UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Uso de Amortiguadores Viscosos e Histeréticos en Puentes Chilenos

Por

Nicole Alejandra Gallardo Díaz

Trabajo de Título para optar el Grado de Licenciado en Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: Alejandro Morales Gómez

Marzo, 2020

"Un poco más de persistencia, un poco más de esfuerzo, y lo que parecía irremediablemente un fracaso puede convertirse en un éxito glorioso"

– Elbert Hubbard

Agradecimientos

En primer lugar, me gustaría agradecer a las personas que me ayudaron en la construcción de este documento.

Agradezco a mi Profesor Guía Alejandro Morales por sus consejos, acertadas indicaciones, dedicación y preocupación.

Agradezco también a los profesores que fueron parte de mi comisión: Profesor Juan Carlos Gonzáles y al profesor Néstor René Espinoza, que me ayudaron a lograr un mejor trabajo, con sus distintos puntos de vista.

También me gustaría agradecer a mis profesores durante todos estos años, por todo lo que hicieron por mí y los conocimientos que me regalaron.

Y finalmente quiero agradecer a mi familia que me apoyaron en estos largos años y en cada una de mis caídas estuvieron ahí, a mi mama Miriam Díaz por su apoyo incondicional y siempre creer en mí, a mi hermana Alejandra Arévalo por apoyarme cuando lo necesite y a mi pololo Cristian Manríquez que siempre ha estado para mí, apoyándome y cuidándome.

INDICE GENERAL

Agradecimientos 3
INDICE GENERAL....4
INDICE DE FIGURAS....6
INDICE DE TABLAS 11
RESUMEN 13
1. Introducción 14
1.1. Motivación 14
1.2. Objetivos 15
1.2.1. Objetivo Principal....15
1.1.1. Objetivos específicos....15
1.3. Metodología 15
1.4. Estructura del trabajo....15
2. Estado del Arte y Antecedentes....16
2.1. Códigos y normas en Chile....16
2.2. Estructuración de puentes y componentes que aportan al comportamiento transversal del puente 17
2.3. Fallas recurrentes en puentes chilenos....19
2.3.1 Daños de conexión entre superestructuras y subestructuras 19
2.4. Disipadores de energía 21
2.4.1. Disipadores viscosos....21
2.4.2. Disipadores histeréticos....25
3. Caso estudio....30
3.1. Descripción del Paso inferior Chada....30
3.1.1. Ubicación 30
3.1.2. Estructuración....30
3.2. Daños en el puente Chada tras el Terremoto del Maule 2010....35
4. Modelación Analítica....39
4.1. Modelo tridimensional....39
4.1.1. Superestructura....41
4.1.2. Subestructura....43
4.1.3. Elastómeros 43
4.1.4. Elemento de impacto 44
4.1.5. Topes laterales....45

4.2. Masas sísmicas y peso del puente 48
4.3. Resultados y Análisis 50
4.3.1. Análisis modal 50
4.3.2. Registros sísmicos 52
4.3.3. Resultado del Análisis del Modelo (sin amortiguadores) 56
4.3.3.1. Desplazamientos relativos máximos 56
4.3.3.2. Aceleraciones máximas 60
4.3.3.3. Fuerzas máximas en los apoyos 61
5. Modelo con amortiguadores histerético 63
5.1. Análisis del Modelo con amortiguador tipo ADAS 25% 69
5.1.1. Desplazamientos relativos máximos 69
5.1.2. Aceleraciones máximas 73
5.2. Análisis del modelo con amortiguador tipo ADAS 45% 75
5.2.1. Desplazamientos relativos máximos 75
5.2.2. Aceleraciones máximas 79
5.3. Análisis del modelo con amortiguador tipo ADAS 68% 81
5.3.1. Desplazamientos relativos máximos 81
5.3.2. Aceleraciones máximas 85
5.4. Fuerzas máximas en los apoyos 87
6. Modelo tridimensional con amortiguadores viscosos 90
6.1. Análisis del modelo con amortiguadores viscosos modelo 17120 92
6.1.1. Desplazamientos relativos máximos 92
6.1.2. Aceleraciones máximas 95
6.2. Análisis del modelo con amortiguadores viscosos modelo 17140 96
6.2.1. Desplazamientos relativos máximos 96
6.2.2. Aceleraciones máximas 99
6.3. Análisis del modelo con amortiguadores viscosos modelo 17160 101
6.3.1. Desplazamientos relativos máximos 101
6.3.2. Aceleraciones máximas 104
6.4. Fuerza en los apoyos 106
..... 106
7. Comentarios y Conclusiones 109
Bibliografía 111

