ubica el viaducto. Es por lo anterior, que se recomienda realizar una elección de registros mediante un proceso de escalamiento espectral (“*spectral matching*”) utilizando las curvas de atenuación propuestas por Idini o Montalva. De esta manera se podrá tener registros

sintéticos que no posean altas dispersiones y que a su vez posean aceleraciones en conformidad con la zona sísmica, tipo de suelo y períodos de la estructura.

Se generaron las curvas de fragilidad, con los criterios de desempeño acordes a la deformación de las placas de apoyo, el factor de utilización de los topes sísmicos y la deformación a compresión del hormigón y de tracción del acero en las rótulas plásticas. La deformación a compresión del hormigón no se toma en cuenta en su totalidad pues se calculó con las máximas curvaturas en ambos ejes, se utiliza como referencia para posibles daños por tracción del acero, este último es el parámetro que se utiliza para ver el daño en las rótulas plásticas donde no se ven probabilidades altas de daños en las que el viaducto no este operacional, para los registros estudiados.

En estas curvas se puede ver que la falla que contiene una mayor posibilidad de llegar al colapso es la correspondiente a los aisladores sísmicos ubicadas en el Tramo 2 y 3 del puente. Estas fallas se logran observar para sismos de altas magnitudes que generarían aceleraciones sobre la estructura que son de baja probabilidad de ocurrencia, ya que, como se pudo observar, el sismo de mayor magnitud ocurrido en una zona sísmica 2 no supera los 0.25 [g] de aceleración espectral del puente,  $S_a$  para el cual no se observan daños significativos de los elementos estudiados. Estos aisladores sísmicos fueron ensayados, en su prototipo, para deformaciones mayores al estado de daño de colapso y en su totalidad para deformaciones mayores al estado de daño severo. Además, en caso de que las deformaciones fueran transversales, a este nivel de deformación comenzarían a trabajar los topes sísmicos evitando deformaciones mayores de los aisladores sísmicos.

Es importante mencionar que existen variables que no se incluyeron el análisis como: el comportamiento no lineal de los suelos de fundación, la generación de impactos en canoas metálicas y en paredes longitudinales de estribos y el comportamiento de los anclajes sísmicos verticales.

Así entonces, tomando en cuenta que las placas de apoyo elastoméricas poseen deformaciones considerables para sismos de alta magnitud y fueron ensayadas para estos niveles de daño, que las deformaciones por tracción del acero no llegan a colapsar en ningún momento y que en su mayoría tiene daños leves para los sismos escalados a 0.45 [g] y que los topes sísmicos presentan escasos datos donde se supere su estado último de daño, se puede decir que el Viaducto El Salto-AVO posee un buen comportamiento para las distintas aceleraciones que pueden llegar a afectar el lugar donde está ubicado, es decir, zona sísmica 2 y un suelo de fundación rocoso.

Este estudio pretende dar inicio a un posible trabajo futuro que contemple la creación de un modelo de respuesta rápida de los estados de daño del puente que se relacione con la futura instrumentación de este. A continuación, se explicarán los lineamientos a seguir para realizar este trabajo.

## 8.2 Trabajos Futuros

### 8.2.1 Diseño Modelo de Respuesta Rápida de Daño del Viaducto

Se tiene un plan de instrumentación del puente, que permitirá monitorear el desempeño de este mediante sismómetros y/o acelerógrafos. Estos entregarán las aceleraciones de distintas partes del puente al momento de suceder un evento sísmico.

Con el trabajo realizado en esta memoria se busca tener un modelo inicial para poder diseñar en el futuro un modelo de respuesta rápida del daño del viaducto, este consiste en que al momento de generarse sismos se tenga un programa que pueda indicar el nivel de daño que tienen el puente de manera rápida. Este programa generará advertencias de los lugares donde la estructura puede estar comprometida y tenga que ser reparada.

Para realizar este modelo se debe calibrar, no linealmente, distintos comportamientos de los componentes del puente. Se deberá considerar el comportamiento no lineal de los suelos de fundación, la generación de impactos en canoas metálicas y en paredes longitudinales de estribos, el comportamiento de los anclajes sísmicos verticales, además de modelar todos los topes sísmicos y las cepas de manera plástica.

Con esto, se debe generar una elección de registros mediante una técnica de “*spectral matching*” de las curvas de atenuación de Idini para poder nuevamente crear curvas de fragilidad del viaducto. Con estas nuevas modelaciones se podrá obtener los posibles daños generados en todas las zonas del puente al correlacionarse con las aceleraciones sufridas en los lugares donde se desea instrumentar.

Finalmente se podrá tener un modelo que entregue una respuesta automática de los daños que podría haber sufrido el puente después de un sismo.

## 9 Bibliografía

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2010). *AASHTO\_Guide\_Specifications\_for\_Seismic*.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2012). *AASHTO LRFD bridge design specifications, customary U.S. units*. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Astaburuaga, P. (2020a). *PLANOS VIADUCTO EL SALTO*.
- Astaburuaga, P. (2020b). *Viaducto el salto protocolo ensayos placas de apoyo 1.-*.
- Astaburuaga, P. (2020c). *VOLUMEN 17A. ESTRUCTURA VIADUCTO EL SALTO MEMORIA REV. 0*.
- Astaburuaga, P., DIC, & Renadic. (2021). *Plan de Instrumentación y Monitoreo Viaducto El Salto*. 1–16.
- Aviram, A., Mackie, K. R., & Stojadinović, B. (2008). *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California*.
- Bravo Caba, F. A. (2021). *Desempeño Sísmico del Puente Águila Norte ante diferentes niveles de demanda sísmica*.
- Carrillo Peralta, P. A. (2021a). Evaluación de efectos de impactos en llaves de corte de puentes chilenos. In *Tesis para optar al grado de Magister en Ciencia de la Ingeniería, Mención Ingeniería Estructural, Sísmica y Geotécnica*. Universidad de Chile.
- Carrillo Peralta, P. A. (2021b). Evaluación de efectos de impactos en llaves de corte de puentes chilenos. In *Tesis para optar al grado de Magister en Ciencia de la Ingeniería, Mención Ingeniería Estructural, Sísmica y Geotécnica*. Universidad de Chile.
- Concesiones de Obras Públicas, C. de. (2015). *DIVISIÓN DE CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CONCESIONADAS CONCESIÓN “AMÉRICO VESPUCIO ORIENTE, TRAMO AV. EL SALTO – PRÍNCIPE DE GALES” JULIO. 13(3), 1576–1580*.
- Dynamic Isolation Systems. (2020). *Prototype and Production Isolator Test Report*.
- González, D. O. (2017). Generación de Espectros de Respuesta con Sismos Chilenos para Suelos en Función de su Período Fundamental y Nivel de Amplificación. In *Memoria para optar al título de Ingeniero Civil*. Universidad de Chile.
- Guevara, A. (2021). *EFECTO DE LA CORROSIÓN EN PUENTES VIALES CHILENOS*.

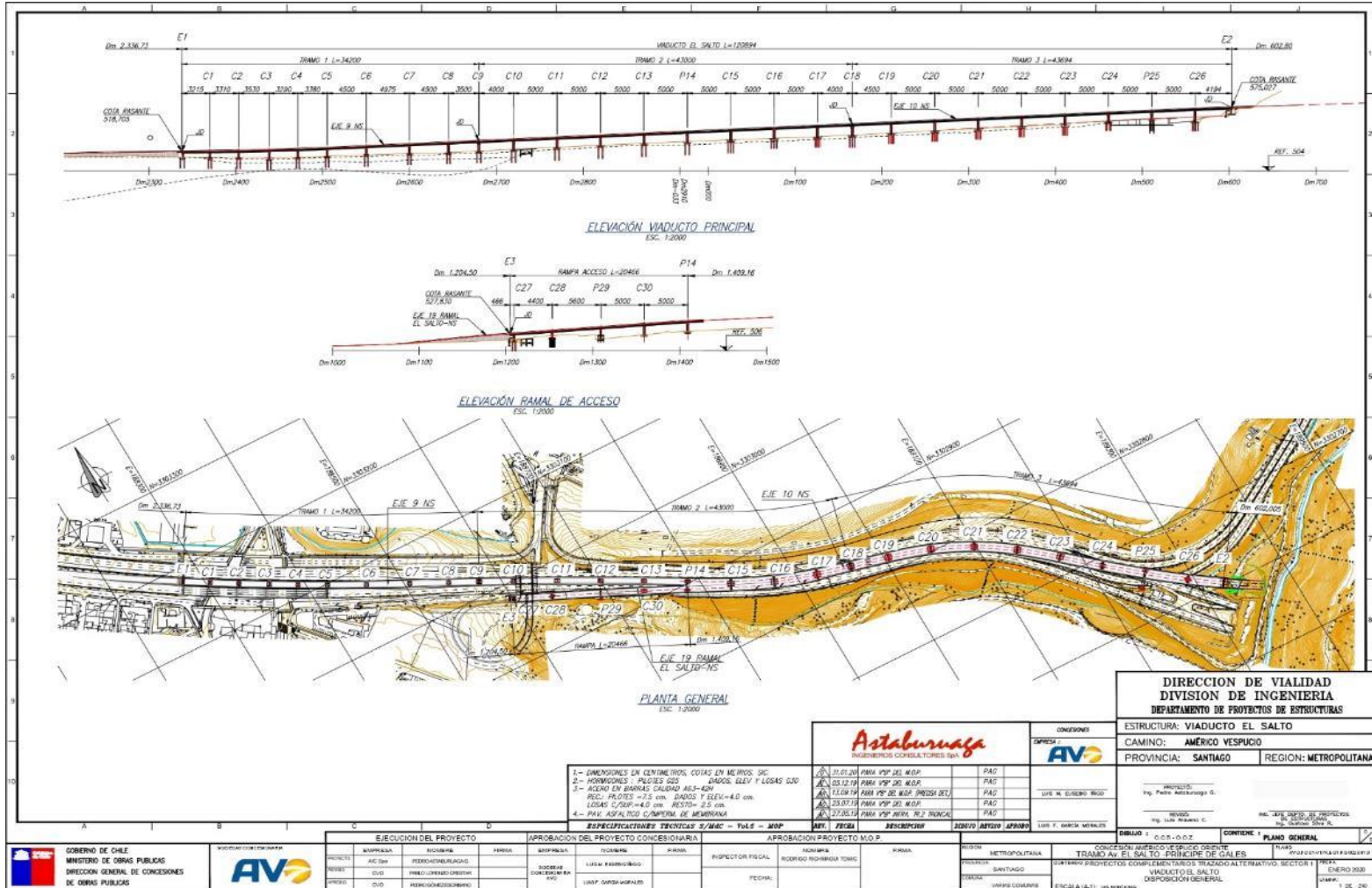


- Hernández, F. (2021). *Definición de Parámetros de demanda Ingeniería y Medidas de daño - Parte Experimental. Id.*
- Idini, B. (2016). Curvas de atenuación para terremotos intraplaca e interplaca en la zona de subducción chilena. *Tesis Para Optar Al Grado de Magíster En Ingeniería, Mención Ingeniería Sísmica, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas Y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil.*
- Jorquera Valenzuela, R. A. (2014). CATÁLOGO DE TERREMOTOS SUBDUCTIVOS CHILENOS PARA LA GENERACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD. In *MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL*. Universidad de Chile.
- Kelly, J. M., & Naeim, F. (2007). Design Of Seismic Isolated Structures. In *Design of Seismic Isolated Structures*. John Wiley & Sons, Inc.  
<https://doi.org/10.1002/9780470172742.fmatter>
- Ministerio de Obras Publicas Dirección de Vialidad. (2018). Manual de Carreteras, Volumen N°3 Instrucciones y Criterios de Diseño. *Mop*, 3(1), 1285.
- MOP-DGOP-Dirección de Vialidad. (2018). Manual de carreteras. Vol. 5. Especificaciones técnicas generales de construcción. *Manual de Carreteras*, 725.
- Pastén, C., Hernández, F., Astroza, R., Ochoa, O., Bazáez, R., Contreras, N., Grand, J., & Ochoa, F. (2021). *Guía Para El Análisis Sísmico No Lineal de Puentes Chilenos.*
- Sáenz Muñoz, S. (2018). *CURVAS DE FRAGILIDAD DE ESTRUCTURAS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA EMPLEANDO LA BASE DE REGISTROS SÍSMICOS CHILENOS.* Universidad de Chile.

# 10 Anexos

## Anexo A

### Disposición General Viaducto El Salto AVO



## Anexo B

### Ensayos de todas las placas de apoyo que se usaron en la estructura



#### Summary of Production Test Results

**Table 26 - Isolator Type A - Production Test Results**

Test Criteria			Test ID: B (Load: 220tons, Displacement: 293mm)			
Property			Keffavg (ton/m)		EDC (ton-m)	
Acceptance Criteria (Individual)			182.24ton/m < Keff-ave < 273.36ton/m		> 7.2ton-m	
Acceptance Criteria (Group)			193.63ton/m < Keff-ave < 261.97ton/m			
Bearing Numbers	Test ID		Tested Value	% diff	Tested Value	OK/NG
25315	25319	37525	219.0	-3.9%	14.2	OK
25348	25331	37570	218.0	-4.4%	13.7	OK
25355	25362	37571	225.0	-1.3%	13.9	OK
25385	25379	37604	224.0	-1.8%	14.2	OK
25373	25341	37605	217.0	-4.8%	14.0	OK
25420	25403	37643	230.0	0.9%	14.6	OK
25392	25406	37644	231.0	1.3%	14.5	OK
Average			223.4	2.0%	14.2	OK

**Table 27 - Isolator Type B - Production Test Results**

Test Criteria			Test ID: B (Load: 415tons, Displacement: 389mm)			
Property			Keffavg (ton/m)		EDC (ton-m)	
Acceptance Criteria (Individual)			207.02ton/m < Keff-ave < 310.53ton/m		> 15.53ton-m	
Acceptance Criteria (Group)			219.96ton/m < Keff-ave < 297.59ton/m			
Bearing Numbers	Test ID		Tested Value	% diff	Tested Value	OK/NG
25267	25270	37500	263.0	1.5%	29.1	OK
25276	25281	37501	260.0	0.4%	28.9	OK
25293	25287	37521	229.0	-11.6%	29.5	OK
25321	25311	37524	263.0	1.5%	29.4	OK
25356	25353	37572	266.0	2.7%	27.8	OK
25304	25329	37573	265.0	2.3%	28.5	OK
25360	25339	37574	270.0	4.2%	29.2	OK
Average			259.4	0.2%	28.9	OK



**Summary of Production Test Results**

**Table 28 - Isolator Type C - Production Test Results**

Test Criteria			Test ID: B (Load: 422tons , Displacement: 399mm)			
Property			Keffavg (ton/m)		EDC (ton-m)	
Acceptance Criteria (Individual)			251.01ton/m < Keff-ave < 376.51ton/m		> 21.5ton-m	
Acceptance Criteria (Group)			266.7ton/m < Keff-ave < 360.83ton/m			
Bearing Numbers	Test ID		Tested Value	% diff	Tested Value	OK/NG
25277	25284	37502	348.0	10.8%	41.1	OK
25288	25295	37518	337.0	7.3%	40.3	OK
25305	25323	37530	341.0	8.6%	37.6	OK
25318	25330	37576	334.0	6.4%	36.8	OK
25340	25352	37577	346.0	10.2%	38.0	OK
25357	25361	37603	342.0	8.9%	39.2	OK
25389	25395	37640	337.0	7.3%	37.1	OK
25378	25368	37642	340.0	8.3%	36.8	OK
Average			340.6	8.5%	38.4	OK

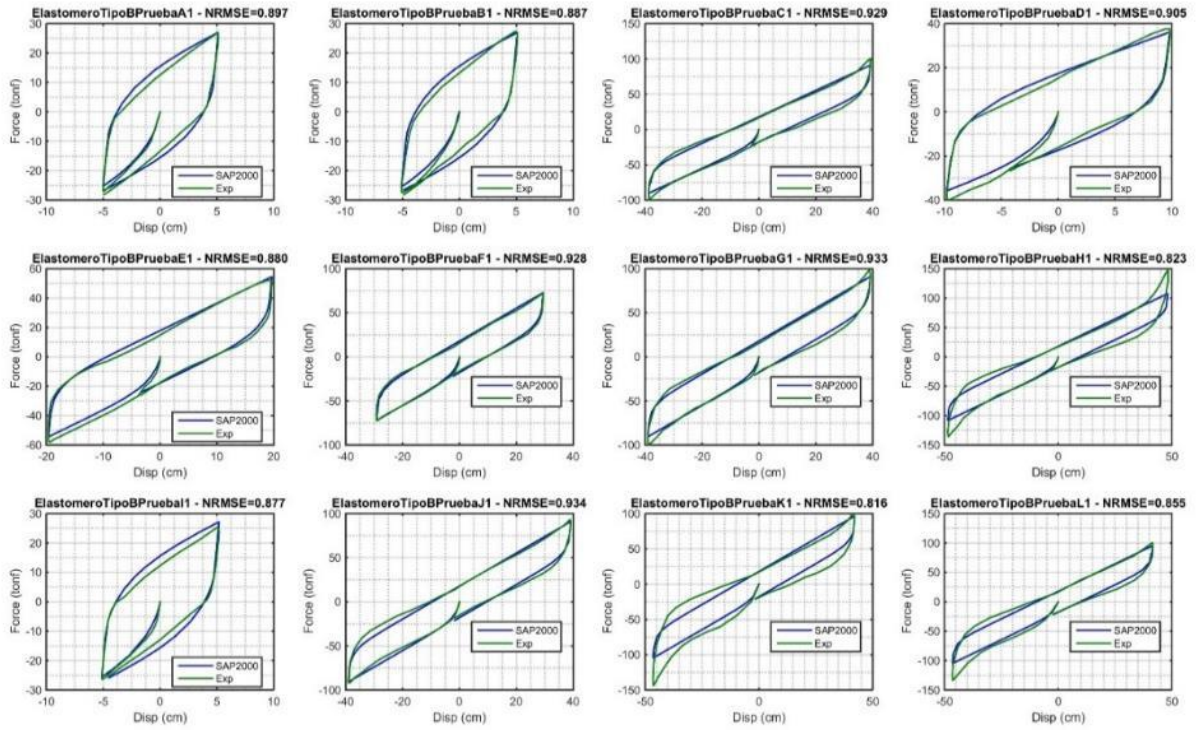
**Table 29 - Isolator Type D - Production Test Results**

Test Criteria			Test ID: B (Load: 618tons , Displacement: 365mm)			
Property			Keffavg (ton/m)		EDC (ton-m)	
Acceptance Criteria (Individual)			298.63ton/m < Keff-ave < 447.64ton/m		> 19.7ton-m	
Acceptance Criteria (Group)			317.29ton/m < Keff-ave < 429.28ton/m			
Bearing Numbers	Test ID		Tested Value	% diff	Tested Value	OK/NG
25309	25300	37522	423.0	13.4%	38.4	OK
25308	25301	37523	395.0	5.9%	36.2	OK
25326	25312	37527	406.0	8.8%	34.7	OK
25334	25327	37529	394.0	5.6%	35.8	OK
25366	25367	37596	417.0	11.8%	35.9	OK
25336	25317	37598	397.0	6.4%	33.2	OK
25345	25371	37600	403.0	8.0%	33.3	OK
25358	25347	37602	393.0	5.4%	33.2	OK
25354	25374	37632	402.0	7.8%	34.1	OK
25388	25390	37634	411.0	10.2%	33.6	OK
25396	25382	37636	403.0	8.0%	33.6	OK
25398	25399	37638	397.0	6.4%	33.4	OK
Average			403.4	8.2%	34.6	OK