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Estructuración tradicional de puentes chilenos [13]. 17
Figura 2.2 Estructuración de puentes en Chile posterior al año 2000. (a) Tipo 1, (b) Tipo 2 [13]. ...17
Figura 2.3 Funcionamiento de apoyos deslizantes [8]. 18
Figura 2.4 Configuración general de los topes sísmicos interiores, exteriores [6]. 18
Figura 2.5 Paso superior en Independencia hacia el este, luego del terremoto de Maule en 2010. (a) desplazamiento de la superestructura, 50 cm hacia la izquierda; (b) daños en tope de acero e inminente desmonte de viga longitudinal del puente [11].2.3.2 Descolocación de vanos por inclinación.....20
Figura 2.6 Paso superior Lo Echevers en dirección norte; (a) desmonte de Superestructura, (b) apoyos de acero desplazados[11]. 20
Figura 2.7 Comportamiento histérico de un amortiguador lineal de viscosidad [9]. 22
Figura 2.8 Propiedades fuerza-velocidad de diferentes amortiguadores viscosos no lineales [9]. 23
Figura 2.9 Comportamiento histérico de los amortiguadores viscosos no lineales [9]. 24
Figura 2.10 Efecto de un amortiguamiento histerético a un puente RC [7]. 25
Figura 2.11 Relación idealizada carga-desplazamiento para amortiguadores metálicos y de fricción [9]. 26
Figura 2.12 Sistema de un solo grado de libertad con amortiguador histerético incorporado [9]. 26
Figura 2.13 Amplitud de respuesta en estado estacionario del sistema de un solo grado de libertad con amortiguador histerético bajo excitación de base armónica, $kdk = 0{,}55$ [9]. 27
Figura 2.14 (a) Riostras con pandeo restringido [9]; (b) Amortiguadores en forma de U [22]; (c) Vigas de arriostramiento excéntrica [21]; (d) Riostras disipadoras de energía [23]. 29
Figura 3.1 Ubicación Paso inferior Chada (Fuente: GoogleEarth). 30
Figura 3.2 Elevación paso inferior Chada [14]. 31
Figura 3.3 Sección transversal viga pretensada [14]. 31
Figura 3.4 sección transversal de la cepa central [14]. 32
Figura 3.5 Sección transversal de estribos [14]. 33
Figura 3.6 sección transversal de los estribos; (a) sección con alas, (b) sección sin alas [14]. 33
Figura 3.7 Apoyos elastoméricos; (a) en estribos (b) en cepas [14] 34
Figura 3.8 Vista en planta de las barras sísmicas y apoyos elastoméricos [14]. 34
Figura 3.9 Topes laterales en la cepa central; (a) Corte en dirección longitudinal; (b) Corte en dirección transversal [14]. 35
Figura 3.10 Rotación de la superestructura del paso inferior Chada [16]. 35
Figura 3.11 Desplazamiento transversal del tablero sobre el estribo del paso inferior Chada [14]. ..36

Figura 3.12 Planos del paso inferior Chada [24]. 36
Figura 3.13 Daños en el paso inferior Chada (a)Topes laterales sobre estribos; (b)estribos y vigas longitudinales; (c) Barras antisísmicas; (d) Estribos y vigas longitudinales ;(e) y (f) topes laterales y viga longitudinal sobre la cepa central [14, 16]. 37
Figura 3.14 Estado actual del Paso inferior Chada [14]. 38
Figura 4.1 Elementos utilizados en el modelo tridimensional[25]. 40
Figura 4.2 Modelo tridimensional del Paso Inferior Chada. 40
Figura 4.3 Elevación transversal del Modelo; (a) Cepa central; (b) Estribos[14]. 41
Figura 4.4 Sección transversal del tablero. 42
Figura 4.5 Relación de fuerza v/s desplazamiento lateral de los apoyos elastoméricos en la cepa central, en la dirección transversal del puente [14]. 44
Figura 4.6 Curva de histéresis para elementos de impacto. 45
Figura 4.7 Constitutiva para topes laterales [26]. 45
Figura 4.8 Curva modificada de la constitutiva de fuerza- desplazamiento para topes laterales. 47
Figura 4.9 Disposición masas concentradas en el modelo tridimensional. 49
Figura 4.10 Modos fundamentales de la estructura a) transversal; b) longitudinal; c) rotacional. 51
Figura 4.11 Registro sísmico Viña del Mar, estación Marga-Marga, E-W. 52
Figura 4.12 Registro sísmico Viña del Mar, estación Marga-Marga, N-S. 53
Figura 4.13 Registro sísmico Concepción, estación Concepción, N-S. 53
Figura 4.14 Registro sísmico Concepción, estación Concepción, E-W. 54
Figura 4.15 Registro sísmico Constitución, estación Constitución, C1. 54
Figura 4.16 Registro sísmico Constitución, estación Constitución, C3. 55
Figura 4.17 Resultados análisis tiempo historia para los tres registros sísmicos utilizados. (a) Gráfica y tabla del desplazamiento relativo transversal del tablero por sección transversal; (b) Planta del tablero; (c) Gráfica de los desplazamientos relativos máximos longitudinales por nodos. 57
Figura 4.18 Relación fuerza (kN) desplazamiento (m), para el apoyo elastomérico en la cepa central, análisis tiempo historia para el registro sísmico de Constitución. (a) Dirección longitudinal del puente; (b)Dirección transversal del puente. 58
Figura 4.19 relación fuerza [kN] desplazamiento [m] del análisis tiempo historia del registro sísmico de Constitución para el elemento de impacto. 59
Figura 4.20 Instantáneas para desplazamientos máximos del análisis de tiempo historia registro de constitución. 59
Figura 4.21 Nodos utilizados sobre el tablero. 60
Figura 4.22 Aceleraciones máximas en la dirección longitudinal, sobre el tablero. 60

Figura 4.23 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección transversal. 61
Figura 4.24 Nodos sobre los estribos y cepa central utilizados en el análisis. 61
Figura 5.1 Dispositivos tipo ADAS [27]. 63
Figura 5.2 Optima geometría de placas, dispositivo ADAS [9]. 63
Figura 5.3 distribución de elementos ADAS en el modelo tridimensional del Puente Chada. 66
Figura 5.4 esquema de ubicación del dispositivo ADAS, en cepa y estribos [28]. 66
Figura 5.5 Curva de histéresis de Ramberg-Osgood modificada HYST=40 [25]. 67
Figura 5.6 Curva característica del acero. 68
Figura 5.7 Resultados análisis tiempo historia del modelo con disipadores de energía tipo ADAS, para los tres registros sísmicos utilizados; (a) grafica de desplazamientos relativos máximo transversal de 8 nodos, sobre el tablero; (b) ilustración de la posición de los nodos sobre el tablero del paso inferior; (c) desplazamiento relativo máximo longitudinal. 70
Figura 5.8 Constitutiva de fuerza [kN] deformación [m] del dispositivo tipo ADAS, en la cepa central para el registro sísmico de Constitución. 71
Figura 5.9 Instantáneas para desplazamientos máximos del análisis de tiempo historia registro de constitución para el modelo con cuatro ADAS del 25%. 72
Figura 5.10 Nodos utilizados sobre los apoyos elastoméricos. 73
Figura 5.11 Aceleraciones máximas en la dirección longitudinal, sobre el tablero. 73
Figura 5.12 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección transversal. 74
Figura 5.13 Resultados análisis tiempo historia del modelo con disipadores de energía tipo ADAS, para los tres registros sísmicos utilizados; (a) Gráfica de desplazamientos relativos máximo transversal de 8 nodos, sobre el tablero; (b) Ilustración de la posición de los nodos sobre el tablero del paso inferior; (c) Desplazamiento relativo máximo longitudinal. 76
Figura 5.14 Constitutiva de fuerza [kN] deformación [m] del dispositivo tipo ADAS, en la cepa central para el registro sísmico de Constitución. 78
Figura 5.15 Instantáneas para desplazamientos máximos del análisis de tiempo historia registro de constitución para el modelo con cuatro ADAS del 45%. 78
Figura 5.16 Nodos utilizados sobre los apoyos elastomericos. 79
Figura 5.17 Aceleraciones máximas en la dirección longitudinal. 79
Figura 5.18 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección transversal. 80
Figura 5.19 Resultados análisis tiempo historia del modelo con disipadores de energía tipo ADAS, para los tres registros sísmicos utilizados; (a) Gráfica de desplazamientos relativos máximo transversal de 8 nodos, sobre el tablero; (b) Ilustración de la posición de los nodos sobre el tablero del paso inferior; (c) Desplazamiento relativo máximo longitudinal. 82

Figura 5.20 Constitutiva de fuerza [kN] deformación [m] del dispositivo tipo ADAS, en la cepa central para el registro sísmico de Constitución. 84
Figura 5.21 Instantáneas para desplazamientos máximos del análisis de tiempo historia registro de constitución para el modelo con cuatro ADAS del 68%, (a) Desplazamiento relativo máximo transversal; (b) Desplazamiento relativo máximo longitudinal 84
Figura 5.22 Nodos utilizados sobre los apoyos elastómeros. 85
Figura 5.23 Aceleraciones máximas en la dirección longitudinal. 85
Figura 5.24 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección transversal. 86
Figura 5.25 Nodos utilizados en el análisis de fuerzas de transversales máximas. 87
Figura 6.1 Amortiguador viscoso[17]. 90
Figura 6.2 Esquema del modelo del amortiguador viscoso utilizado de Taylor device inc [17]. 90
Figura 6.3 Modelo con amortiguadores viscosos 91
Figura 6.4 disposición del amortiguador viscoso. 92
Figura 6.5 Resultados análisis tiempo historia del modelo con amortiguadores viscosos, para los tres registros sísmicos utilizados; (a) Gráfica de desplazamientos relativos máximo transversal de 8 nodos, sobre el tablero; (b) Ilustración de la posición de los nodos sobre el tablero del paso inferior; (c) Desplazamiento relativo máximo longitudinal. 93
Figura 6.6Curva característica del amortiguador viscoso en el centro del tablero miembro 105 94
Figura 6.7 Nodos utilizados. 95
Figura 6.8 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección longitudinal. 95
Figura 6.9 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección transversal. 96
Figura 6.10 Resultados análisis tiempo historia del modelo con amortiguadores viscosos, para los tres registros sísmicos utilizados; (a) Gráfica de desplazamientos relativos máximo transversal de 8 nodos, sobre el tablero; (b)) Ilustración de la posición de los nodos sobre el tablero del paso inferior; (c) Desplazamiento relativo máximo longitudinal. 97
Figura 6.11 Curva característica de un amortiguador viscoso en el centro del tablero, miembro 105 98
Figura 6.12 Nodos. 99
Figura 6.13 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección longitudinal. 99
Figura 6.14 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección transversal. 100
Figura 6.15 Resultados análisis tiempo historia del modelo con disipadores de energía tipo Viscoso, para los tres registros sísmicos utilizados; (a) Gráfica de desplazamientos relativos máximo transversal de 8 nodos, sobre el tablero; (b) Ilustración de la posición de los nodos sobre el tablero del paso inferior; (c) Desplazamiento relativo máximo longitudinal. 102

Figura 6.16 Curva característica de un amortiguador viscoso sobre la cepa central, miembro 105. 103
Figura 6.17 Nodos.....104
Figura 6.18 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección longitudinal 105
Figura 6.19 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección transversal. 105
Figura 6.20 Nodos bajo los apoyos elastomericos. 106