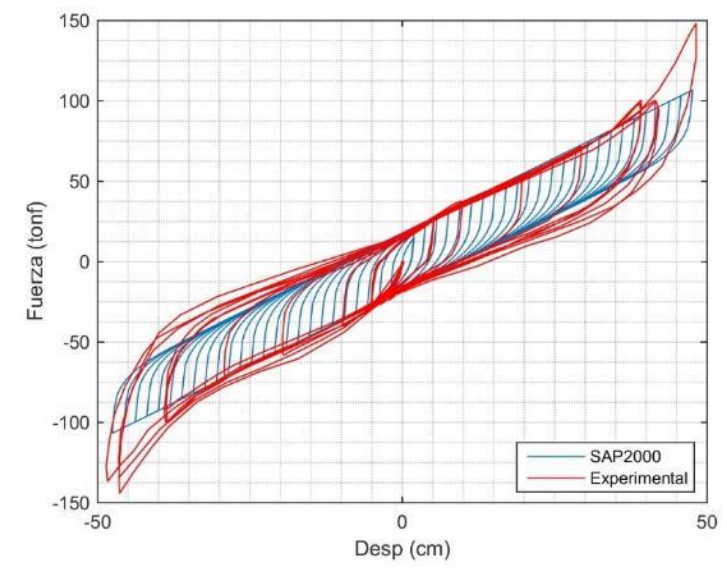
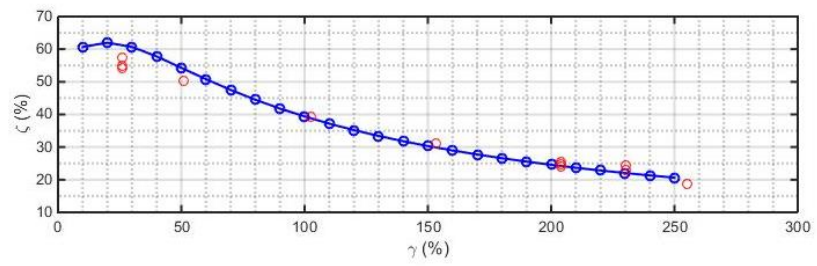
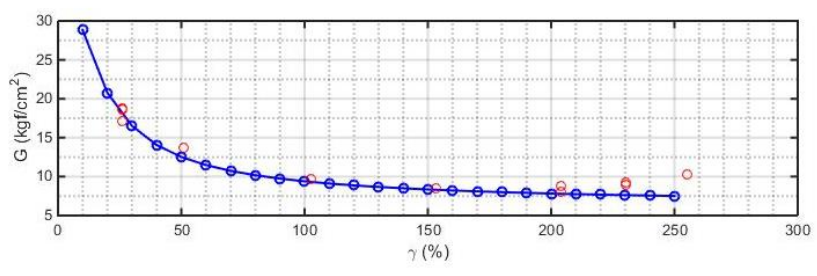
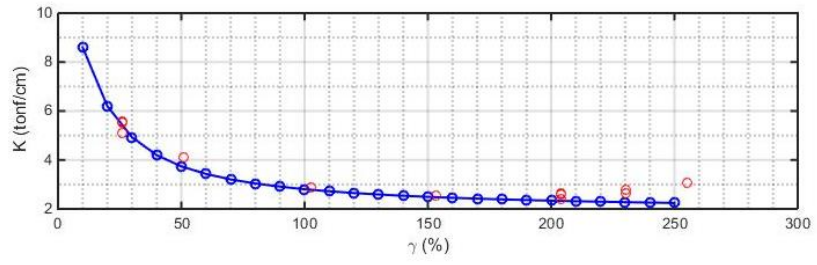
# Anexo C

## Resultados Rigideces Laterales de Placas de Apoyo

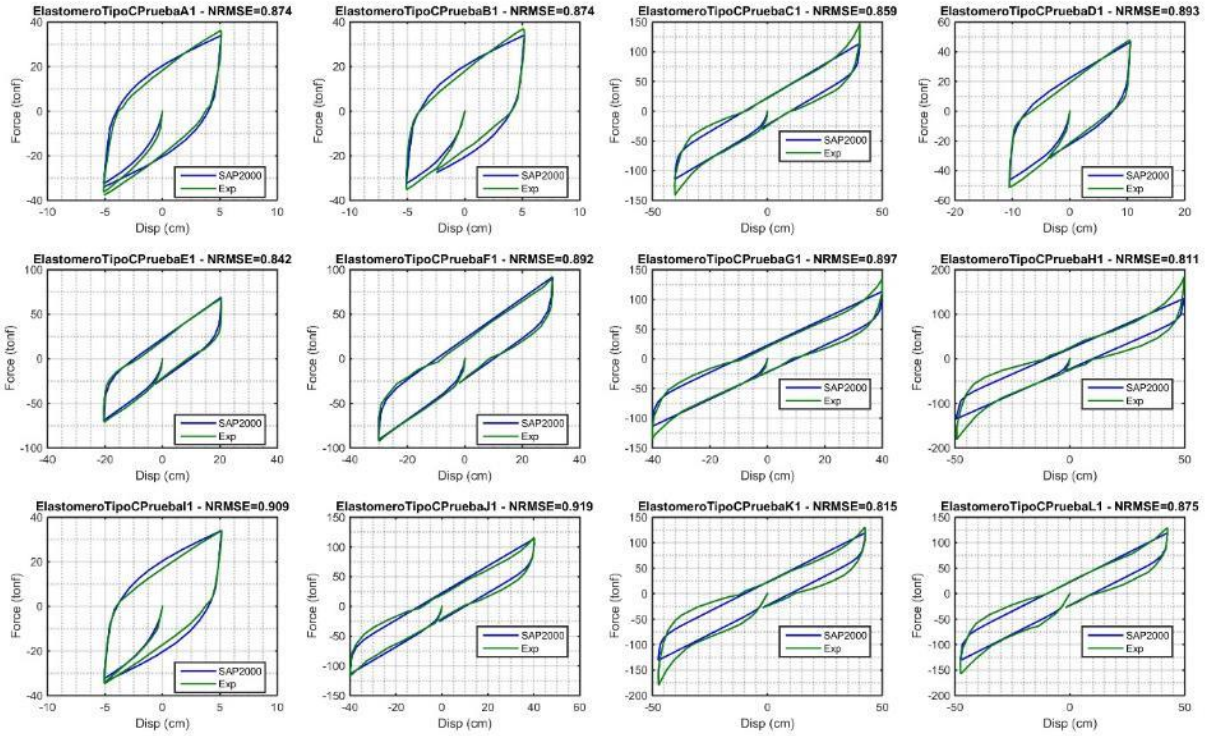
### Placa Tipo B

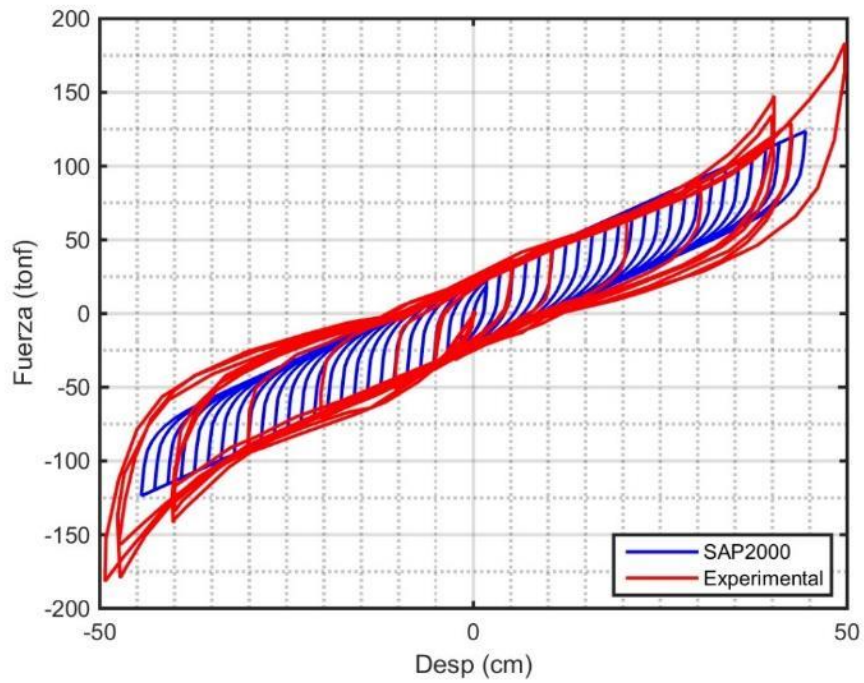
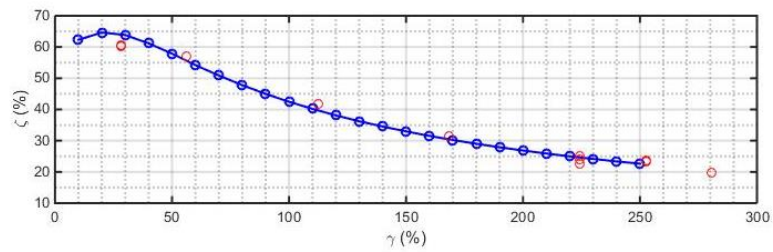
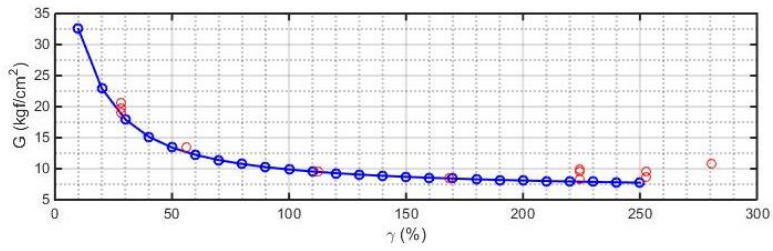
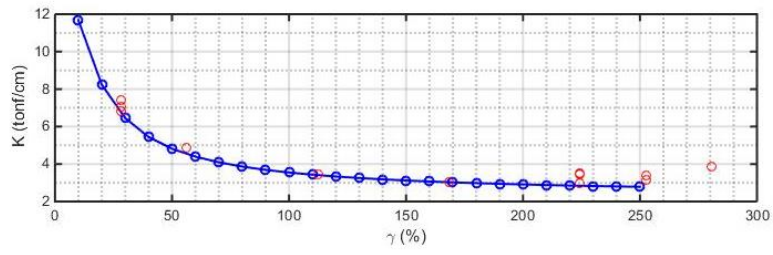






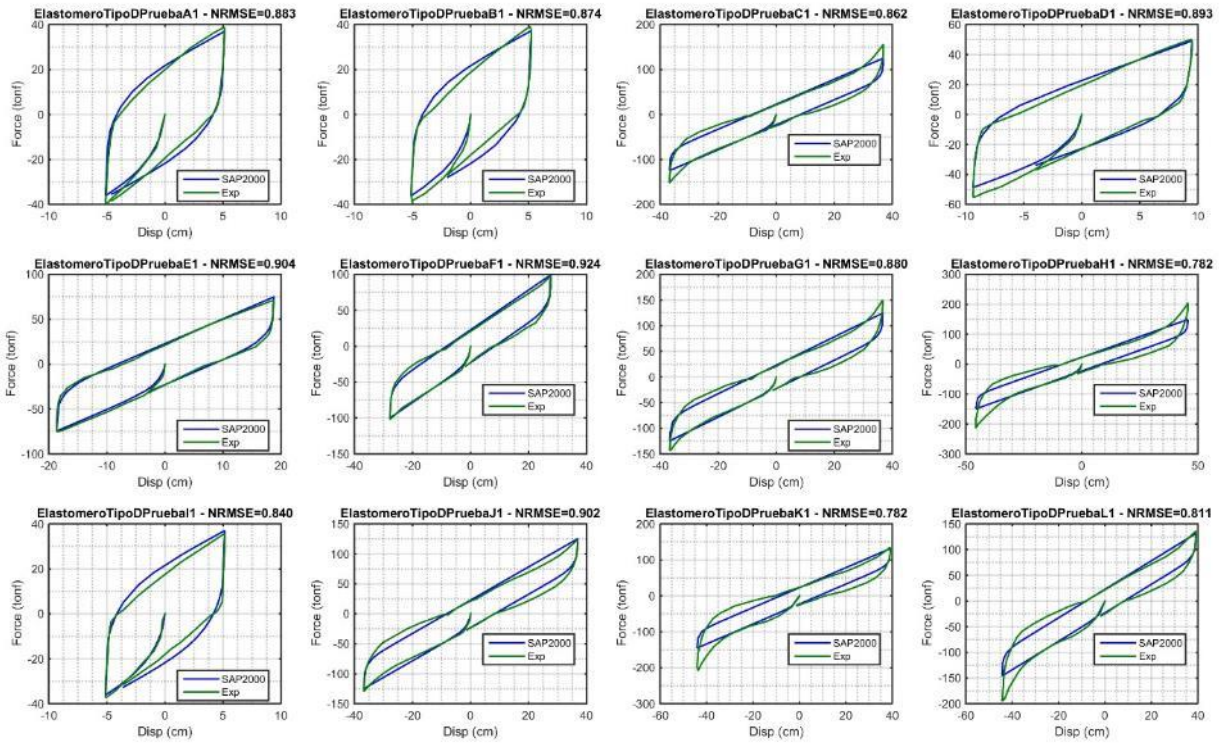
# Placa Tipo C

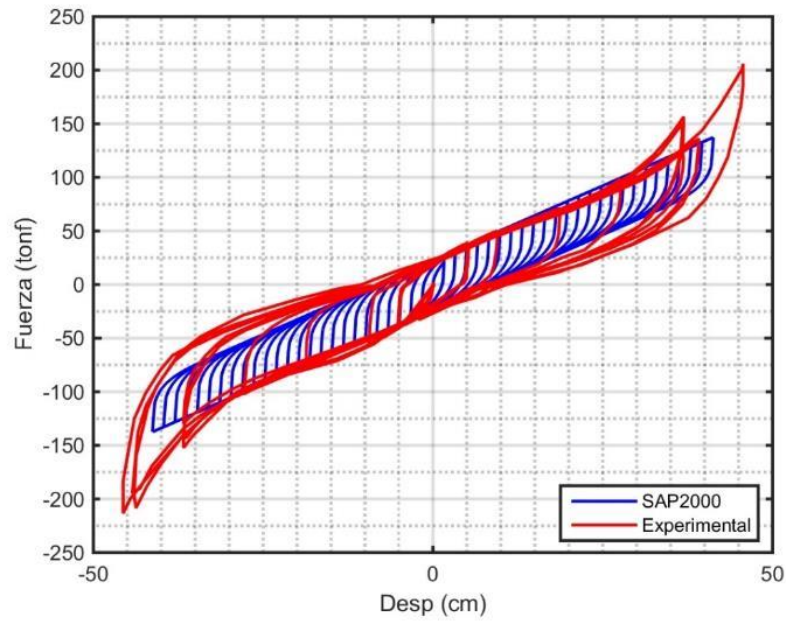
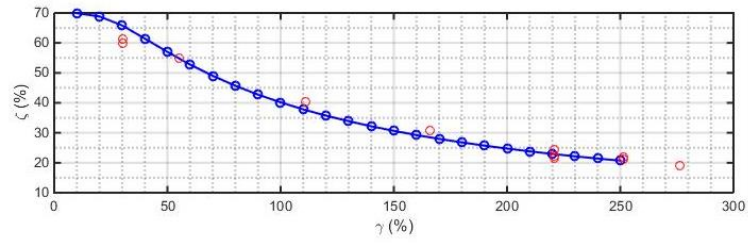
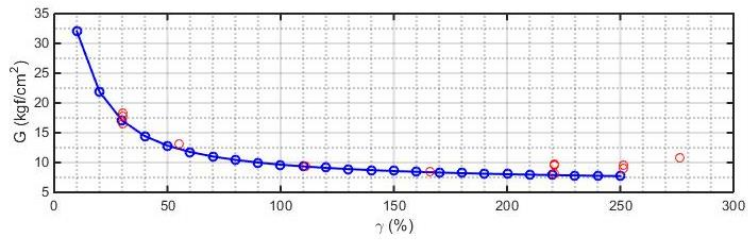
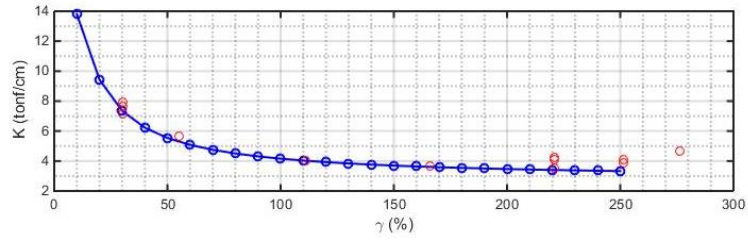