INDICE DE TABLAS

Tabla 4.1 Propiedades geométricas sección transversal del tablero. 42
Tabla 4.2 Propiedades vigas longitudinales. 42
Tabla 4.3Propiedades columnas. 43
Tabla 4.4 Propiedades viga cabezal. 43
Tabla 4.5 Propiedades de los apoyos elastoméricos [14] 43
Tabla 4.6 Resistencia y desplazamiento al deslizamiento [14]. 44
Tabla 4.7 Propiedades de los elementos de impacto [14]. 44
Tabla 4.8 Propiedades de los topes laterales [14]. 47
Tabla 4.9 Parámetros para generar la curva de histéresis. 47
Tabla 4.10 Propiedades de topes laterales (elemento Contac) [14]. 48
Tabla 4.11Masas sísmicas y pesos superestructura. 48
Tabla 4.12 Masas sísmicas y pesos subestructura. 48
Tabla 4.13 Valores de masas puntuales distribuidas en la estructura. 49
Tabla 4.14 Información modal para los primeros siete modos 50
Tabla 4.15 Información modal para los seis primeros modos. 50
Tabla 4.16 Fuerzas máximas de corte transversal en los estribos y cepa del paso inferior Chada 62
Tabla 5.1Dispositivo ADAS 25% 64
Tabla 5.2 Dispositivo ADAS 45% 65
Tabla 5.3 Dispositivo tipo ADAS 68%. 65
Tabla 5.4 Parámetros utilizados para diseñar los ADAS. 68
Tabla 5.5 Porcentajes de disminución de desplazamientos relativos máximos en la dirección transversal para cada registro sísmico por nodo. 71
Tabla 5.6 Porcentajes de disminución de desplazamientos relativos máximos en la dirección transversal para cada registro sísmico por nodo. 77
Tabla 5.7 Porcentajes de disminución de desplazamientos relativos máximos en la dirección transversal para cada registro sísmico por nodo. 83
Tabla 5.8 Fuerzas transversales máximas para el registro sísmico de Viña del Mar. 87
Tabla 5.9 Fuerzas transversales para el registro sísmico de Concepción. 88
Tabla 5.10 Fuerzas transversales máximas para el registro sísmico de Constitución. 89
Tabla 6.1 Características geométricas de los 3 amortiguadores utilizados en el análisis[17]. 91
Tabla 6.2 Parámetros utilizados en el diseño de los amortiguadores viscosos. 91

Tabla 6.3 Porcentajes de disminución del desplazamiento relativo transversal respecto al desplazamiento relativo transversal sin amortiguadores. 94
Tabla 6.4 porcentajes de disminución del desplazamiento relativo máximo en la dirección transversal respecto al desplazamiento relativo máximo transversal del modelo original. 98
Tabla 6.5 Porcentajes de disminución del desplazamiento relativo transversal respecto al desplazamiento relativo transversal sin amortiguadores. 103
Tabla 6.6 Fuerzas transversales máximas para el registro sísmico de Viña del Mar. 106
Tabla 6.7 Fuerzas transversales máximas para el registro sísmico de Concepción. 107
Tabla 6.8 Fuerzas transversales máximas para el registro sísmico de Constitución. 108

RESUMEN

El Terremoto de Maule 2010 de magnitud $M_w = 8.8$, que afectó a la zona Centro- Sur de Chile provocó daños de diversa consideración en las regiones: V, Metropolitana, VI, VII y VIII. Entre las estructuras dañadas con este evento sísmico, la infraestructura vial se vio gravemente afectada en estas regiones, complicando la conectividad en las zonas afectadas.

Los puentes, en particular, sufrieron daños por rotación en tableros esviados y rectos, colapso de superestructuras por mesas de apoyo inadecuadas, estructuras a punto del colapso por topes laterales que no resistieron los desplazamientos transversales, entre otros problemas que se generaron en la conexión entre la superestructura y subestructura.

El objetivo principal de este trabajo es evaluar la influencia sobre la respuesta sísmica que tiene la inclusión de dispositivos de disipación de energía pasivos en puentes chilenos. Para alcanzar este objetivo se realizará un análisis dinámico tiempo-historia del Paso Inferior Chada, que resultó con daños debido a la rotación de la superestructura en el Terremoto del Maule 2010.

Este caso de estudio se modelará en una primera instancia con las características originales del Paso Inferior Chada; se analizará bajo la acción tres registros sísmicos. En una etapa posterior se incluirán en la estructura dos tipos de disipadores de energía: uno histerético y otro viscoso. Los resultados obtenidos se analizarán y compararán con los resultados obtenidos del modelo de la estructura original.

Los dispositivos de disipación de energía que se utilizarán son de tipo ADAS como amortiguador histerético, el cual se diseñará con tres geometrías distintas. Y, como dispositivo de amortiguación viscoso se utilizarán tres modelos distintos de la empresa Taylor Devices.

El objetivo secundario de este trabajo es caracterizar los puentes construidos en Chile, sus tipologías y tipos de fallas recurrentes.

1. Introducción

1.1. Motivación

Chile está caracterizado por una geografía accidentada y expuesta a movimientos telúricos sistemáticos por su ubicación geográfica. El terremoto de Maule en 2010, con magnitud de Momento M_w=8,8 (USGS, United States Geological Survey), tuvo grandes consecuencias en variadas infraestructuras y lamentablemente en pérdidas de vidas humanas. Frente a estos eventos es de vital importancia mantener la continuidad operativa de la red de transportes, ya que permite mantener un flujo de suministros a las zonas afectadas y tránsito de equipos de emergencia. Por otro lado, están los elevados costos que conlleva una paralización de las actividades productivas de un país [1], estimadas en un 18% del PIB del año 2010 [2]. Dentro de las pérdidas producidas por el terremoto de Maule 2010 destacan 211 puentes dañados, de los cuales 24 colapsaron provocando interrupciones en la conectividad [1, 3].

Gran parte de los puentes que presentaron fallas totales o parciales fueron construidos después del año 2000 y, aunque se utilizaron elementos de protección sísmica, en algunos casos, éstos no lograron ser suficientes para mantener los puentes operativos una vez terminado el evento [4].

En particular, los daños producidos en las superestructuras fueron generados por grandes desplazamientos (transversales y longitudinales). En el caso de desplazamientos transversales, estos causaron en varios casos que los topes sísmicos[1] cedieran; por otro lado, los daños producidos por rotaciones importantes de las plantas de algunos puentes, generaron desplazamientos longitudinales, produciendo el desmonte de algunas vigas. Ejemplo de esto, son los puentes de Américo Vespucio en el que 3 de 11 tuvieron daños por esta causa [4].

En este contexto, este trabajo propone el uso de dispositivos de mitigación sísmica de tipo viscoso e histéretico en puentes, que permitan disipar energía y que sean capaces de reducir los desplazamientos relativos entre la subestructura y la superestructura, para así lograr que la estructura principal se mantenga elástica o sufra pequeñas deformaciones no lineales, asegurando un buen funcionamiento en emergencias.

[1] Topes sísmicos: Elementos estructurales que tienen la función de restringir el movimiento del tablero en la dirección perpendicular al eje del puente, si el sistema de apoyo se destruye [6].

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo Principal

Evaluar la influencia de la inclusión de dispositivos de disipación de energía pasivos en el comportamiento sísmico esperado en puentes chilenos.

1.1.1. Objetivos específicos

1. Caracterizar tipos de fallas recurrentes en los puentes chilenos.
2. Definir un caso en estudio y modelarlo incluyendo elementos de disipación.
3. Evaluar el efecto que tienen los elementos de disipación utilizados sobre la respuesta sísmica del caso en estudio.

1.3. Metodología

- Revisión bibliográfica; Caracterización del tipo de daños sufrido en puentes durante el terremoto del Maule 2010.
- Análisis del caso en estudio (Paso Inferior "Chada").
- Modelar el paso inferior "Chada".
- Someter el modelo a un análisis tiempo-historia para estimar su desempeño.
- Modelar el paso inferior "Chada" incluyendo amortiguadores viscosos e histeréticos y someterlo al mismo tipo de demandas.
- Comparación de resultados.
- Conclusiones sobre el uso de disipadores viscosos e histéreticos.

1.4. Estructura del trabajo

- Capítulo 1: Se presentan las características del problema que se busca resolver, su importancia para la ingeniería civil. Y los objetivos generales y específicos de este trabajo.
- Capítulo 2: Se presenta una visión general del estado del arte: Códigos y normas que rigen el diseño de puentes en Chile, además de presentar las componentes principales de estos, los tipos de estructuración y fallas recurrentes, para luego finalizar el Capítulo con una breve descripción de tipos de disipadores de energía viscosos e histeréticos.
- Capítulo 3: Se presenta el caso estudio, ubicación, estructuración y características de las componentes de la superestructura y subestructura, además de exponer los daños observados en el caso estudio, luego del terremoto de Maule 2010.
- Capítulo 4: Se presenta y caracteriza el modelo tridimensional realizado del caso estudio, junto con las consideraciones realizadas, terminando con un análisis de resultados obtenidos.
- Capítulo 5: Se presenta y caracteriza el amortiguador histerético que se utilizara, luego se presenta el modelo junto con un análisis de los resultados obtenido de este modelo.
- Capítulo 6: Se presenta y se caracteriza los amortiguadores tipo viscoso que se utilizaran en el análisis para luego presentar los resultados obtenidos junto con una comparación de estos resultados y los del modelo sin amortiguamiento.
- Capítulo 7: se presentan las conclusiones y comentarios del trabajo realizado.

2. Estado del Arte y Antecedentes

Los puentes en Chile están diseñados sísmicamente de acuerdo a las disposiciones de la AASHTO [1] y el Manual de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas [2], ambos tienen como objetivo cumplir con un nivel de desempeño estándar para salvaguardar vidas (life- safety). A pesar de esto, en el Terremoto de Maule del año 2010, resultaron 211 puentes dañados y 24 colapsados [3], provocando interrupciones en la conectividad y tránsito de equipos de emergencia además de una paralización posterior, generando gastos del 18% del PIB del año 2010 [4]. Como respuesta en Junio del año 2010 se generó el documento "Nuevos criterios sísmicos para el diseño de puentes en Chile" [5] el que se rectificó en Junio del año 2017 [6].

Posteriormente al Terremoto de Maule se ha buscado mejorar el diseño de puentes y pasos sobre nivel, ya que los puentes en Chile fueron altamente vulnerables. Actualmente se sigue en la búsqueda y readaptación de componentes de puentes de hormigón armado con el objetivo de mejorar su ductilidad, resistencia al cizallamiento y en general su desempeño.

Para lograr este objetivo se han generado distintos métodos de re-equipación (retrofit) sísmica, implementados en gran número de puentes de hormigón armado deficientes en regiones altamente sísmicas en el mundo [7], ayudando a prevenir fallas de los puentes durante eventos sísmicos importantes. Entre estos métodos se encuentran la adición de dispositivos de amortiguamiento suplementarios en los puentes de hormigón armado, que pretenden controlar desplazamientos excesivos y disipar energía, limitando daños significativos, permitiendo a los puentes mantenerse operativos luego de un evento sísmico, entre estos dispositivos están: las riostras restringidas al pandeo (buckling restrained braces)[7,8], ampliamente utilizadas en marcos de edificios de hormigón armado pero que actualmente se está estudiando su utilización en puentes de hormigón armado, también están los amortiguadores de fricción, viscoelásticos e histeréticos [9].

2.1. Códigos y normas en Chile

En 1953 la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas (MOP) se hizo cargo de la construcción y gestión de puentes en Chile, los cuales se diseñaban con el código DIN, recomendaciones europeas. A mediados de la década de 1960 se adoptaron las Especificaciones Estándar de la AASHTO para Puentes de Carretera, con detalles sismo-resistentes. Posterior al terremoto de Chile de 1985, la Dirección de Vialidad optó por un aumento en el coeficiente sísmico de 0.12 a 0.15, generando en 2002 el Manual de Carreteras, Volumen N°3, Instrucciones y Criterios de Diseño [10], basado en las Especificaciones Estándar de la AASHTO (1996), pero con condiciones locales como sismicidad, características de suelos, materiales, entre otras [11].