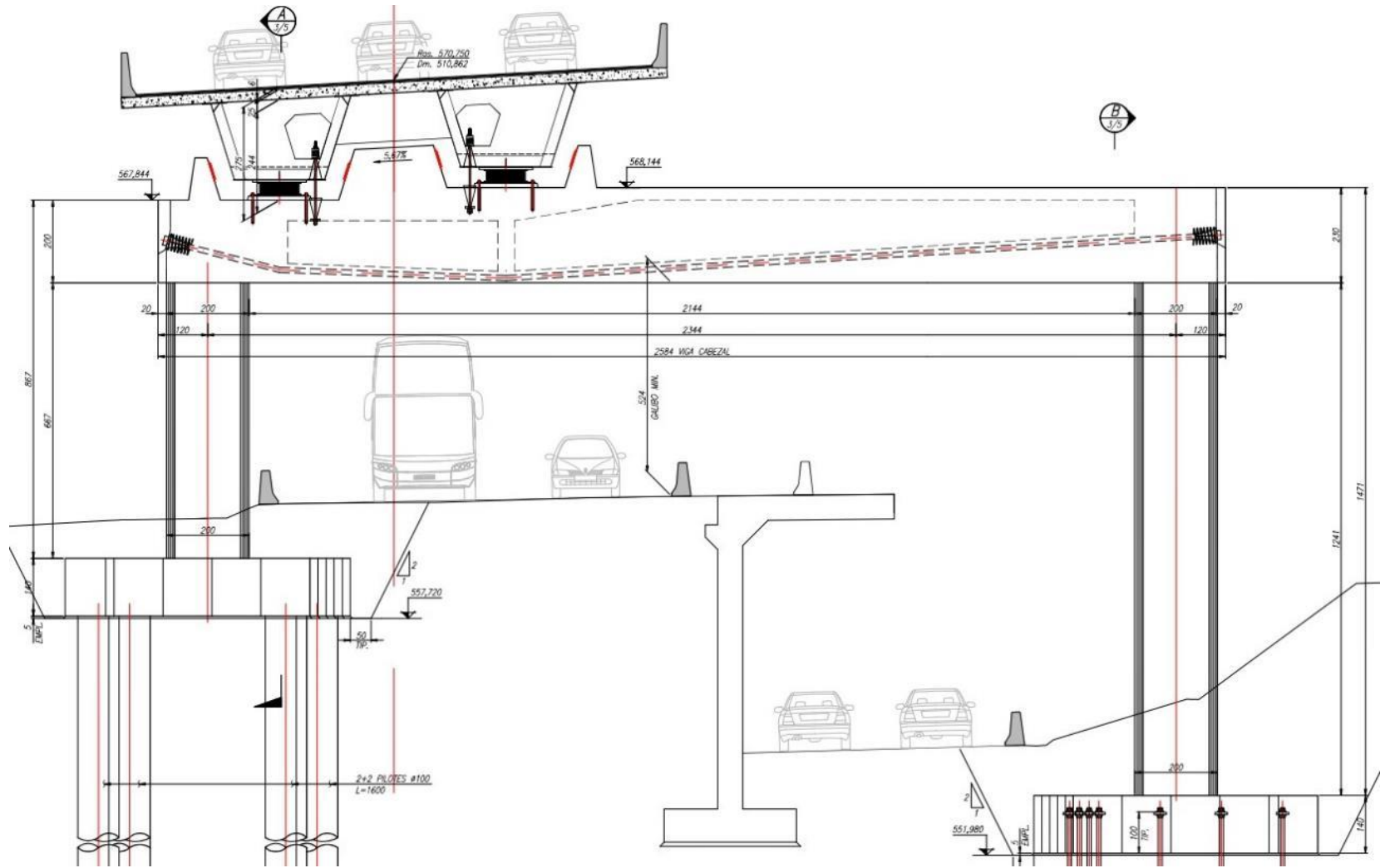
# Placa Tipo D





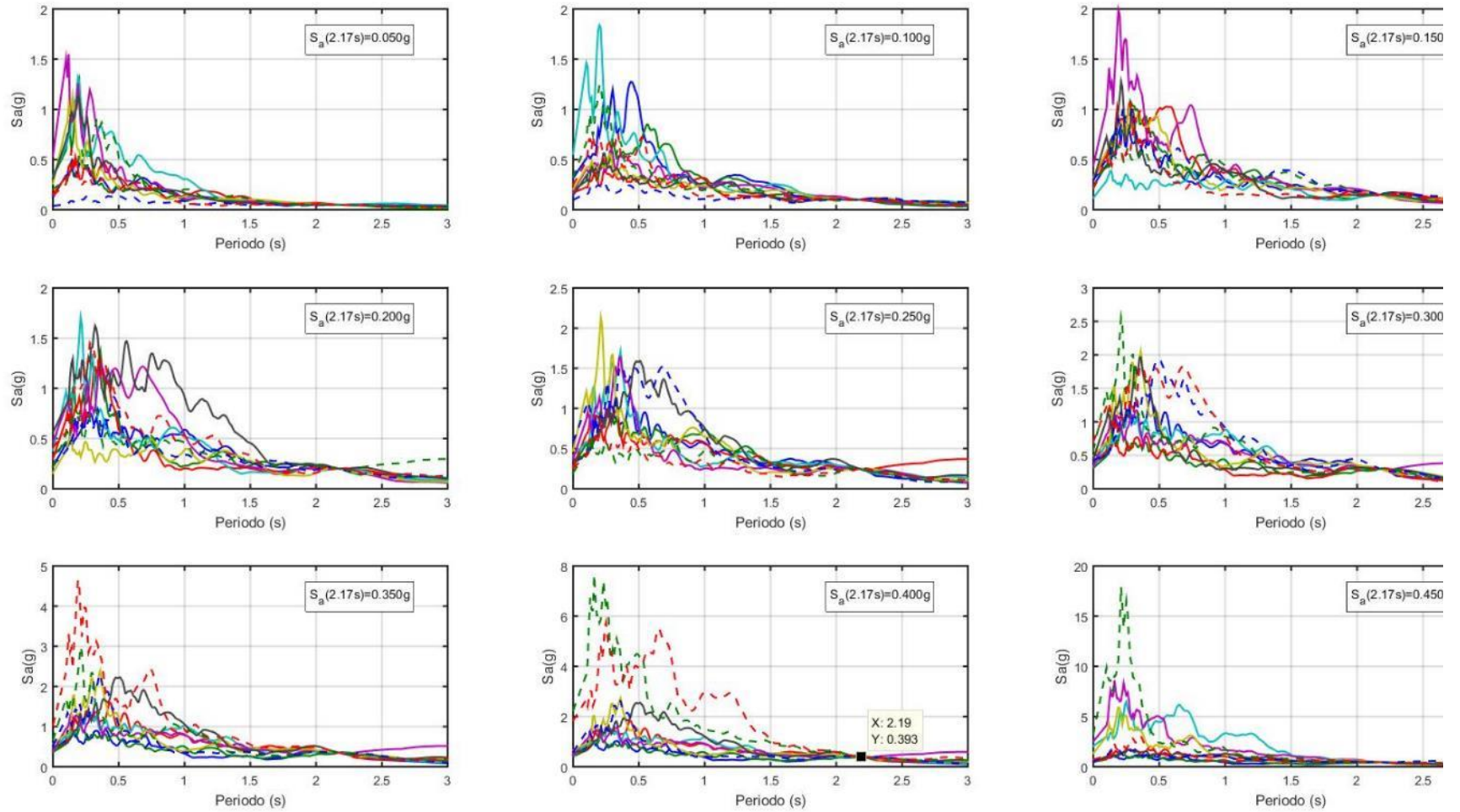
# Anexo D

## Vista Frontal Pórtico 25



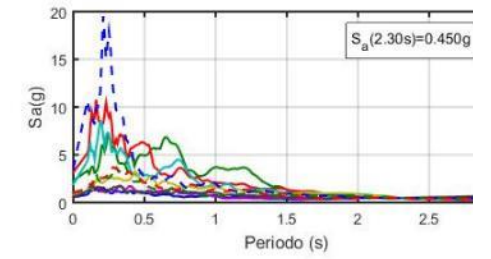
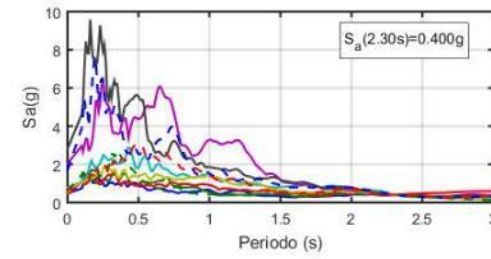
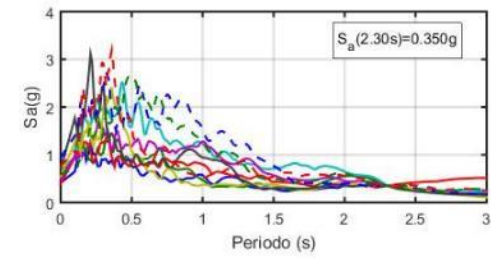
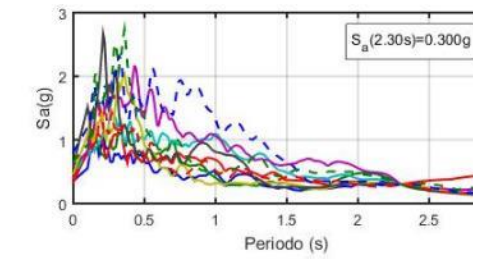
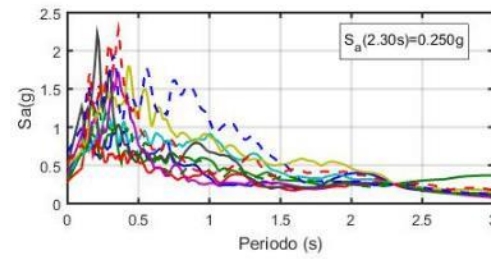
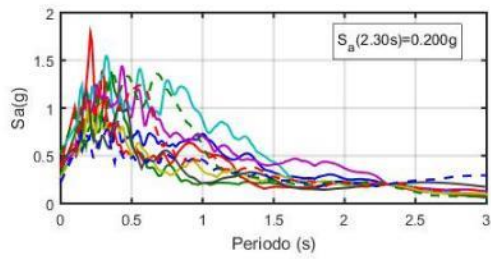
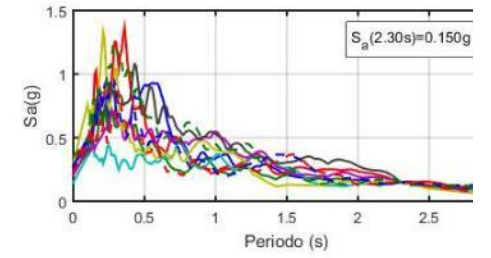
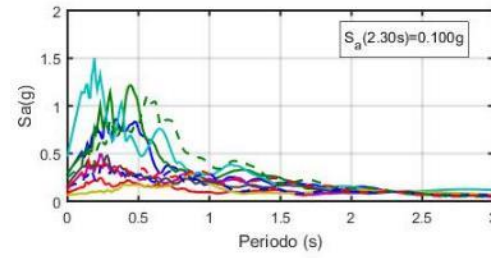
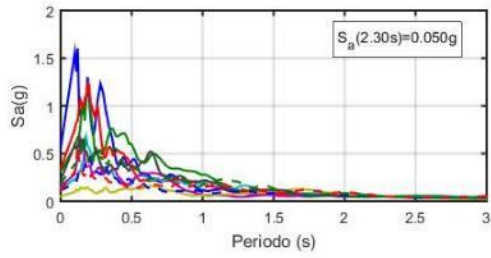
# Anexo E

## Registros escalados según período longitudinal y transversal



Registros Escalados según Período Longitudinal.





Registros Escalados según Período Trnassversal.

## Anexo F

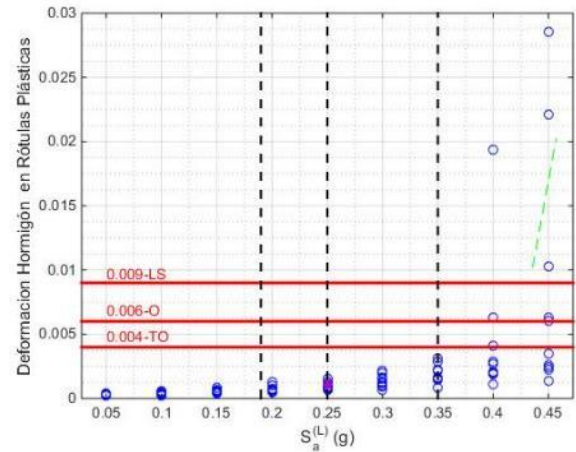
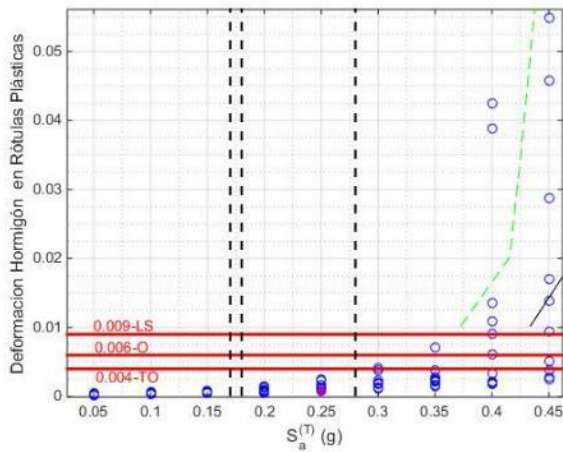
### Cepa 9

Los límites de daño para la cepa 9 son los siguientes:

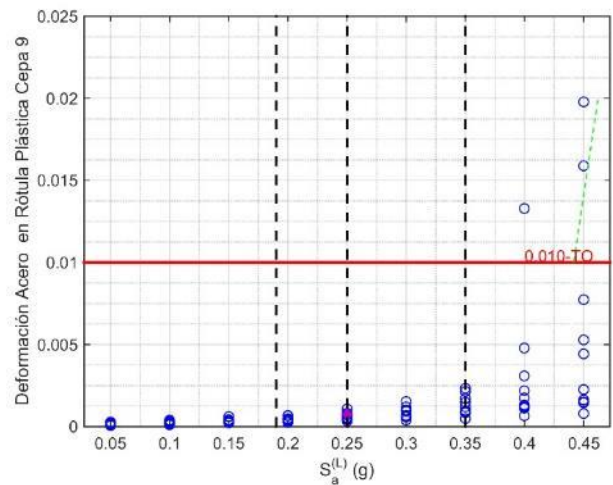
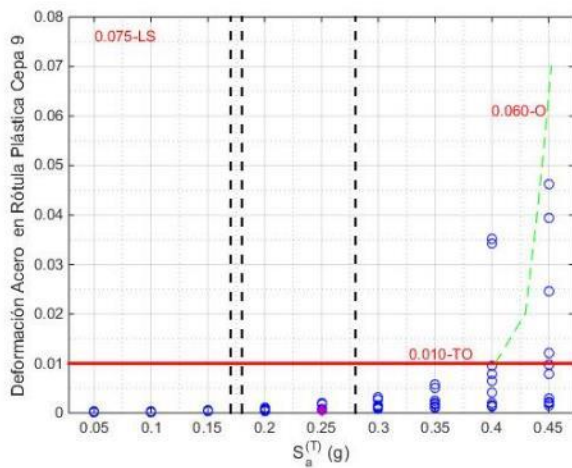
<i>Deformación</i>	<b>Totalmente Operacional</b>	<b>Operacional</b>	<b>Seguridad a la vida</b>
$\varepsilon_c$	0.004	0.006	0.009
$\varepsilon_s$	0.01	0.06	0.075

Límites de deformaciones Cepa 9

Se tienen las siguientes deformaciones máximas de acero y hormigón para la cepa 9:

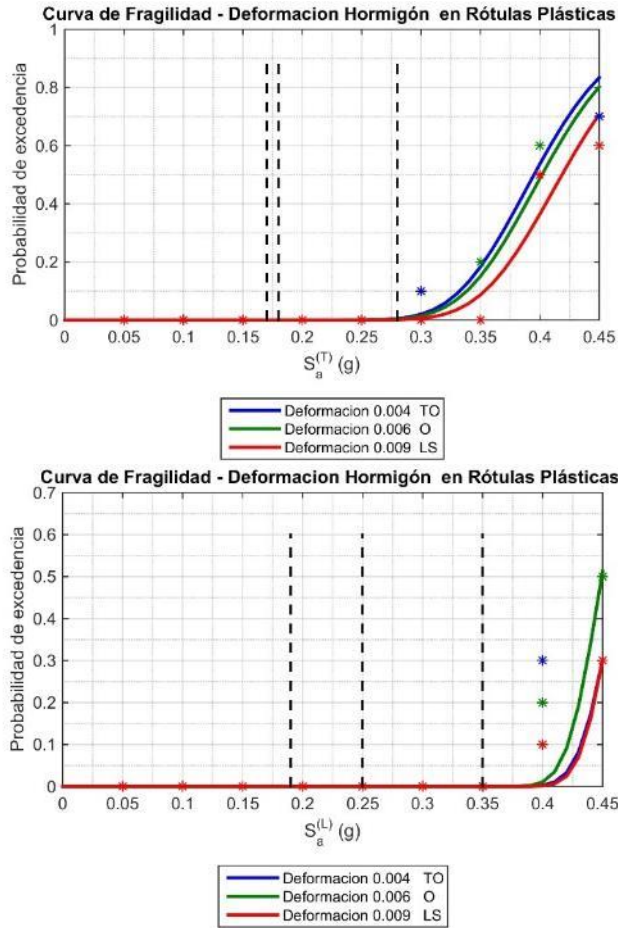


Deformación Hormigón Cepa 9



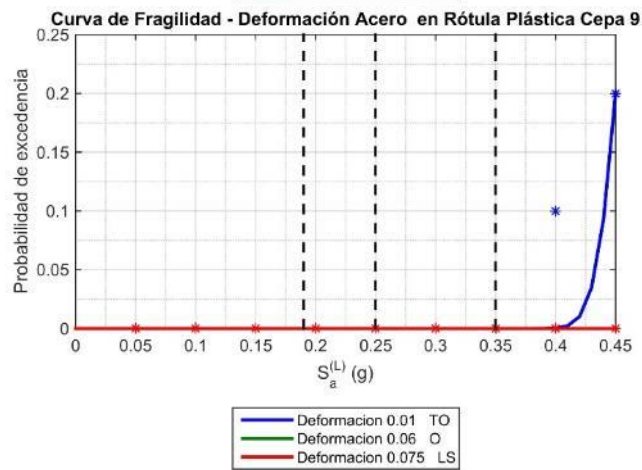
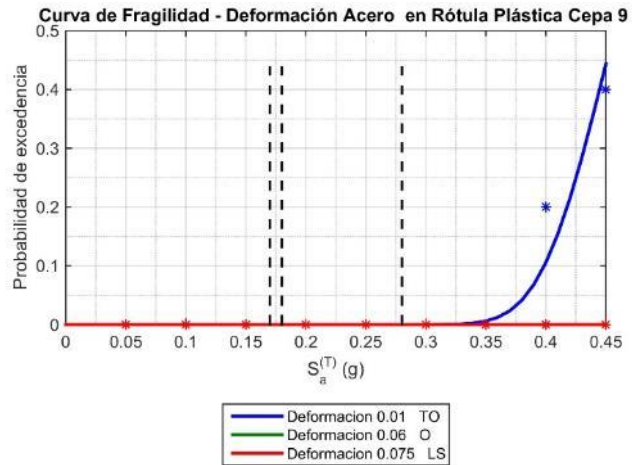
Deformación Acero Cepa 9

Estas deformaciones generan las siguientes curvas:



Curvas de Fragilidad Deformación Hormigón Cepa 9.

- Se observa que, para los sismos elegidos de acuerdo con el período transversal, se obtiene una probabilidad de superar el estado de daño de seguridad a la vida de un 70% cuando se llega a aceleración espectral de 0.45[g]. Con respecto a los sismos elegidos de acuerdo con el período longitudinal se tiene que para 0.45[g] la probabilidad de superar la seguridad a la vida es de 30%.



Curvas de Fragilidad Deformación Acero Cepa 9

- Se puede apreciar que para la deformación de acero la cepa 9 se mantiene operacional durante todos los registros probados, además se ve que para sismos según el período transversal al llegar a 0.45 [g] se tiene una probabilidad de 45% de superar el nivel en el que el puente está totalmente operacional.



## Pórtico 14

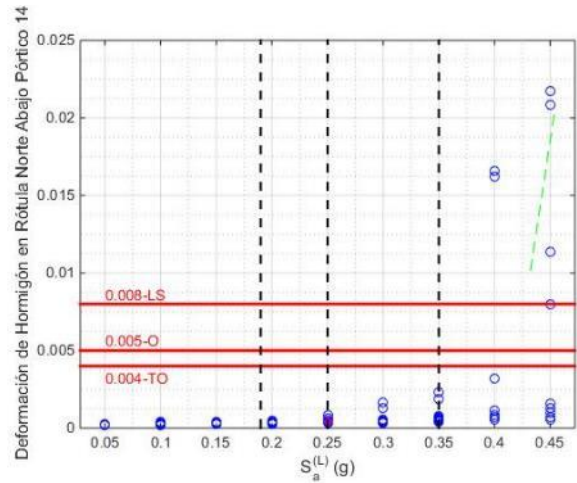
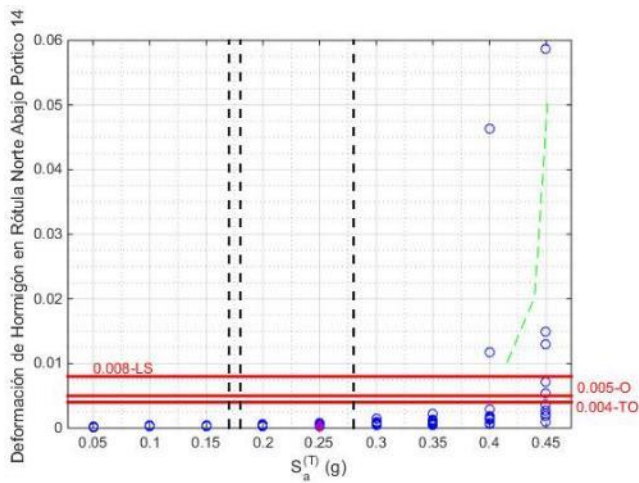
Los límites de daño para el pórtico 14 son los siguientes:

<i>Deformación</i>	<b>Totalmente Operacional</b>	<b>Operacional</b>	<b>Seguridad a la vida</b>
$\varepsilon_c$	0.004	0.005	0.008
$\varepsilon_s$	0.01	0.039	0.049

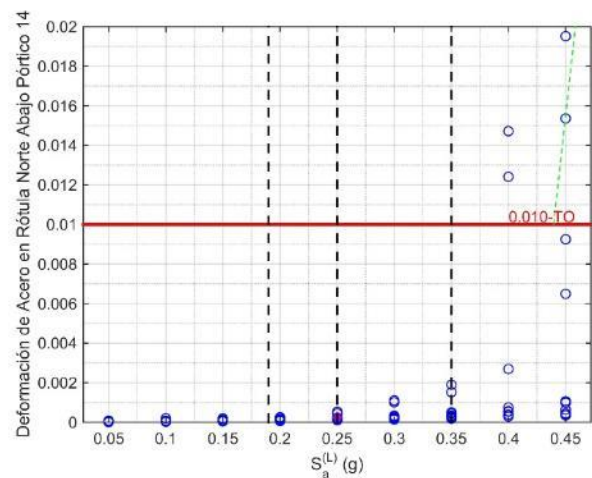
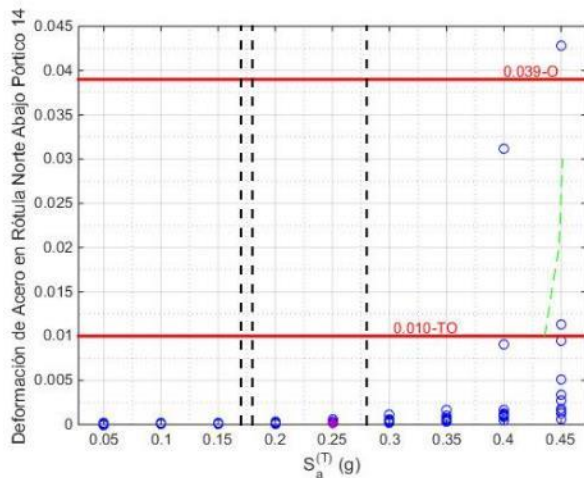
Límites de deformaciones Pórtico 14

## Columna Norte

Se tienen las siguientes deformaciones máximas de acero y hormigón para la columna norte del pórtico 14:

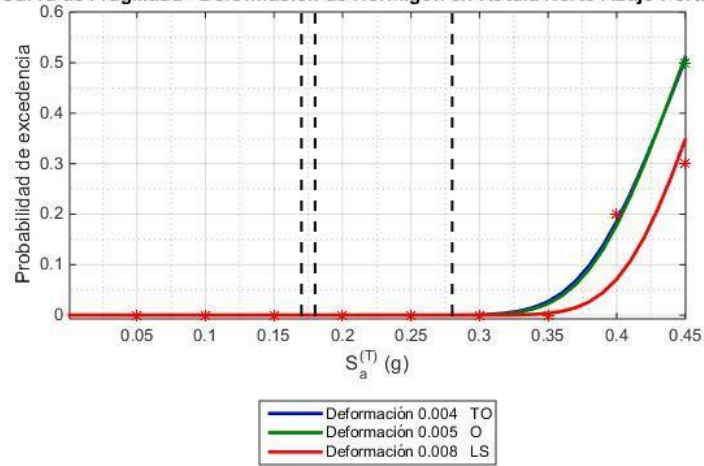


Deformación Hormigón Pórtico 14 Columna Norte en la base.

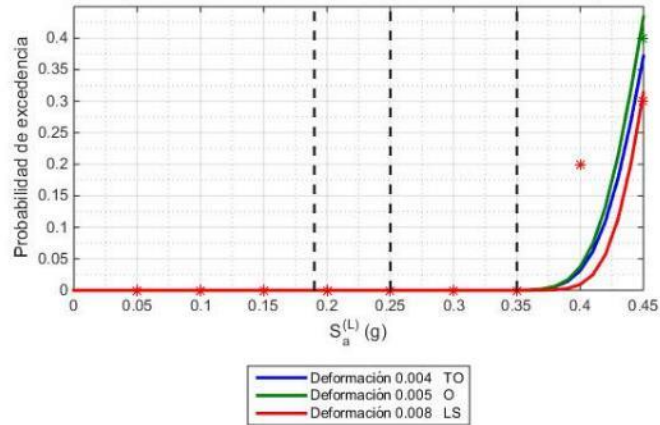


Deformación Acero Pórtico 14 Columna Norte en la base.