A mediados de los años 90 en Chile se masificó la llegada de empresas constructoras de las nuevas autopistas concesionadas. En el año 2000, a petición de estas, el ministerio de Obras Públicas aprobó modificaciones en la estructuración de puentes, masificando el uso de vigas prefabricadas de hormigón pretensado. Los nuevos diseños de puentes fueron desarrollados y construidos por los inversores internacionales, en su mayoría españoles, los cuales eliminaron travesaños y en algunos casos, también, fueron eliminadas las barras antisísmicas y topes transversales de hormigón armado, siendo remplazados por topes metálicos u omitidos por completo [11, 12].

Posteriormente en junio de 2010 se realizaron cambios a la normativa chilena para la construcción de puentes, generando el documento "Nuevos criterios sísmicos para el diseño de puentes en Chile" [5]

en junio de 2010. Estos cambios incluyeron modificaciones en los anchos mínimos de mesas de apoyo y anclaje de placas, junto con la utilización de travesaños extremos y centrales, independiente de la zona sísmica, además de la exigencia de topes sísmicos extremos e intermedios generando llaves de corte con los travesaños [6]. Luego se estudiaron estas modificaciones y se realizaron cambios en estos criterios en junio de 2017, mejorando las especificaciones de diseño, efectuando cambios en los coeficientes sísmicos y topes intermedios, entre otros.

2.2. Estructuración de puentes y componentes que aportan al comportamiento transversal del puente

En chile la mayoría de los puentes corresponden a vigas simplemente apoyadas, de acero o de hormigón armado, con travesaños que conectan las vigas sobre las cepas y/o estribos, barras verticales de anclaje "barras antisísmicas" o pletinas y pasadores que restringen el desplazamiento vertical de la superestructura y topes de hormigón armado en las sepas y estribos para limitar el desplazamiento transversal de la superestructura [12].

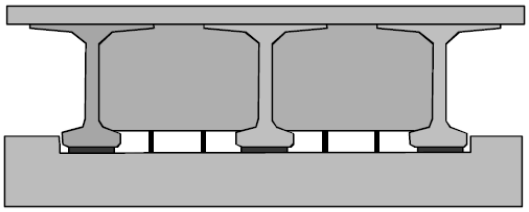


Figura 2.1 Estructuración tradicional de puentes chilenos [13].

Luego del año 2000 se utilizaron dos tipos de estructuras de puentes en Chile que diferían de la anterior (Figura 2.1) en la zona de apoyo de la superestructura, sobre las cepas y estribos. El Tipo 1, en que se eliminó travesaños y mantuvo las barras antisísmicas. El Tipo 2 eliminó travesaños, barras antisísmicas y topes transversales de hormigón armado, los cuales fueron reemplazados por topes metálicos en el ala inferior de las vigas, como se muestran en la Figura 2.2 [11, 12].

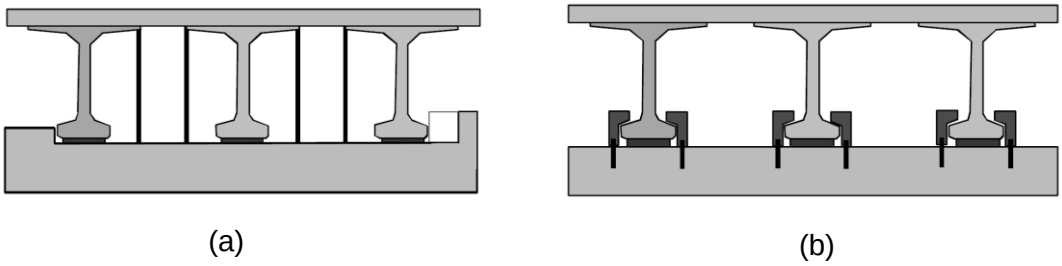


Figura 2.2 Estructuración de puentes en Chile posterior al año 2000. (a) Tipo 1, (b) Tipo 2 [13].

Para restringir desplazamientos transversales entre la superestructura y la subestructura, comúnmente se utilizan apoyos elastoméricos, junto con topes laterales e intermedios, pero varios investigadores han estudiado la utilización de apoyos alternativos para mejorar el desempeño sísmico de estos; generando cuasi-aislación sísmica, basada en la disipación de energía mediante el deslizamiento de apoyos elastoméricos, para mitigar fallas como el desacoplamiento de la superestructura de los puentes [14, 15].

Los apoyos deslizantes se proponen para proteger las columnas del puente, los cuales actúan compensando el movimiento de la fundación transferida a la superestructura, protegiendo así la subestructura de las fuerzas producidas por los movimientos del suelo [8].

Los apoyos deslizantes planos actúan en serie con las columnas (la fuerza en la columna y el apoyo deslizante son iguales). Por lo cual este se puede diseñar, tal que la fuerza de corte transferida a la columna permita que esta permanezca dentro del rango elástico o con pequeñas incursiones no lineales. Sin embargo, dada la disminución de demanda en las columnas, podría ocurrir un aumento considerable de las demandas sobre los estribos del puente [8].

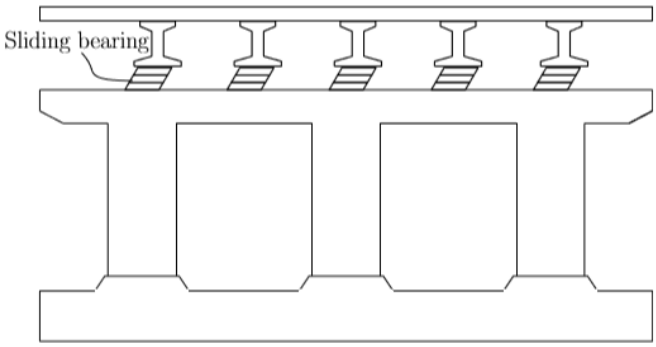


Figura 2.3 Funcionamiento de apoyos deslizantes [8].

Los topes laterales y llaves de corte permiten controlar los desplazamientos laterales, para así mejorar el comportamiento sísmico de los puentes, aunque aún hay puentes que no los contemplan. Luego del Terremoto de Maule, por normativa en Chile todos los puentes tienen que estar diseñados con topes laterales y en determinados casos con topes intermedios, dependiendo de las cargas y longitud transversal del puente [6, 15].

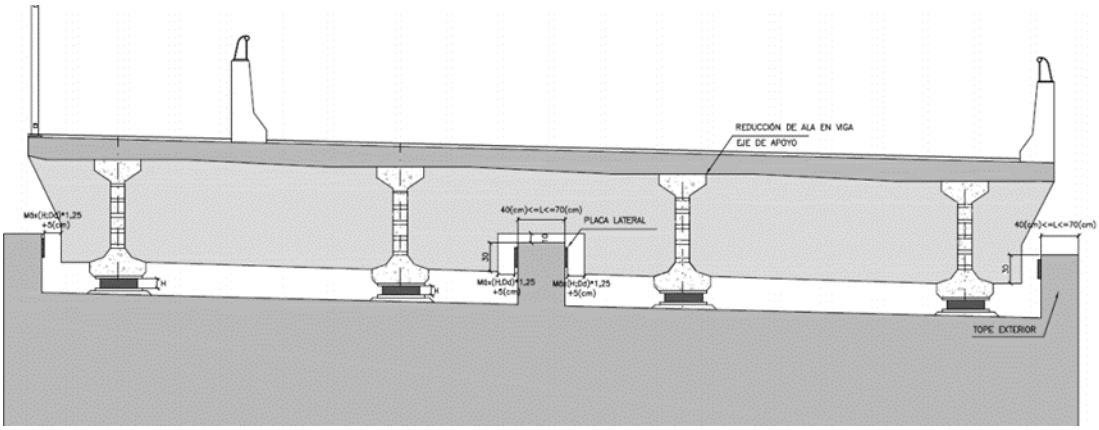


Figura 2.4 Configuración general de los topes sísmicos interiores, exteriores [6].

Por otra parte, los puentes se proyectan comúnmente con barras sísmicas [12], diseñándose para una componente sísmica vertical. Las barras sísmicas se diseñan para una aceleración vertical máxima efectiva (Manual de Carreteras [2]), en estudios realizados por Martínez [15], respecto a la utilidad de barras sísmicas, se observó que existe una disminución de los desplazamientos máximos y residuales de los apoyos a medida que se aumenta el área de las barras, sin embargo, la inclusión de las barras sísmicas no logran disminuir de forma significativa la probabilidad de excedencia del desplazamiento de apoyos, ni colapso del puente [15].

2.3. Fallas recurrentes en puentes chilenos

A causa del Terremoto de Maule, fallaron un 4.5% de los pasos inferiores y superiores, además del colapso de 24 puentes. Los modos de falla típicos en Chile, también se ven con frecuencia en terremotos en otras partes del mundo [16], entre los cuales destacan:

- Daños de conexión entre superestructuras y subestructuras.
- Descolocación de vanos por inclinación.
- Daños en columnas y rodamientos por el movimiento permanente del terreno.
- Descolocación de vanos por movimiento permanente del terreno.

De estos puntos se revisarán en profundidad los dos primeros, los cuales son más relevantes para lograr el objetivo de este trabajo.

La información expuesta está basada en el trabajo realizado por Burckle et al. en 2012, "Structural Performance of Bridgesin the Offshore Maule Earthquake of 27 February 2010" [11], el informe de daños de la Federal Highway Administration (FHWA) de Estados Unidos [16] y el libro *Terremoto en Chile 27 de febrero 2010* de la Universidad de Chile en 2010 [12].

2.3.1 Daños de conexión entre superestructuras y subestructuras

Los daños en la conexión entre la superestructura y la subestructura, registrados para los puentes que se construyeron posterior al año 2000, fueron:

- Grandes desplazamientos transversales en muchos pasos bajo nivel (algunas quedando apenas apoyadas verticalmente en el borde del estribo).
- Apoyos elastoméricos que se desplazaron dejando solo una parte de las vigas apoyadas en los estribos.
- Falla de los topes transversales, especialmente cuando usaron elementos muy delgados, las vigas se desplazaron hasta llegar casi al colapso de la estructura.
- En Casos el impacto de la viga con el tope transversal flexionó el alma y ala inferior de la viga en torno al eje débil de éstas.

Ejemplo de esto para la estructuración Tipo 1(ver Figura 2.2) es la Ruta 5 Sur, se observaron grandes desplazamientos transversales en muchos pasos bajo nivel, quedando en algunos casos apenas apoyada en el borde del estribo, como el paso inferior La Peña (Santiago Norte), entre otros.

Por otro lado, un ejemplo de los daños generados por fallas en los topes laterales, son los Pasos Superiores en Independencia que están orientados en dirección Este, construidos en 2004, con estructuración de Tipo 2 (ver Figura 2.2), con topes de acero para restringir el movimiento transversal, sin diafragmas intermedios o finales ni llaves de corte. Estos experimentaron un desplazamiento lateral de más de 50 [cm], como se muestra en la Figura 2.5, llevando la estructura al punto del colapso, requiriendo la instalación de apuntalamiento temporal. En cambio, los pasos superiores en Independencia, orientados en dirección Oeste construidos en 1997, con la estructuración tradicional anterior al 2000 (ver Figura 2.1), distanciados en 30 metros con los pasos superiores de Independencia orientados en dirección Este, tuvieron daños limitados a las llaves de corte y a las deformaciones excesivas de las barras sísmicas.