Curva de Fragilidad - Deformación de Hormigón en Rótula Norte Abajo Pórtico 14

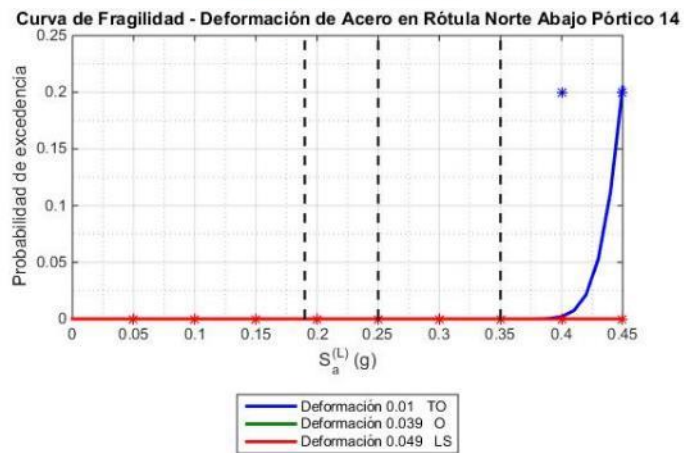
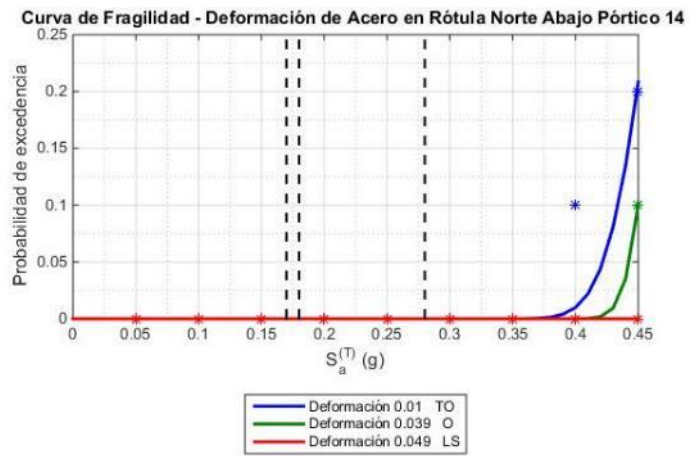


Curva de Fragilidad - Deformación de Hormigón en Rótula Norte Abajo Pórtico 14



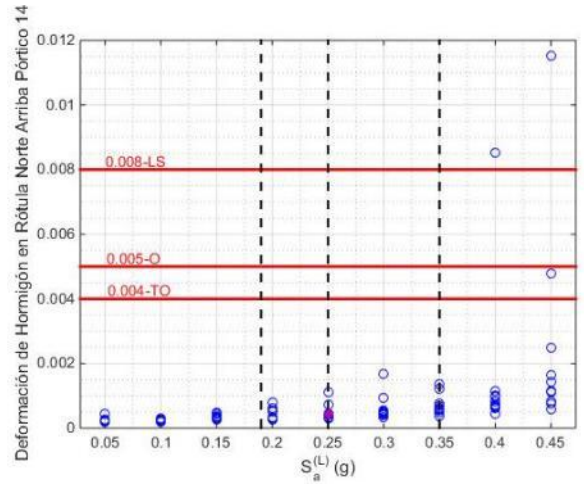
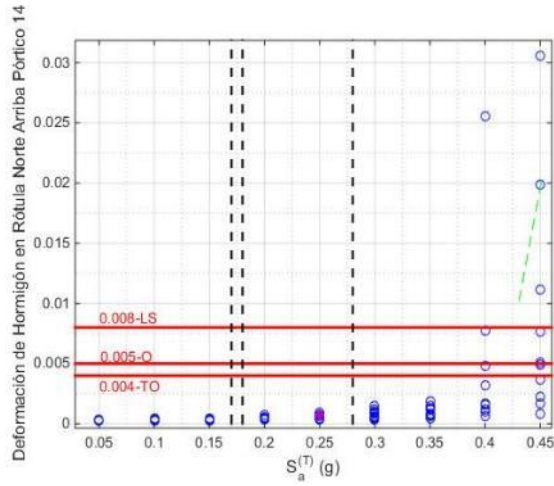
Curvas de Fragilidad Deformación Hormigón Pórtico 14 Columna Norte en la base.

- Se puede observar que la probabilidad de exceder el estado de daño de seguridad a la vida es de un 30% para 0.45 [g] de aceleración espectral. Se puede observar también que a 0.4 [g] se tienen una probabilidad de 80% de mantener el viaducto en un estado operacional.

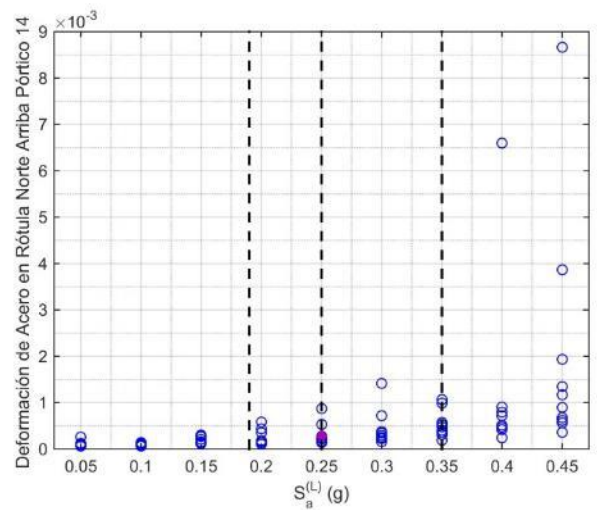
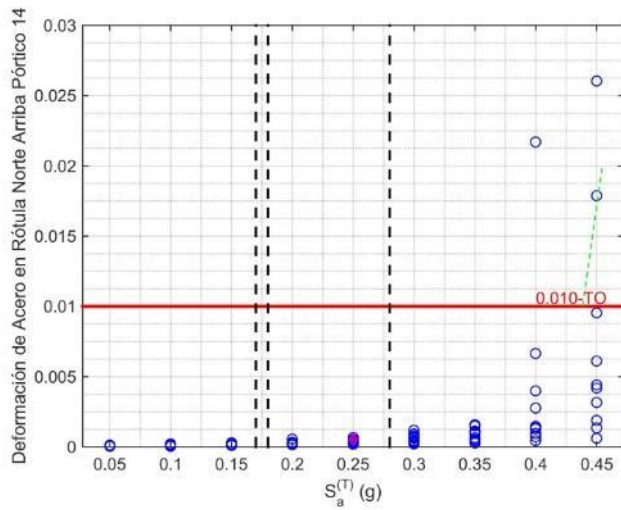


Curvas de Fragilidad Deformación Acero Pórtico 14 Columna Norte en la base.

- Para la deformación a tracción del acero se observa que se tienen un 100% de seguridad a la vida y que el puente se mantiene operacional en un 80% de los casos para 0.45 [g].

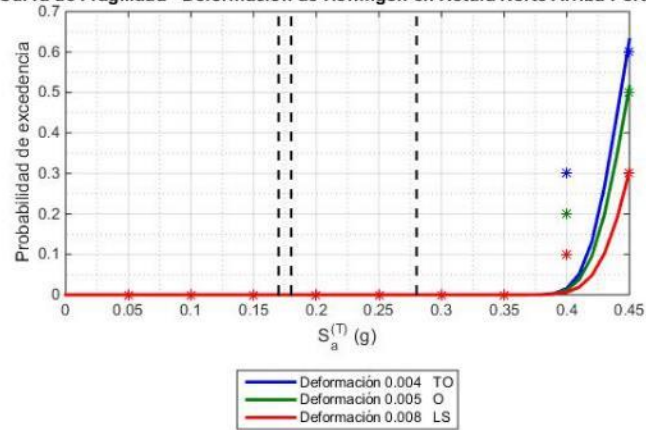


Deformación Hormigón Pórtico 14 Columna Norte rótula superior

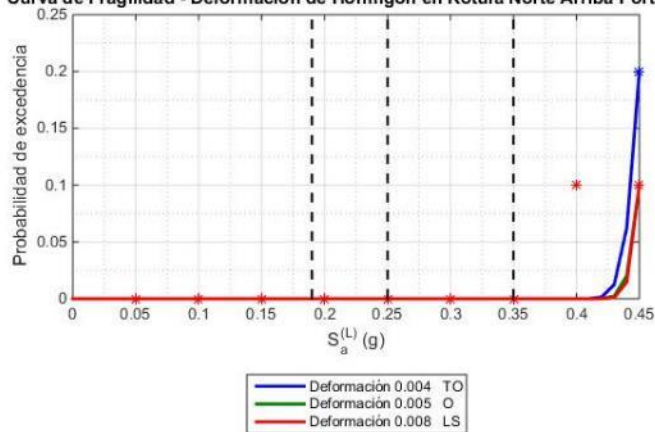


Deformación Acero Pórtico 14 Columna Norte rótula superior

Curva de Fragilidad - Deformación de Hormigón en Rótula Norte Arriba Pórtico 14



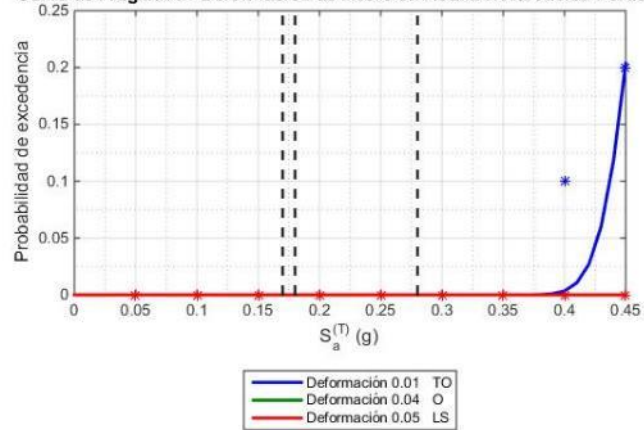
Curva de Fragilidad - Deformación de Hormigón en Rótula Norte Arriba Pórtico 14



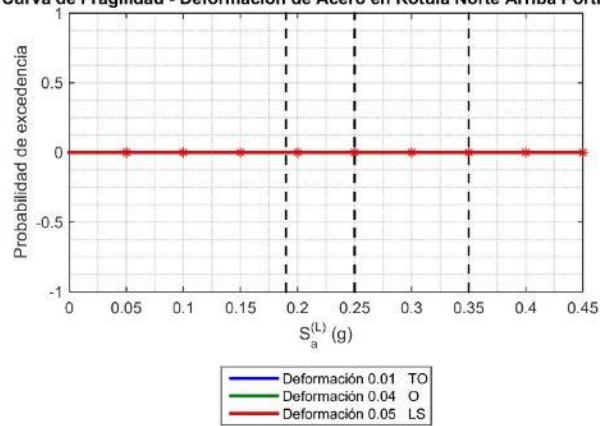
Curvas de Fragilidad Deformación Hormigón Pórtico 14 Columna Norte rótula superior

- Se observa que para 0.45[g] la probabilidad de tener un daño que supere a la seguridad a la vida del puente es de un 30% y existe un 30% de probabilidad de que este no se encuentre operacional para ese valor espectral.

Curva de Fragilidad - Deformación de Acero en Rótula Norte Arriba Pórtico 14



Curva de Fragilidad - Deformación de Acero en Rótula Norte Arriba Pórtico 14



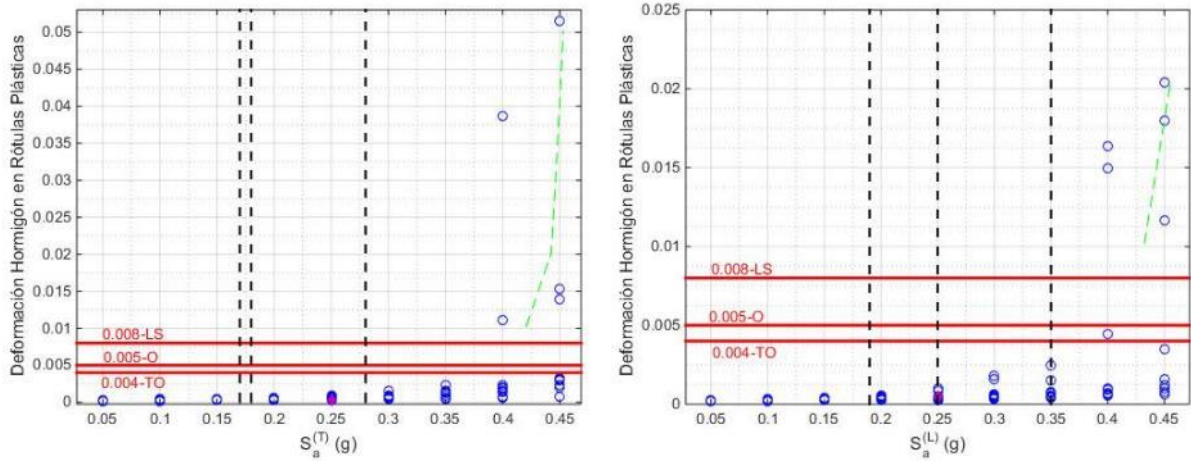
Curvas de Fragilidad Deformación Acero Pórtico 14 Columna Norte rótula superior

- La deformación a tracción del acero nos indica que la máxima probabilidad de no tener el puente totalmente operacional es de un 20% para sismos que generen valores espectrales de 0.45 [g].

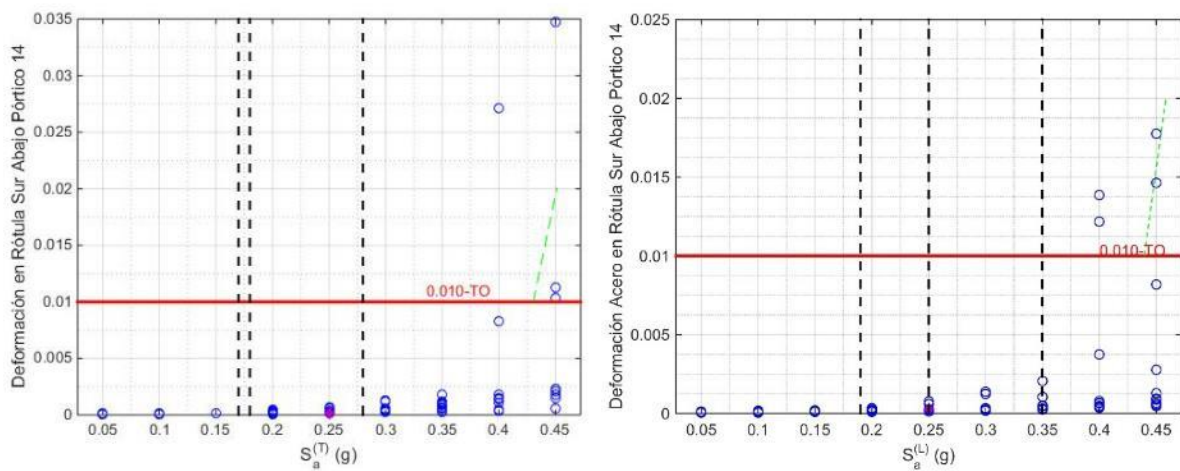


## Columna Sur

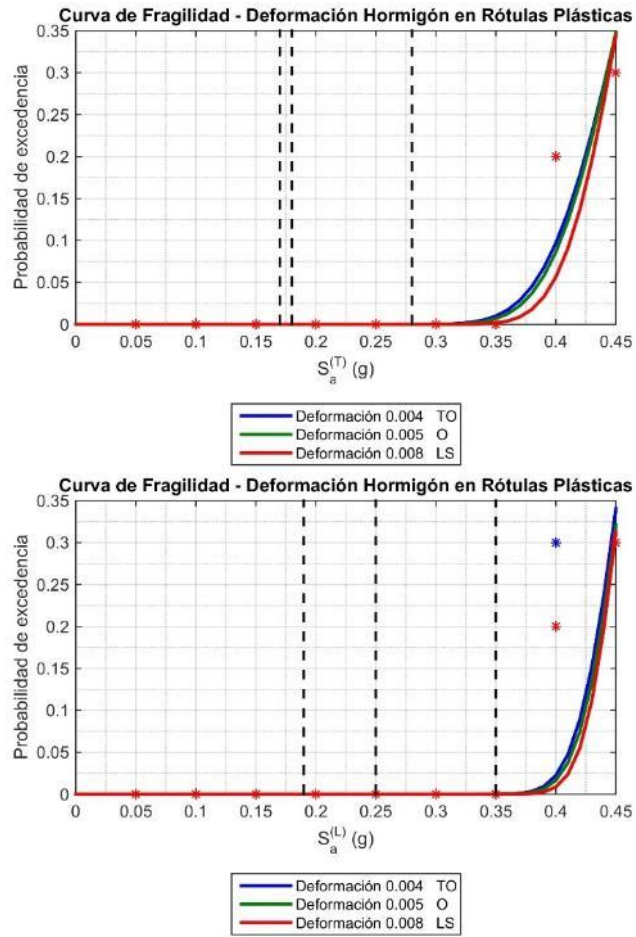
Se tienen las siguientes deformaciones máximas de acero y hormigón para la columna sur en la base del pórtico 14:



Deformación Hormigón Pórtico 14 Columna Sur en la base.



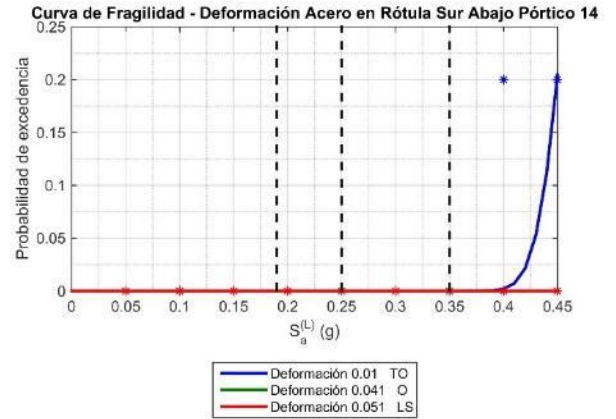
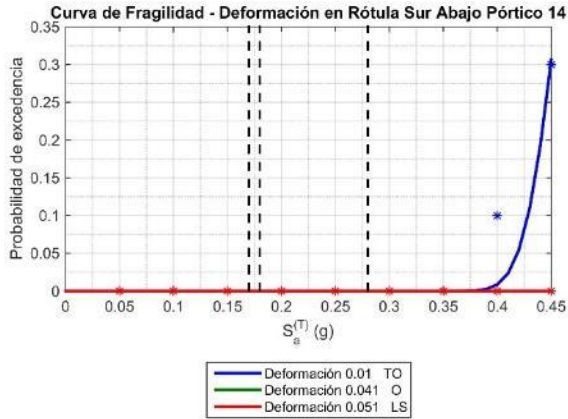
Deformación Acero Pórtico 14 Columna Sur en la base.



Curvas de Fragilidad Deformación Hormigón Pórtico 14 Columna Sur en la base.

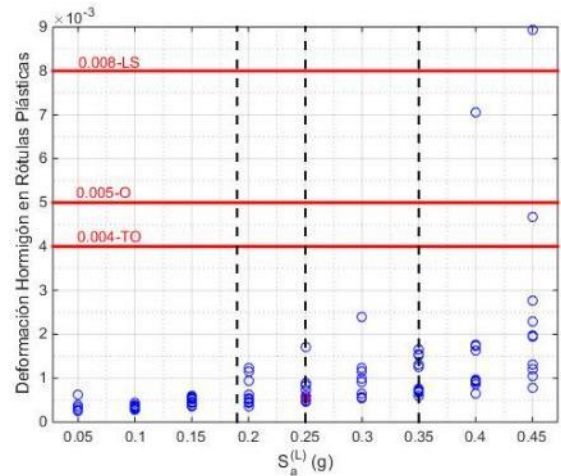
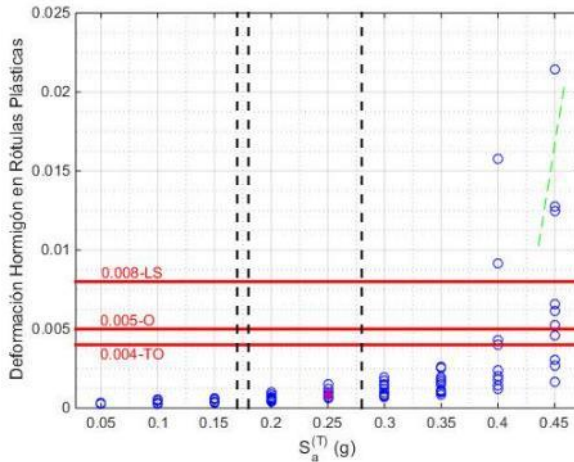
- Para sismos con 0.45 [g] se tiene que en el 35% de los casos se encuentra daños donde la estructura no es segura a la vida.



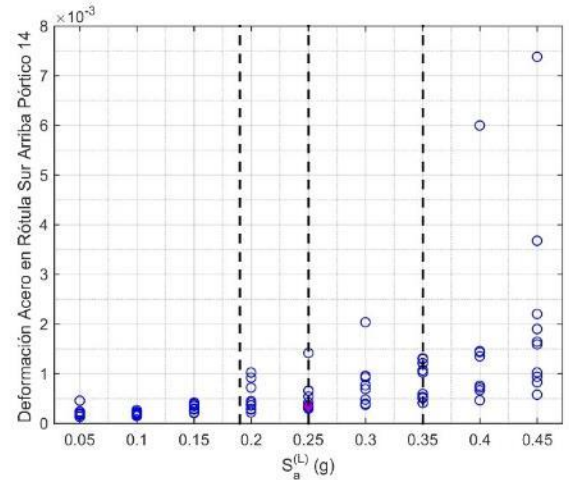
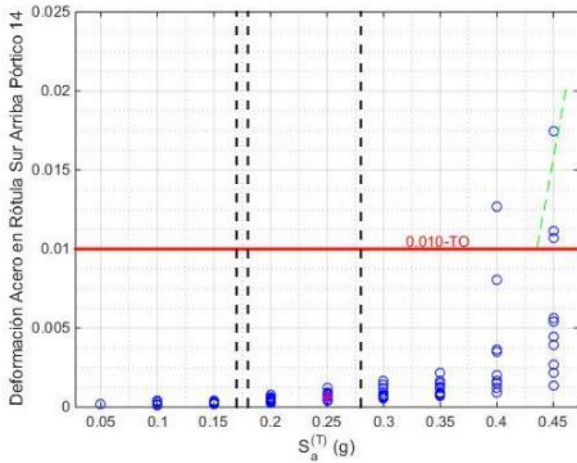


Curvas de Fragilidad Deformación Acero Pórtico 14 Columna Sur en la base.

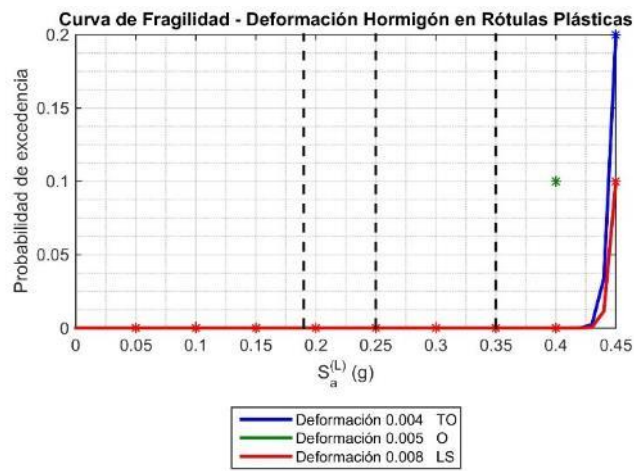
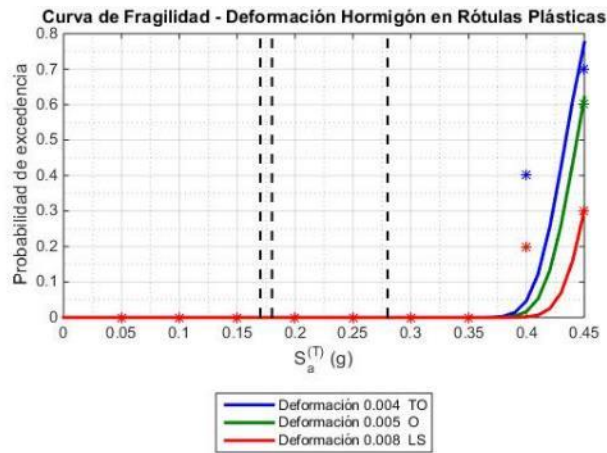
- Para la deformación a tracción del acero se observa que se tienen un 100% de seguridad a la vida y que el puente se mantiene totalmente operacional en un 70% de los casos para 0.45 [g].



Deformación Hormigón Pórtico 14 Columna Sur rótula superior.

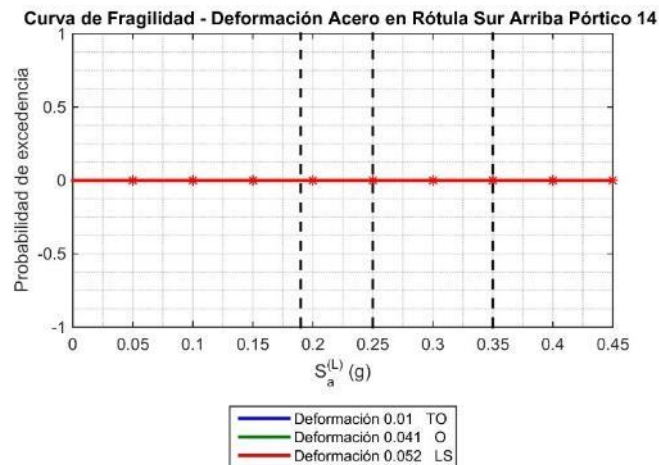
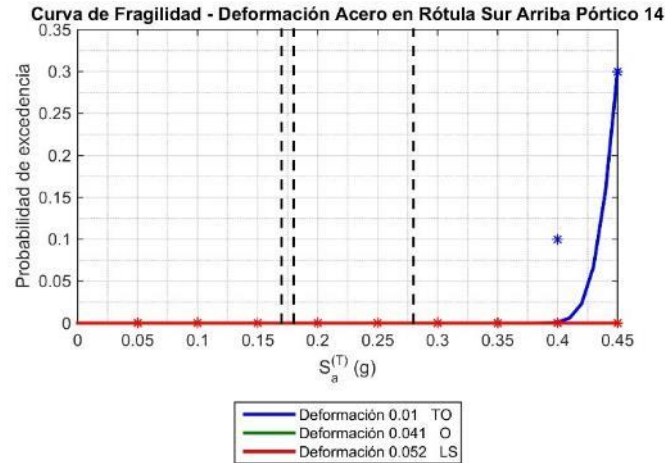


Deformación Acero Pórtico 14 Columna Sur rótula superior



Curvas de Fragilidad Deformación Hormigón Pórtico 14 Columna Sur rótula superior

- Para el último valor espectral la deformación en la parte superior de la columna sur del pórtico 14 tiene una probabilidad de 20% de estar totalmente operacional, una probabilidad del 40% de estar operacional y una probabilidad del 70% de ser segura a la vida.



Curvas de Fragilidad Deformación Acero Pórtico 14 Columna Sur rótula superior

- La deformación a tracción del acero indica que en el 70% de los casos en la mayor aceleración espectral la columna está totalmente operacional.

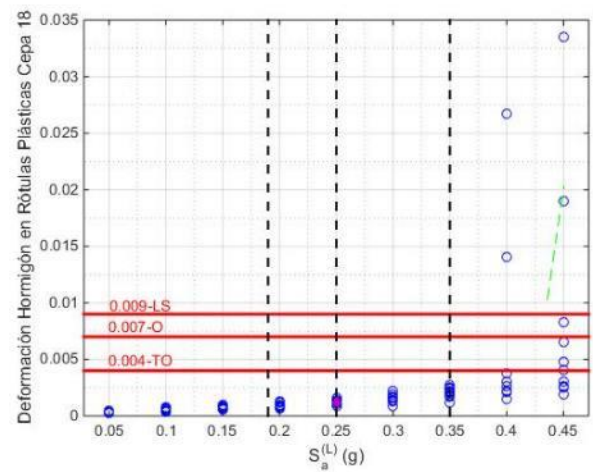
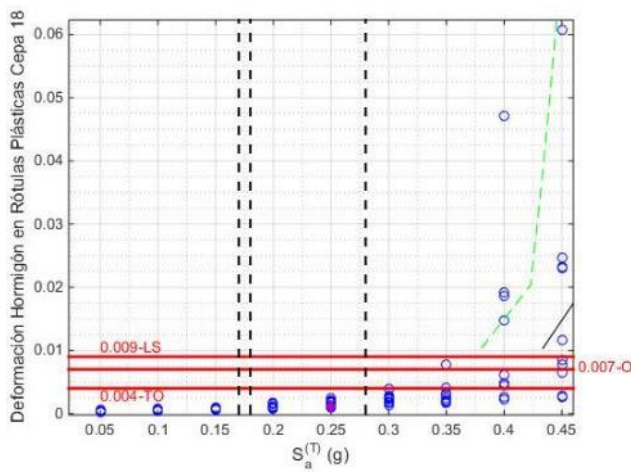
## Cepa 18

Los límites de daño para la cepa 18 son los siguientes:

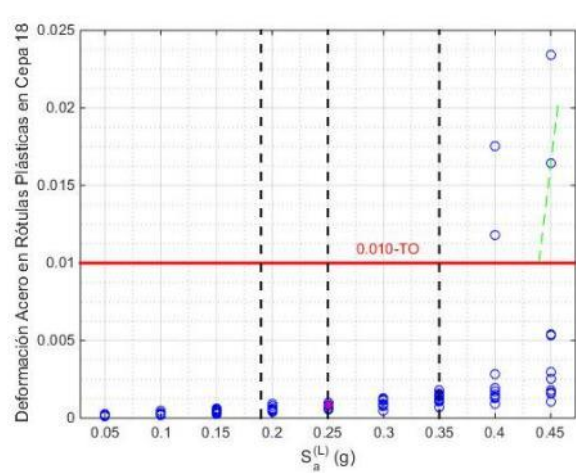
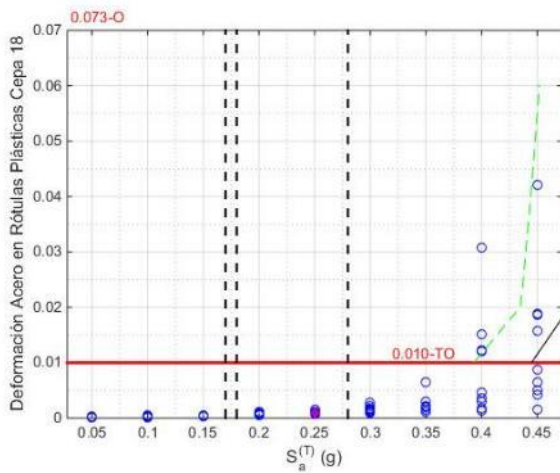
<i>Deformación</i>	<b>Totalmente Operacional</b>	<b>Operacional</b>	<b>Seguridad a la vida</b>
$\varepsilon_c$	0.004	0.007	0.009
$\varepsilon_s$	0.01	0.073	0.091

Límites de deformaciones Pórtico 25

Se tienen las siguientes deformaciones máximas de acero y hormigón para la cepa 18:

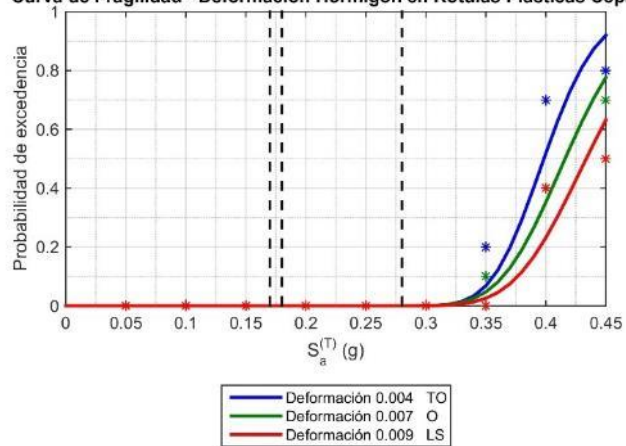


Deformación Hormigón Cepa 18

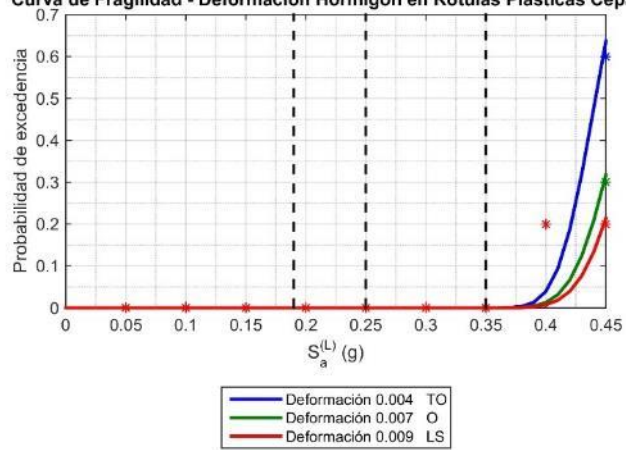


Deformación Acero Cepa 18

Curva de Fragilidad - Deformación Hormigón en Rótulas Plásticas Cepa 18

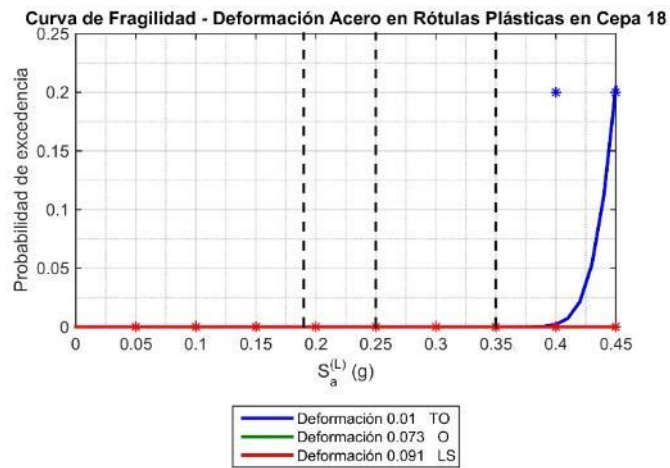
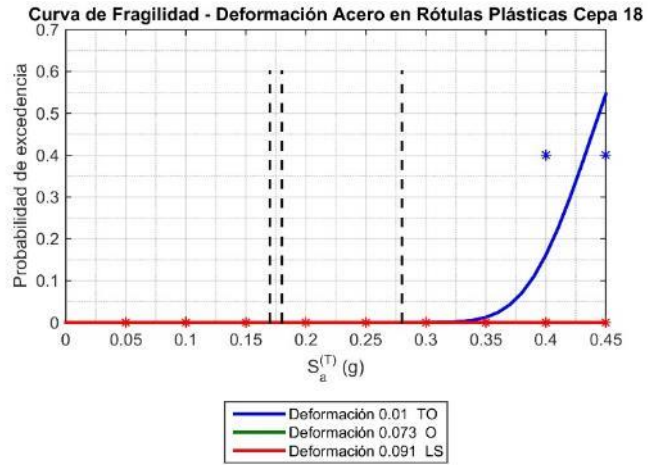


Curva de Fragilidad - Deformación Hormigón en Rótulas Plásticas Cepa 18



Curva de Fragilidad Deformación Hormigón Cepa 18

- La columna 18 tiene 40% de posibilidades de ser segura la vida para un  $S_a$  de 0.45[g] y tienen un 80% de probabilidades de no estar operacional para este valor. En 0.4 [g] para 2 de cada 10 sismos se tendría un estado no apto para la seguridad a la vida.



Curva de Fragilidad Deformación Acero Cepa 18

- Para la deformación a tracción del acero se observa que se tienen un 100% de seguridad a la vida y que el puente se mantiene totalmente operacional en un 50% de los casos para 0.45 [g].



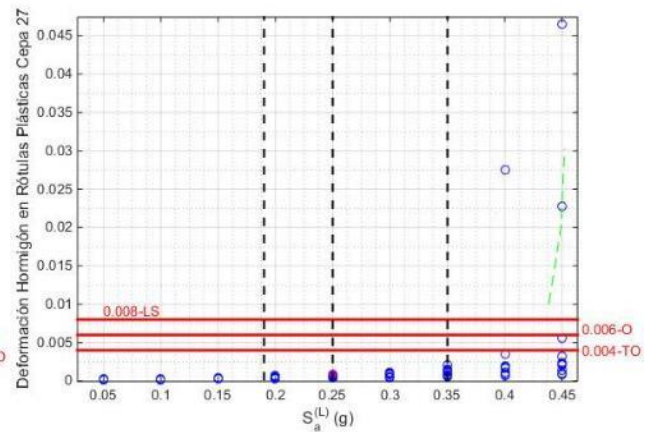
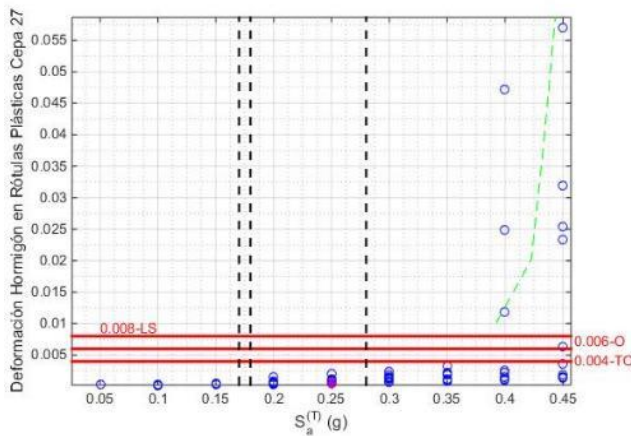
## Cepa 27

Los límites de daño para la cepa 27 son los siguientes:

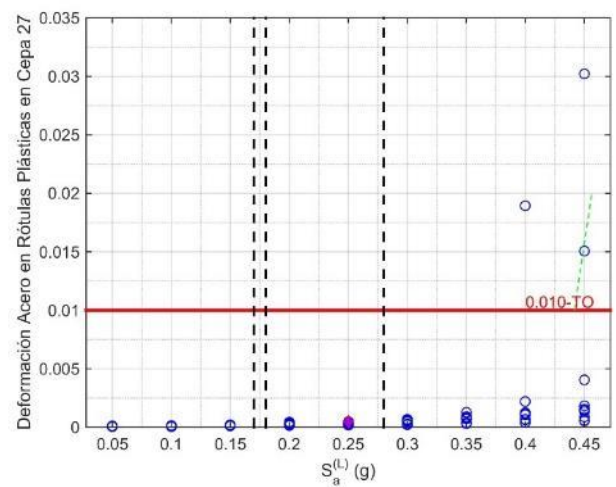
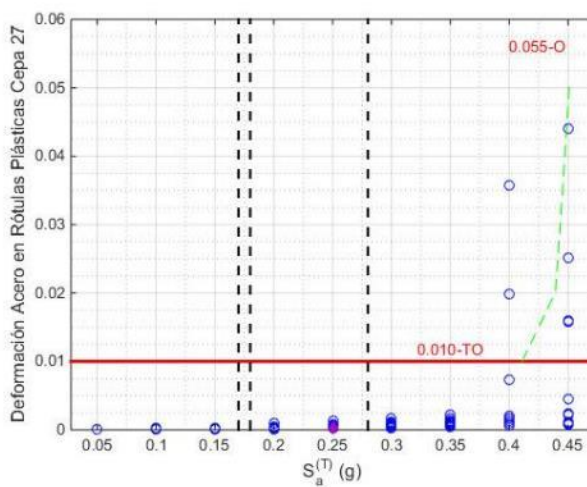
<i>Deformación</i>	<b>Totalmente Operacional</b>	<b>Operacional</b>	<b>Seguridad a la vida</b>
$\epsilon_c$	0.004	0.006	0.008
$\epsilon_s$	0.01	0.055	0.069

Límites de deformaciones Cepa 27

Se tienen las siguientes deformaciones máximas de acero y hormigón para la cepa 27:



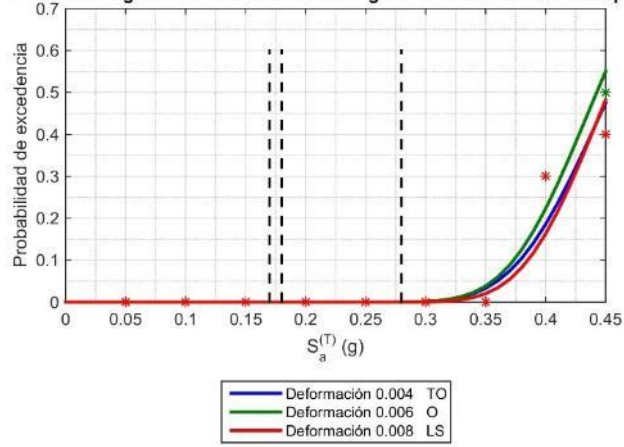
Deformación Hormigón Cepa 27



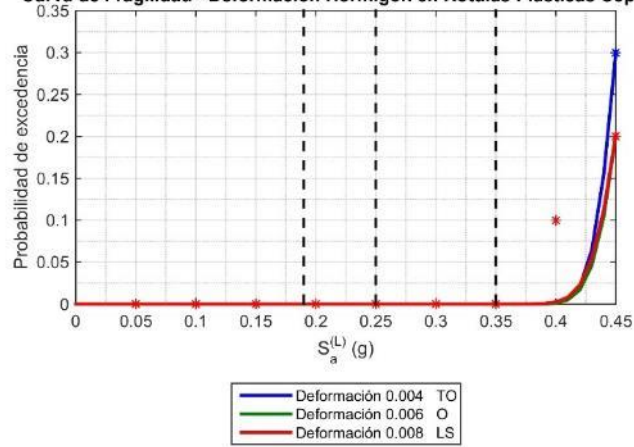
Deformación Acero Cepa 27



Curva de Fragilidad - Deformación Hormigón en Rótulas Plásticas Cepa 27

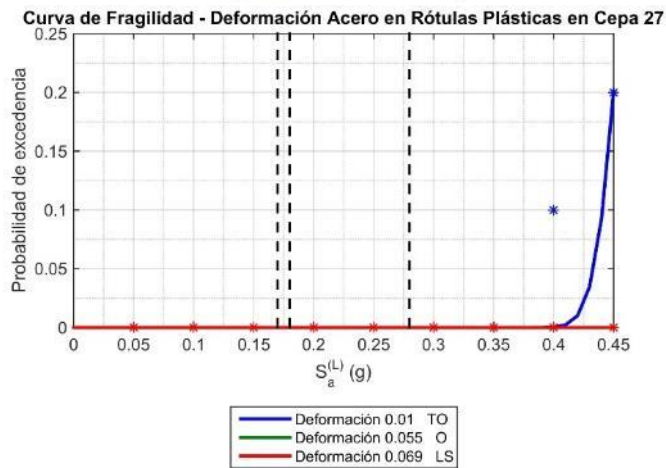
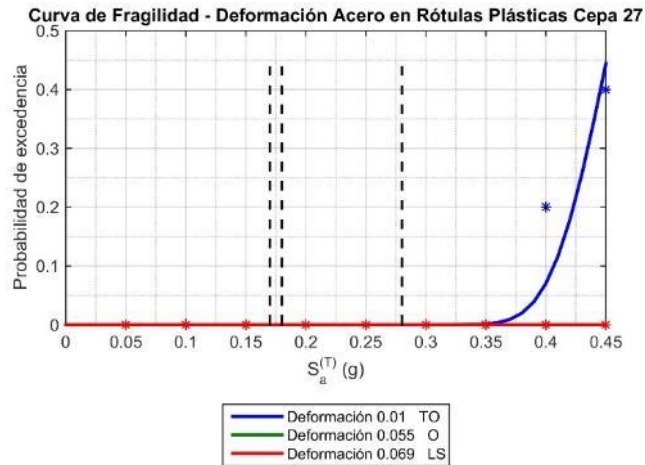


Curva de Fragilidad - Deformación Hormigón en Rótulas Plásticas Cepa 27



Curva de Fragilidad Deformación Hormigón Cepa 27

- Para un  $S_a = 0.4[g]$ , se tiene una probabilidad de no sobrepasar el límite de seguridad a la vida del 20% y para  $0.45[g]$  esta probabilidad sube al 50%.



Curva de Fragilidad Deformación Acero Cepa 27

- Para la deformación a tracción del acero se observa que se tienen un 100% de seguridad a la vida y que el puente se mantiene totalmente operacional en un 45% de los casos para 0.45 [g] y en un 90% de los casos para 0.4[g].

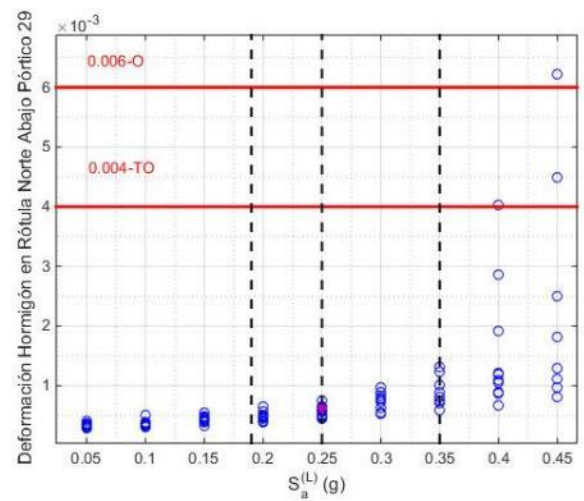
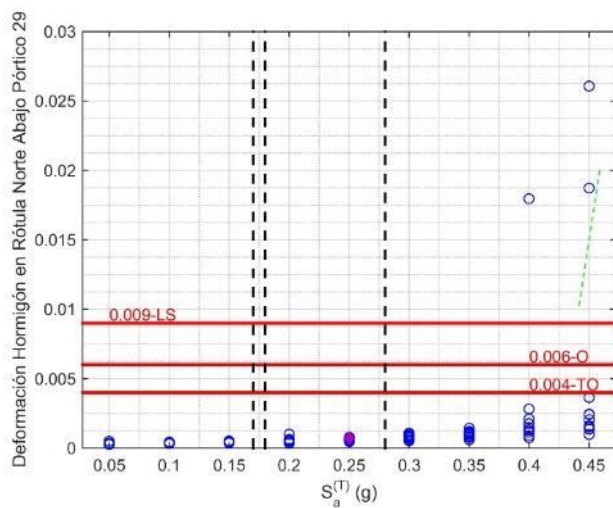
## Pórtico 29

Los límites de daño para el pórtico 29 son los siguientes:

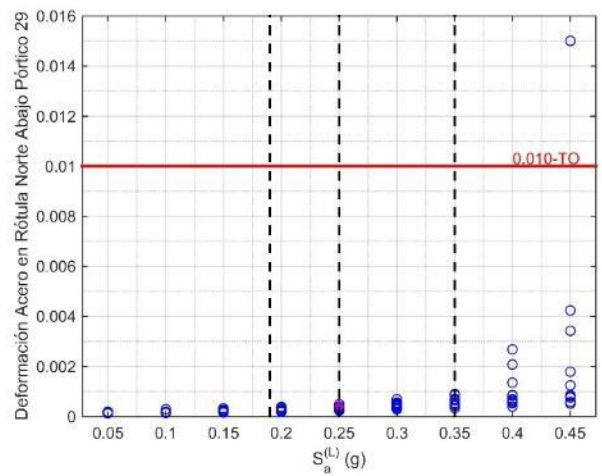
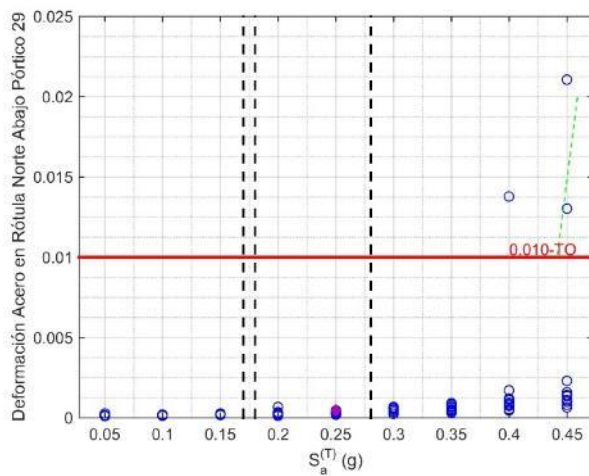
<i>Deformación</i>	<b>Totalmente Operacional</b>	<b>Operacional</b>	<b>Seguridad a la vida</b>
$\varepsilon_c$	0.004	0.006	0.009
$\varepsilon_s$	0.01	0.058	0.073

Límites de deformaciones Pórtico 29

Se tienen las siguientes deformaciones máximas de acero y hormigón para el pórtico 29:

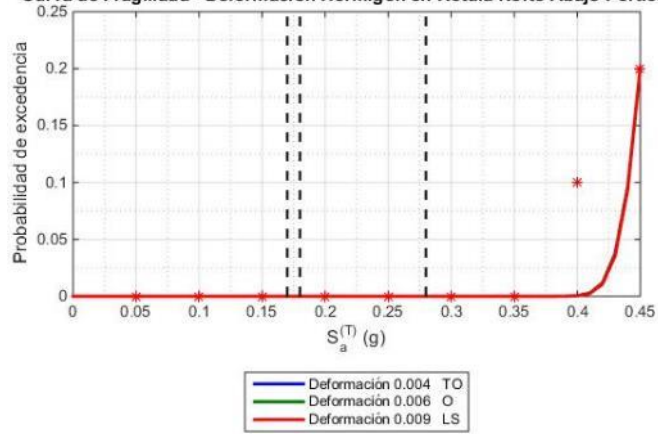


Deformación Hormigón Pórtico 29 Columna Abajo

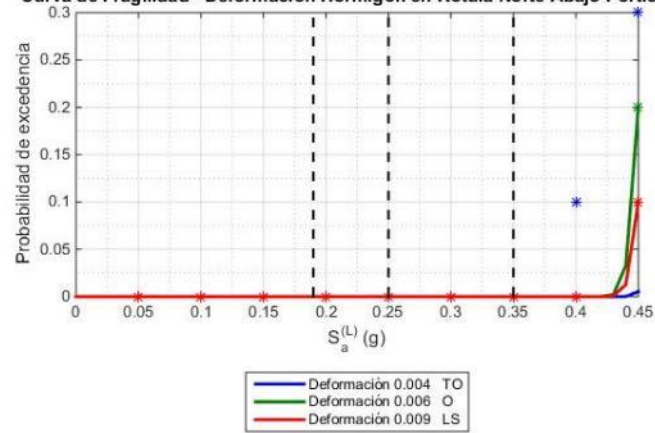


Deformación Acero Pórtico 29 Columna Abajo

Curva de Fragilidad - Deformación Hormigón en Rótula Norte Abajo Pórtico 29



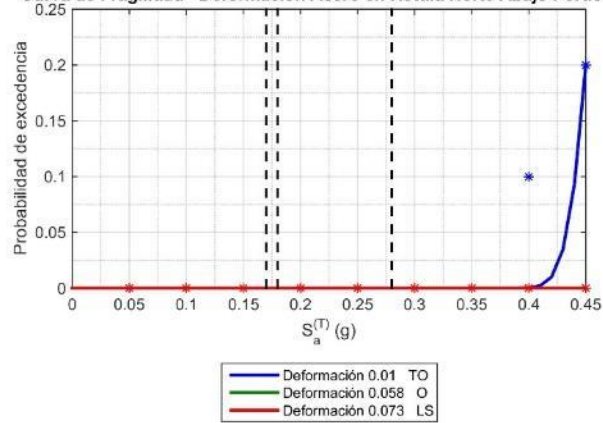
Curva de Fragilidad - Deformación Hormigón en Rótula Norte Abajo Pórtico 29



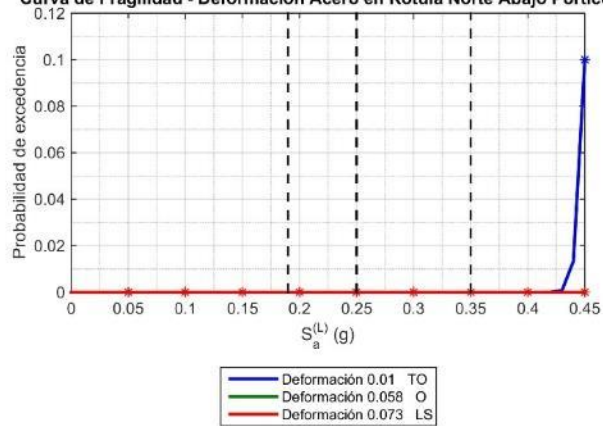
Curvas de Fragilidad Deformación Hormigón Pórtico 29 Columna en la base

- Para 0.45[g] se observa una probabilidad del 20 % de que no exista seguridad a la vida en el viaducto.

Curva de Fragilidad - Deformación Acero en Rótula Norte Abajo Pórtico 29

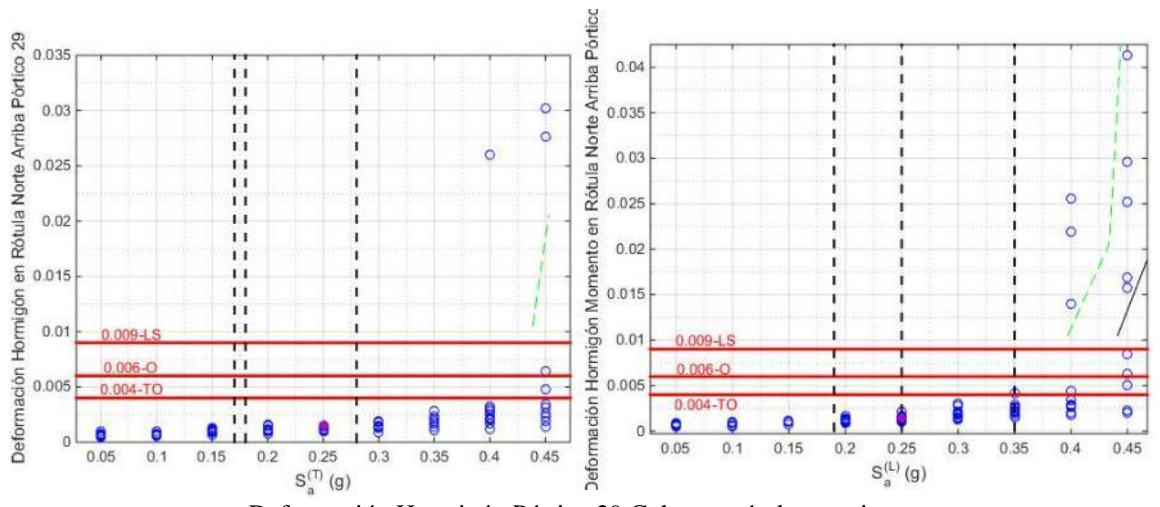


Curva de Fragilidad - Deformación Acero en Rótula Norte Abajo Pórtico 29

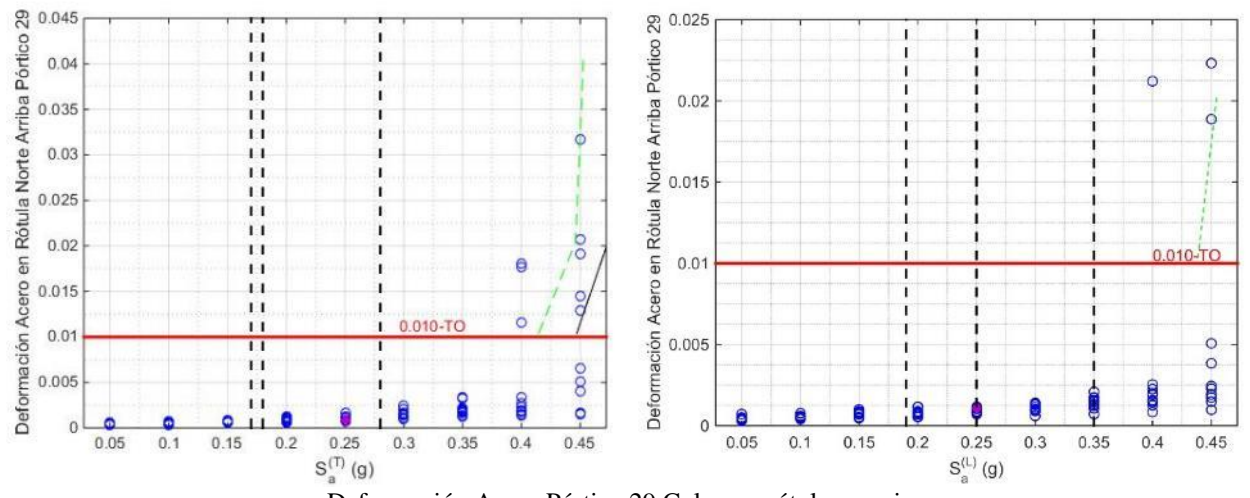


Curvas de Fragilidad Deformación Acero Pórtico 29 Columna en la base

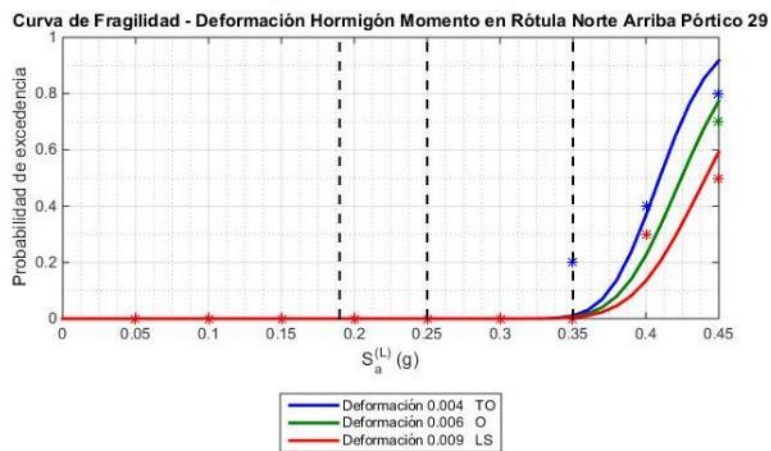
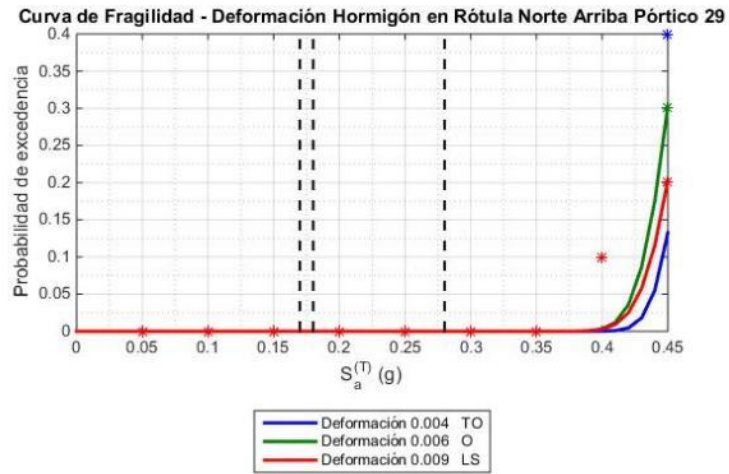
- Para la deformación a tracción del acero se observa que se tienen un 100% de seguridad a la vida y que el puente se mantiene totalmente operacional en un 80% de los casos para 0.45 [g].



Deformación Hormigón Pórtico 29 Columna rótula superior..



Deformación Acero Pórtico 29 Columna rótula superior

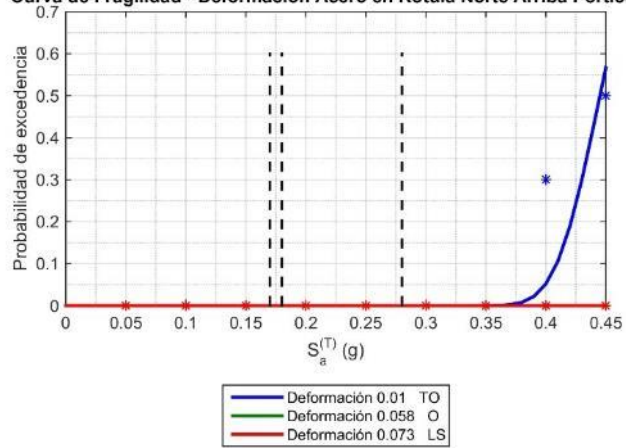


Curvas de Fragilidad Deformación Hormigón Pórtico 29 Columna rótula superior

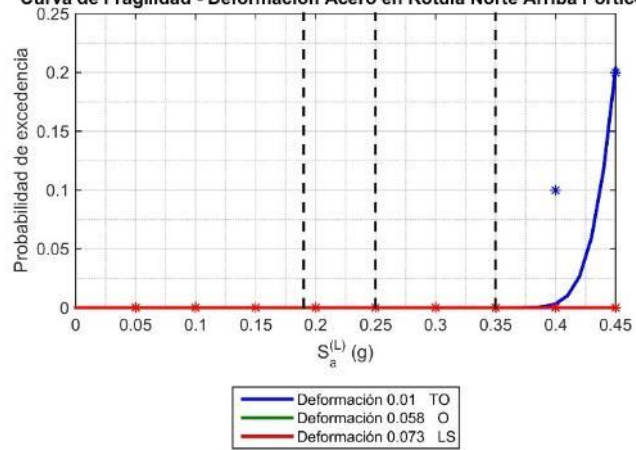
- En 0.4[g] se ve una probabilidad de no estar totalmente operacional del 40%, de no estar operacional del 30% y no ser seguro a la vida del 20%. Para 0.45[g] se aprecia una posibilidad del 90% de no estar totalmente operacional, del 80% de no estar operacional y del 60% de no ser seguro a la vida.



Curva de Fragilidad - Deformación Acero en Rótula Norte Arriba Pórtico 29



Curva de Fragilidad - Deformación Acero en Rótula Norte Arriba Pórtico 29

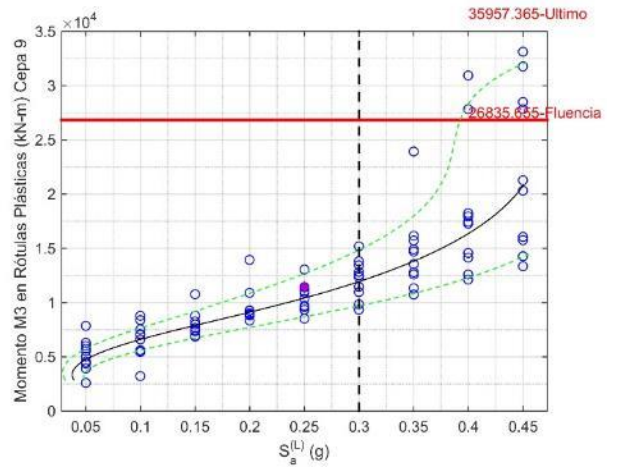
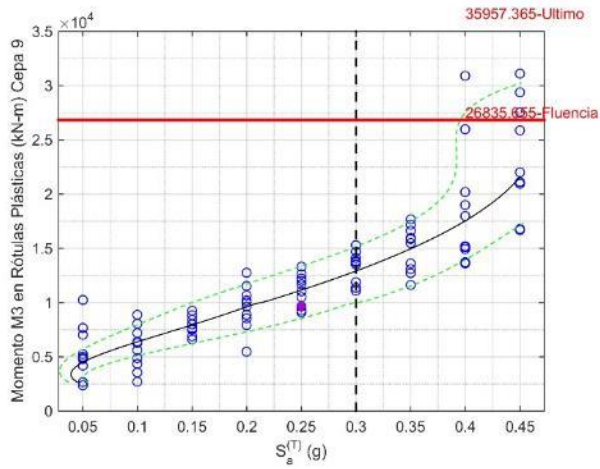
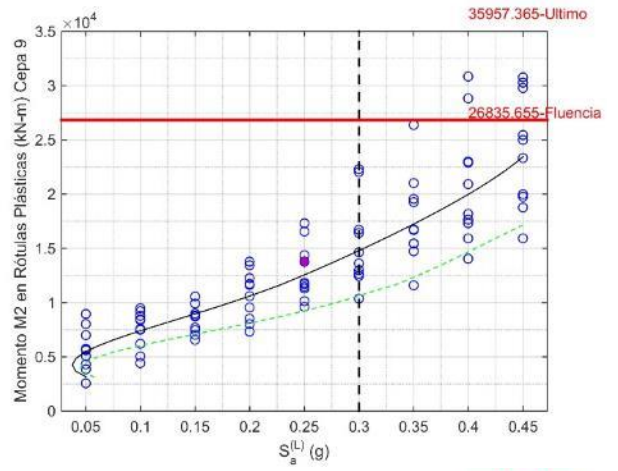
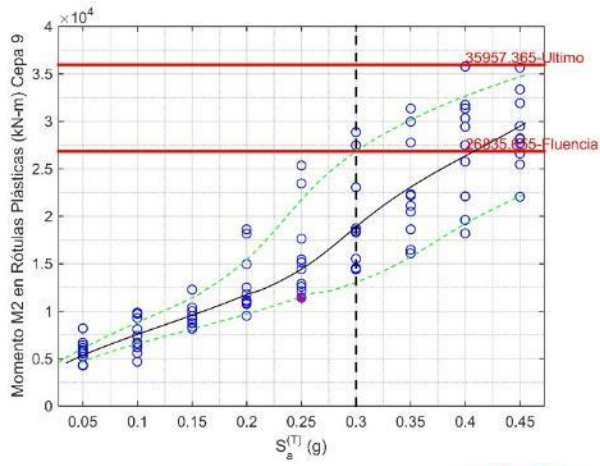


Curvas de Fragilidad Deformación Acero Pórtico 29 Columna rótula superior

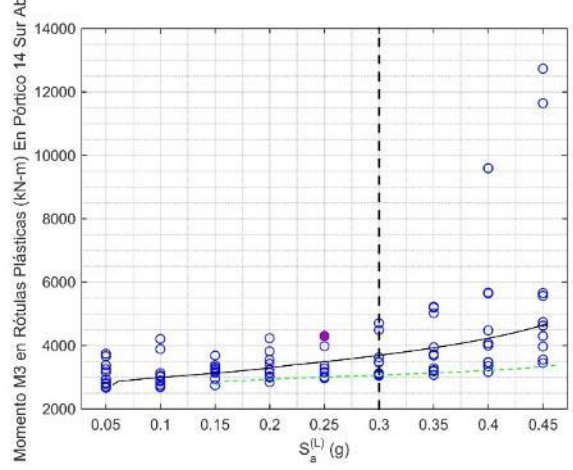
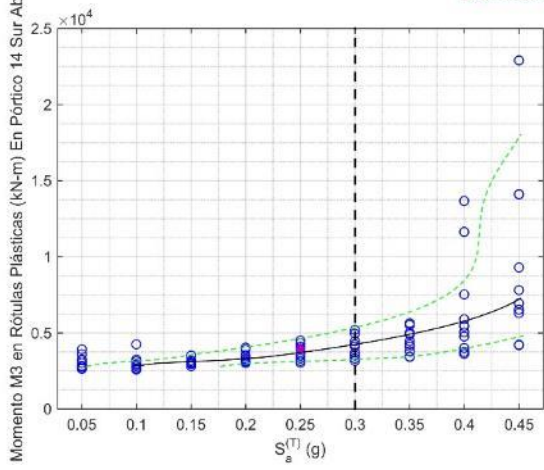
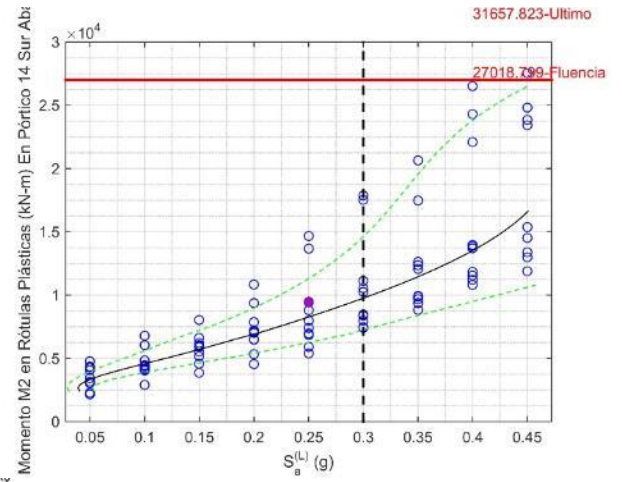
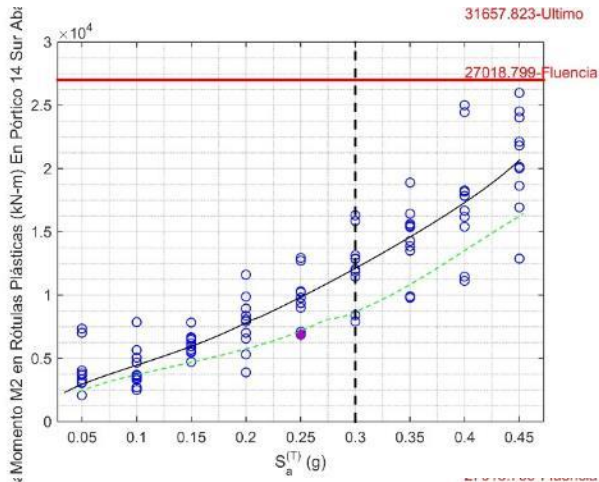
- Para la deformación a tracción del acero se observa que se tienen un 100% de seguridad a la vida y un 100% de posibilidades que el puente siga operacional. El puente se mantendrá totalmente operacional en un 40% de los casos.

# Anexo G

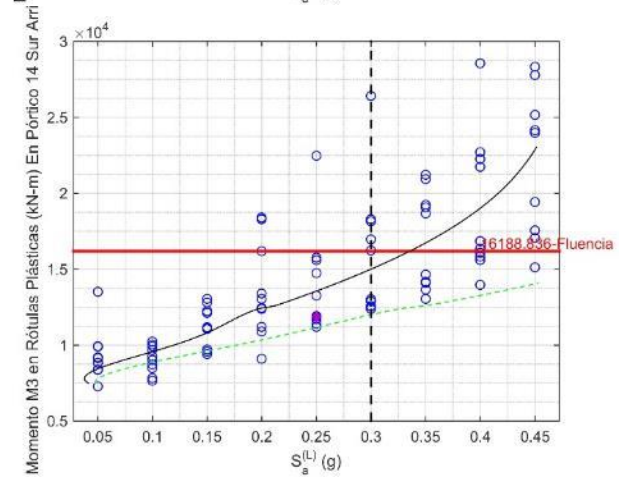
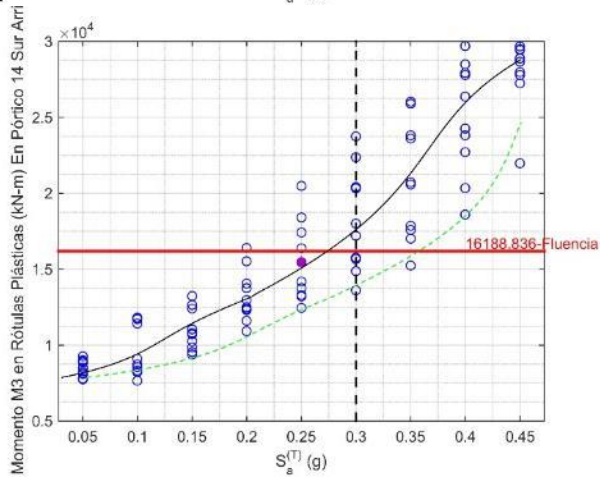
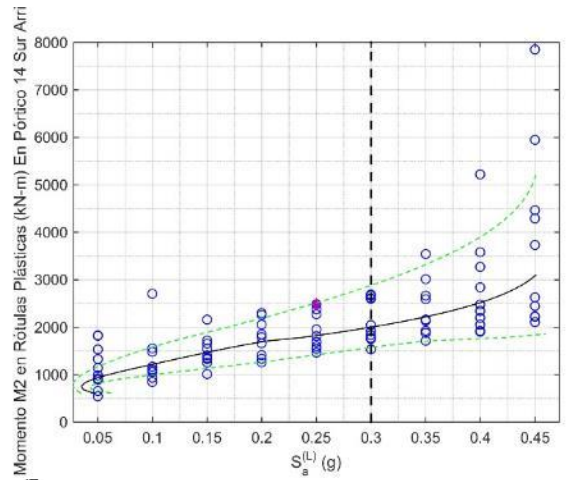
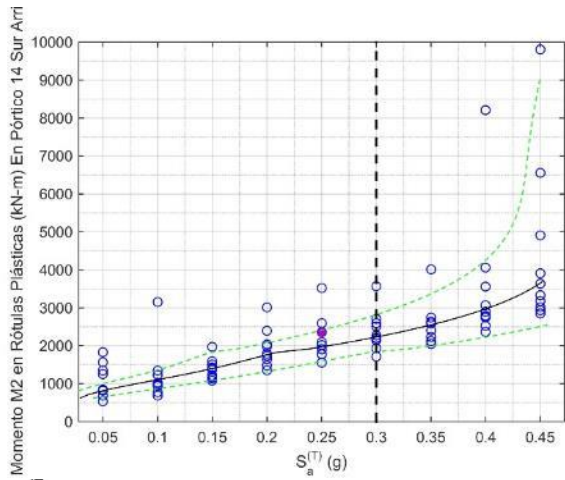
## Momentos en rótulas plásticas



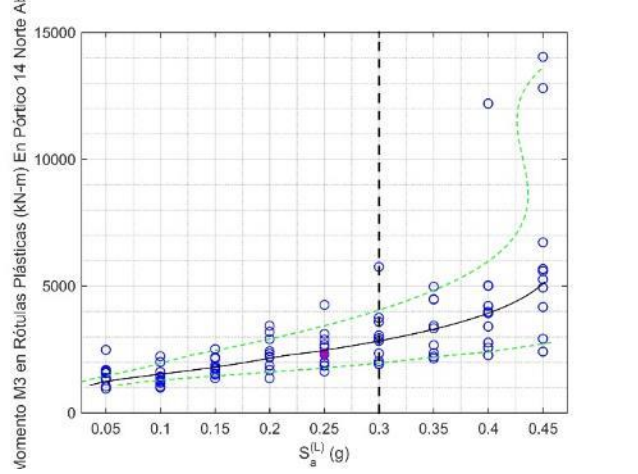
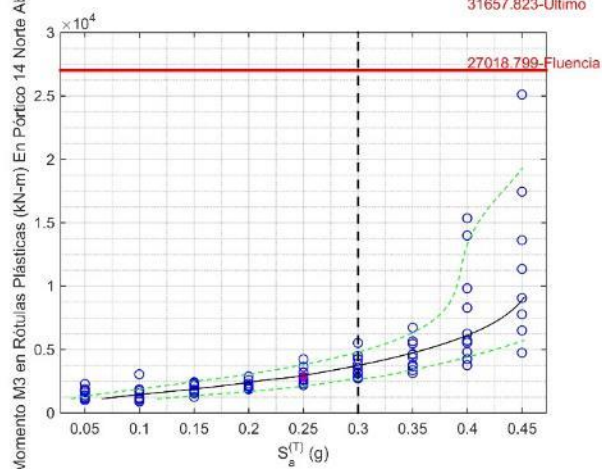
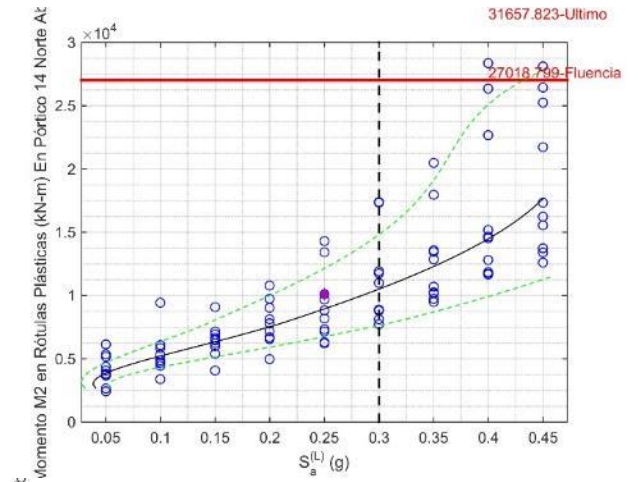
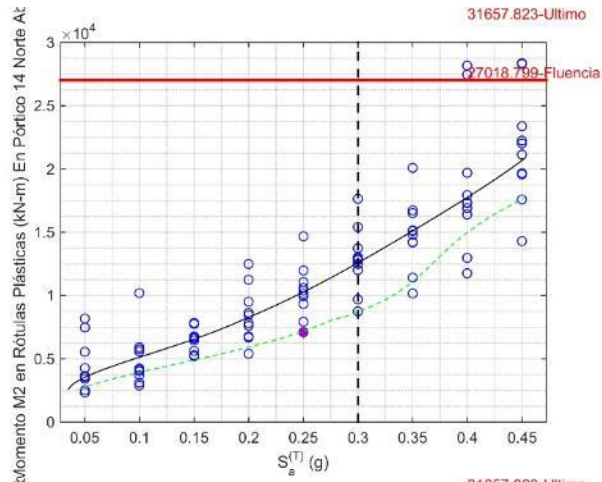
Momentos en ceba 9



Momentos en Pórtico 14 Sur en la Base

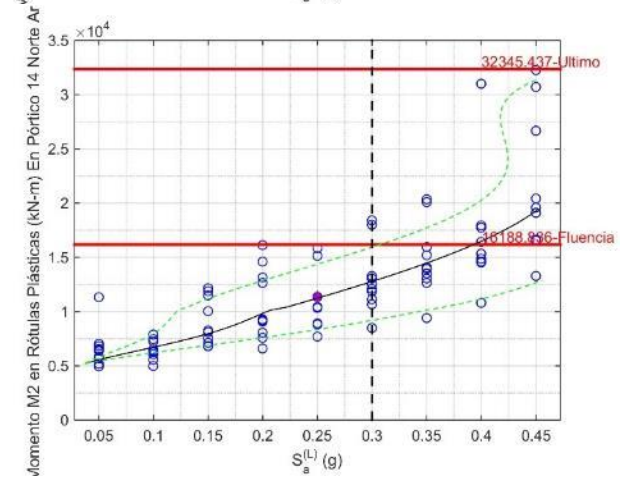
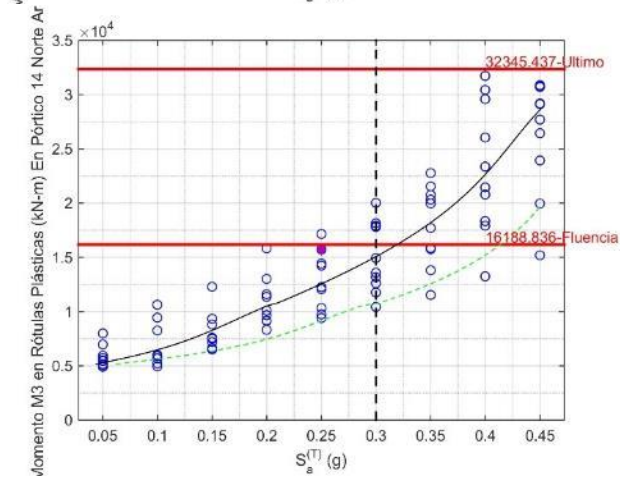
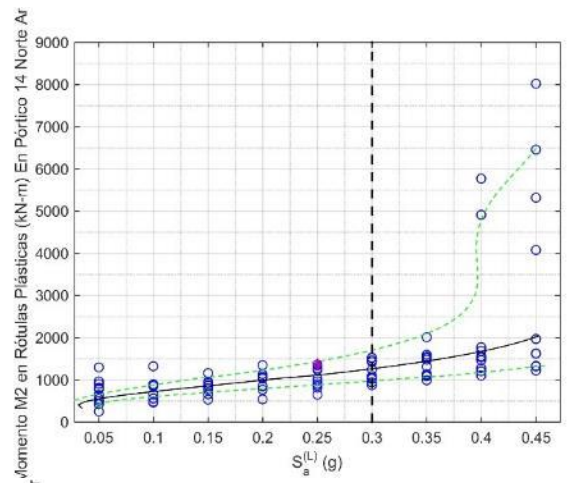
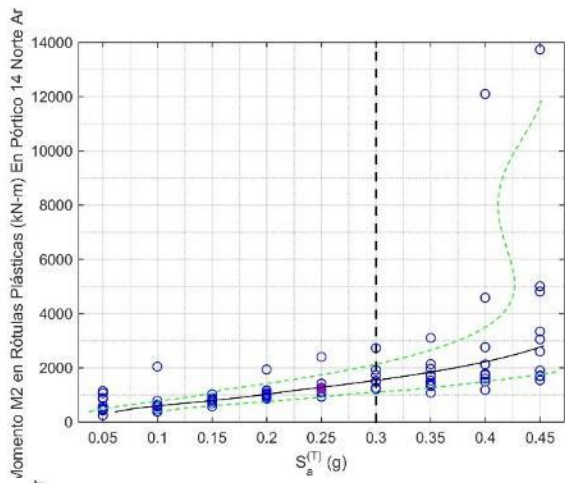


Momentos en Pórtico 14 Sur en la rótula plástica superior

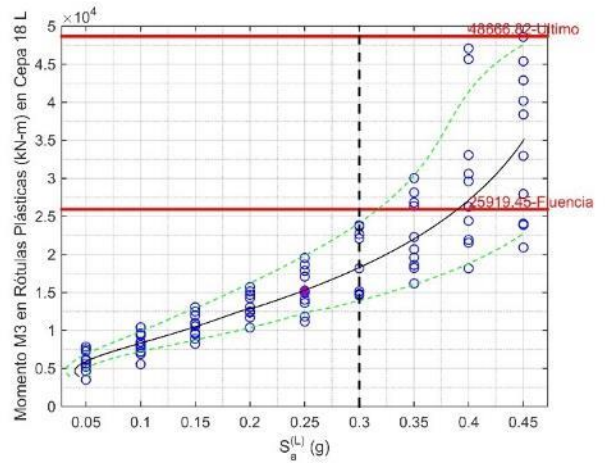
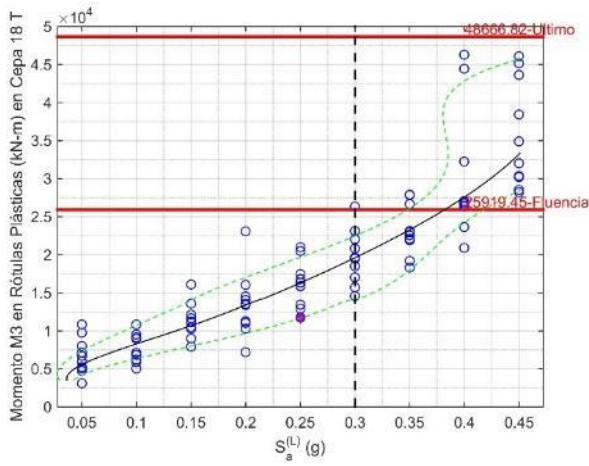
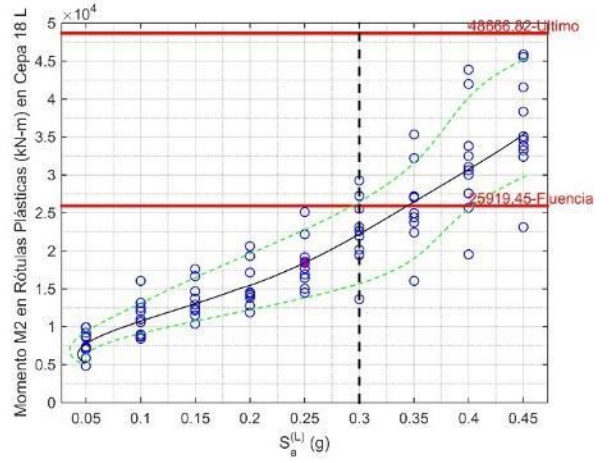
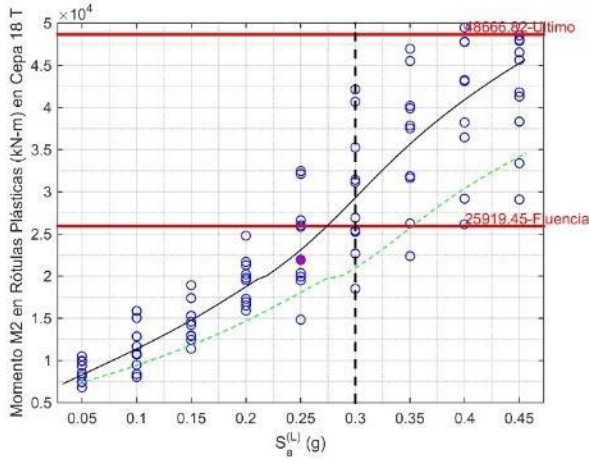


Momentos en Pórtico 14 Norte en la base



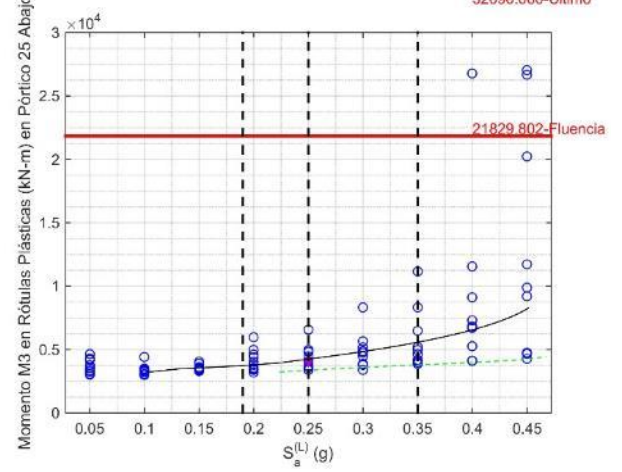
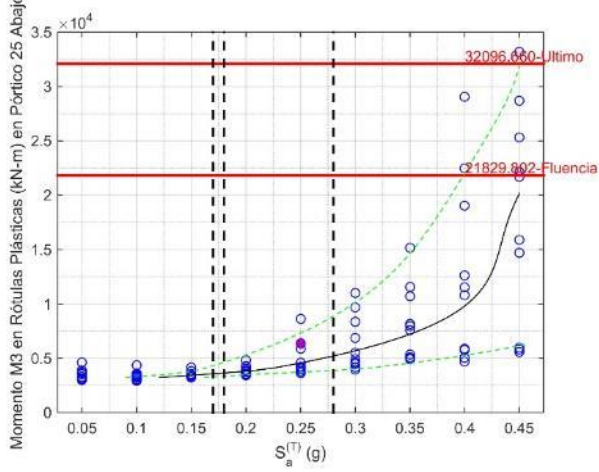
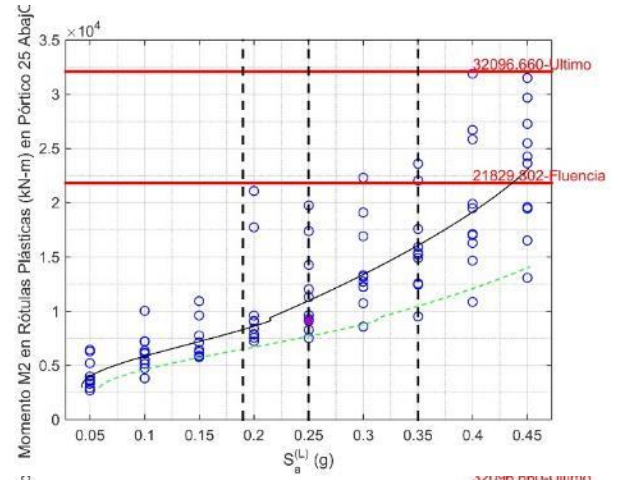
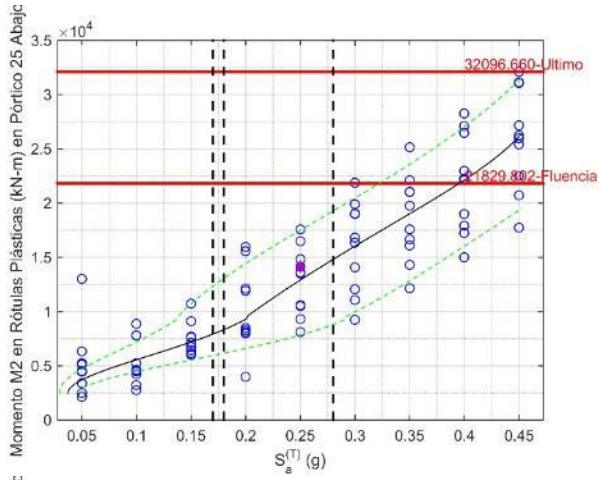


Momentos en Pórtico 14 Norte en la rótula plástica superior

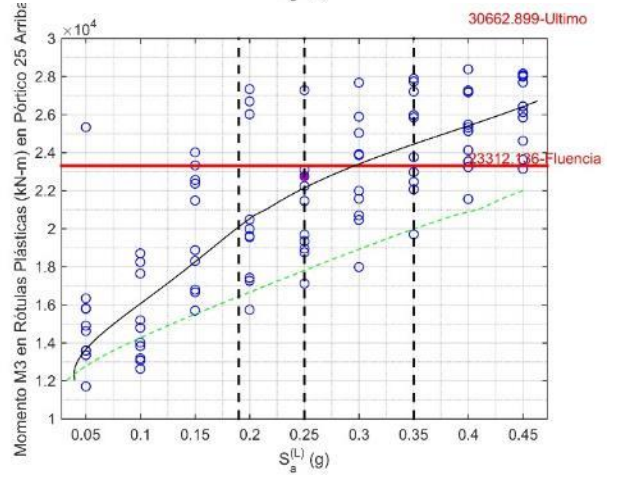
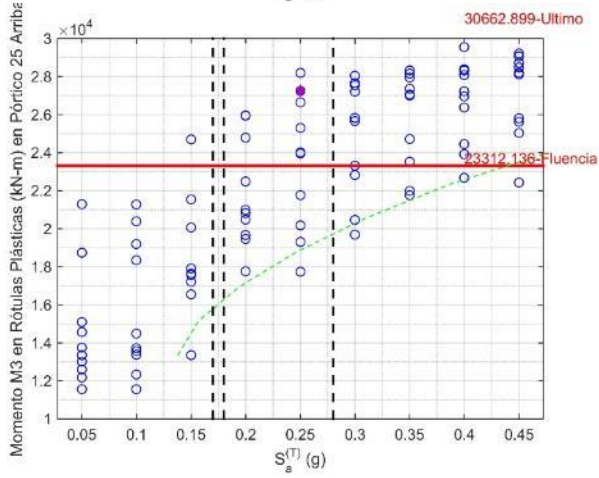
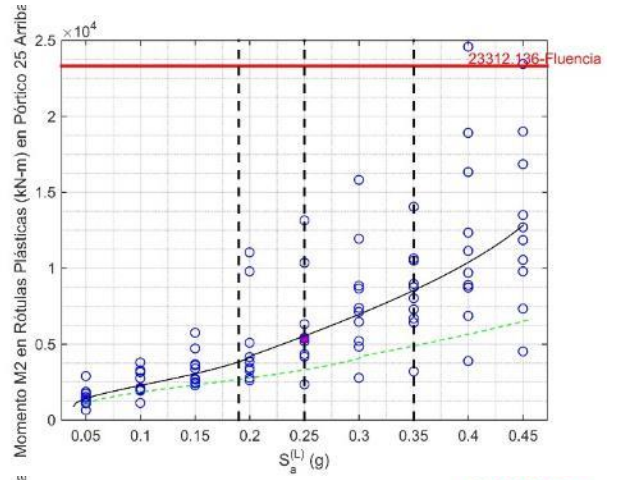
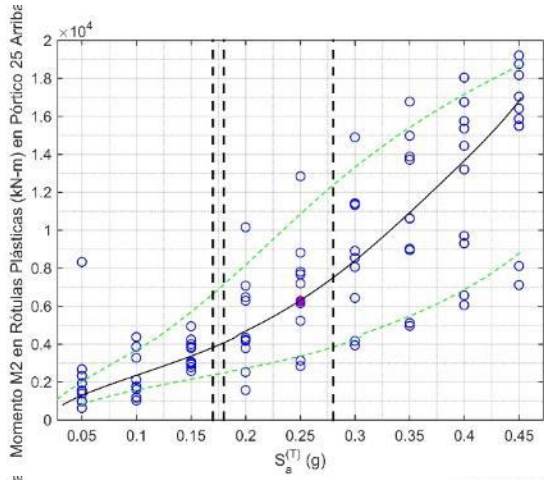


Momentos en cepa 18

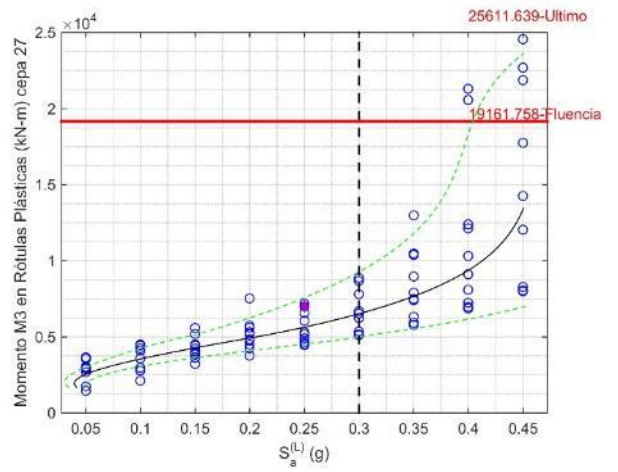
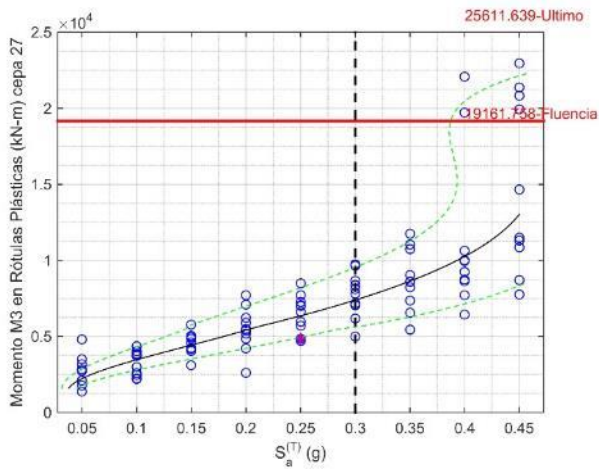
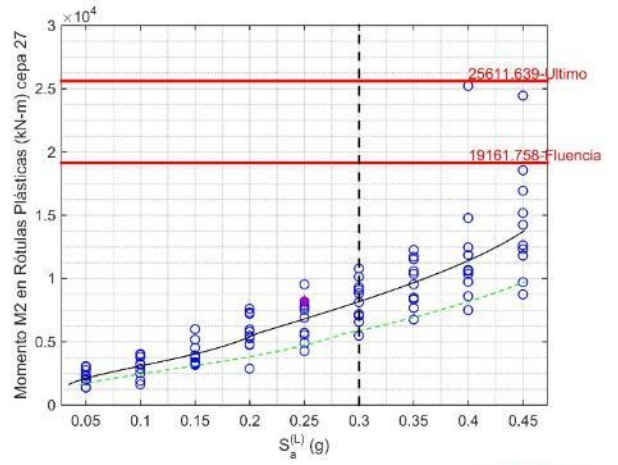
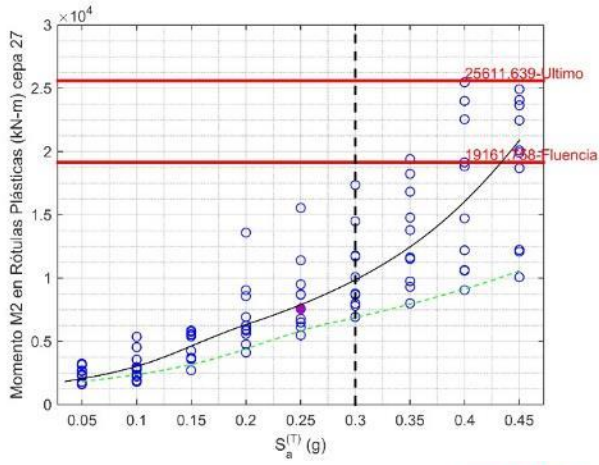




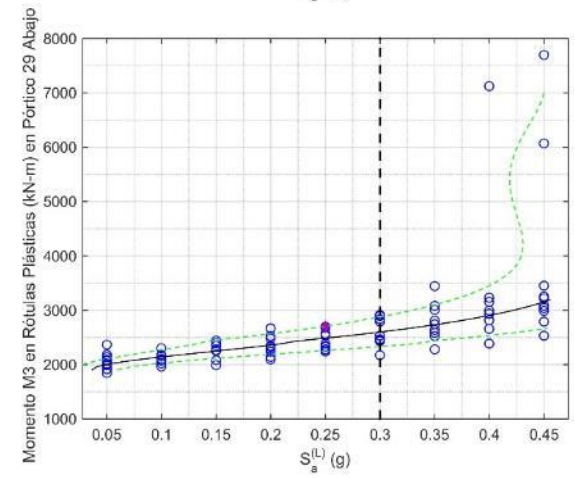
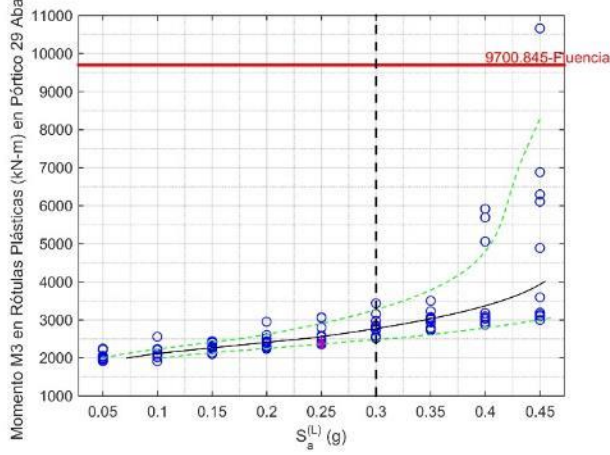
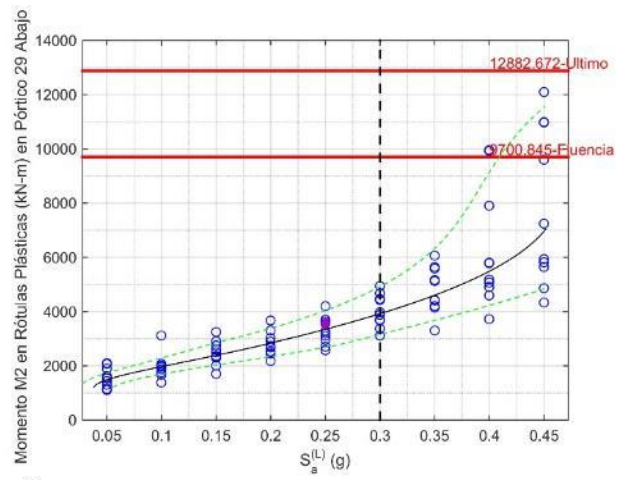
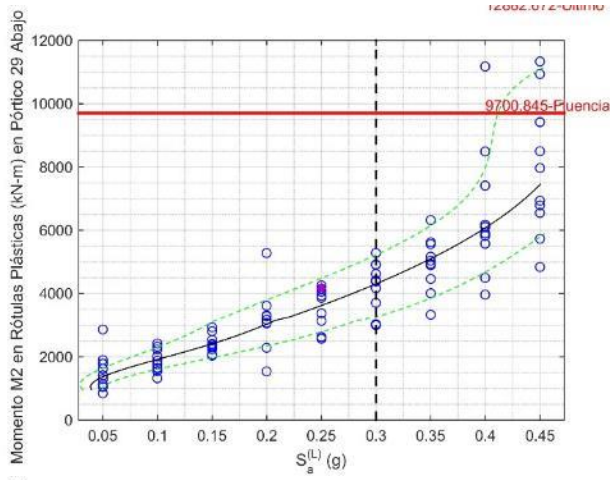
Momentos en Pórtico 25 en la base



Momentos en Pórtico 25 en rótula plástica superior

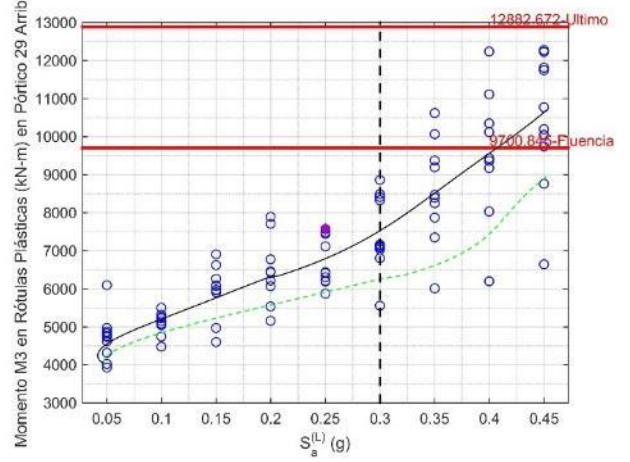
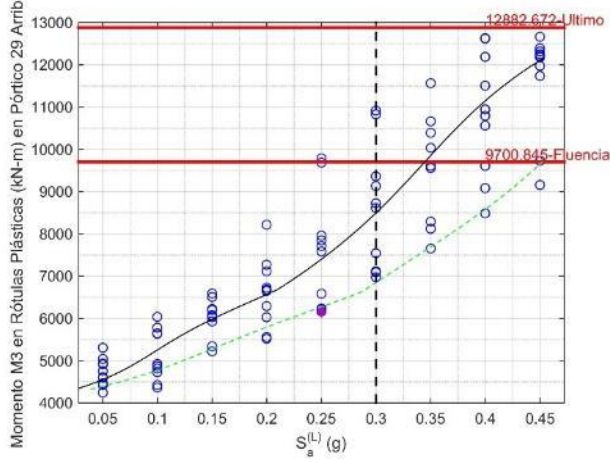
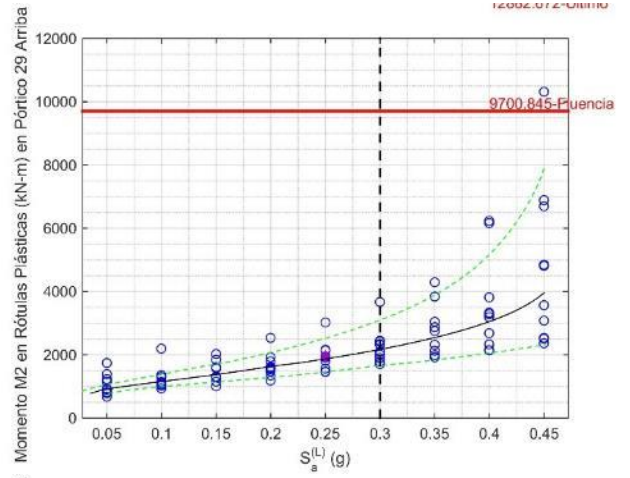
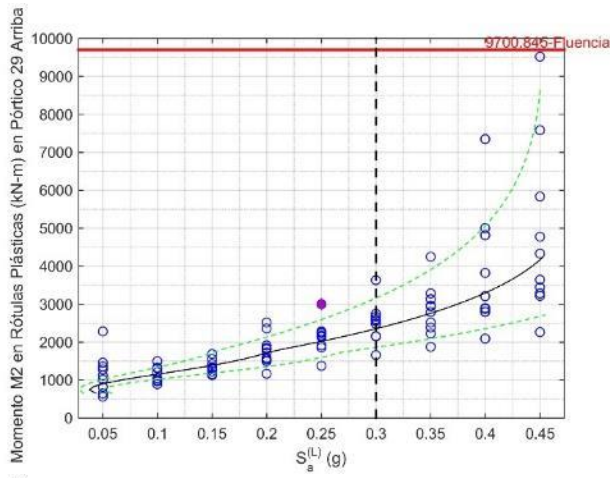


Momentos en cepa 27



Momentos en pórtico 29 en la base





Momentos en pórtico 29 en la rótula plástica superior