Al comparar el comportamiento entre estos dos puentes, localizados en el mismo sitio, se infiere que la estructuración sin travesaño, ni barras antisísmicas, ni topes transversales, es muy vulnerable a

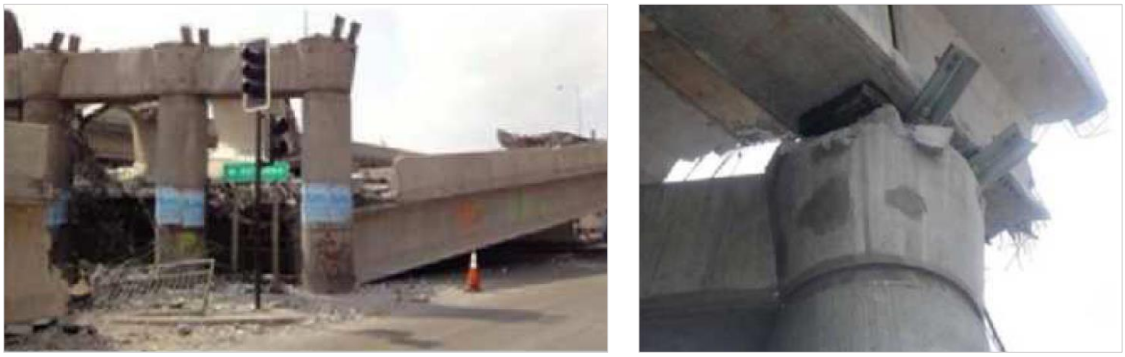
situaciones en las que se puedan ocurrir amplificaciones de la solicitación o en los casos con ángulo de esviaje grande [12].

(a) (b)

Figura 2.5 Paso superior en Independencia hacia el este, luego del terremoto de Maule en 2010. (a) desplazamiento de la superestructura, 50 cm hacia la izquierda; (b) daños en tope de acero e inminente desmonte de viga longitudinal del puente [11].2.3.2 Descolocación de vanos por inclinación

En la carretera Vespucio Norte (Santiago), 2 de los 11 Pasos superiores de tipo2, tuvieron daño severo, los pasos superiores de Lo Echevers que están orientados en dirección Norte-Sur, estructuras de tres vanos con luces de 27.84 [m], 36.32 [m] y 27.84 [m], posteriores al año 2000. El puente en dirección Sur sufrió daños menores mientras que el puente en dirección Norte se desmontó y colapso la superestructura que tenía un ángulo de esviaje de 29°. En ausencia de topes transversales adecuados, toda la superestructura del puente parece haber girado durante el terremoto, hasta quedar descolgada [16].

La falla por desajuste observada en los puentes de Lo Echevers se pudo observar en varios puentes inclinados. En los cuales se sugiere que el efecto de rotación dominó su comportamiento como en el caso del Paso superior Miraflores con ángulo de esviaje de 23°, Quilicura con ángulo de esviaje de 45°, Los Pinos con un ángulo 31° y Hospital con ángulo de esviaje de 40° [11, 16].



(a) (b)

Figura 2.6 Paso superior Lo Echevers en dirección norte; (a) desmonte de Superestructura, (b) apoyos de acero desplazados[11].

2.4. Disipadores de energía

2.4.1. Disipadores viscosos

En estructuras de Ingeniería Civil el primer uso de amortiguadores viscoelásticos fue en 1969, pero estos amortiguadores fueron diseñados para reducir las vibraciones causadas por el viento; sólo en la última década se han utilizado amortiguadores con materiales viscosos y/o viscoelásticos en aplicaciones sísmicas [9].

Los amortiguadores de fluido viscoso son elementos que pueden añadirse a una estructura para proporcionar fuerzas resistentes al movimiento, sin añadir rigidez a la estructura, ni soportar carga estática, proporcionando, así un medio de disipación de energía que se activa cuando hay movimiento, por medio de la velocidad. La amortiguación entregada por estos dispositivos genera una disminución en la amplitud de la oscilación, eliminando energía del sistema transformándola en otros tipos de energía para luego disiparse [17]. Este mecanismo disipa energía transfiriendo un fluido a través de un orificio (u orificios), produciendo una presión de amortiguamiento, que varía con la velocidad. Cuanto mayor es la velocidad, mayor es la fuerza de resistencia que se produce [18].

2.4.1.1. Amortiguadores viscosos lineales

Para comenzar el estudio de la respuesta de estructuras con amortiguadores viscosos lineales, se puede considerar como primera aproximación al fenómeno, un elemento viscoso puro sometido a una excitación sinusoidal, ya que la respuesta $x(t)$ desfasada de estos elementos puede comprenderse considerando un edificio moviéndose lateralmente debido a este tipo de excitación [18], dada por la Ecuación 2.1 [9]:

$$x(t) = X_0 \sin \omega t \qquad 2.1$$

donde X_0 es la amplitud de desplazamiento entre los dos extremos del elemento, ω es la frecuencia de la excitación. La fuerza axial $F(t)$ inducida en el elemento es linealmente proporcional a la velocidad de reacción $\dot{x}(t)$ entre sus dos extremos con C_L como constante lineal de amortiguación viscosa [9, 19]:

$$F(t) = C_L \dot{x}(t) \qquad 2.2$$

Obteniendo:

$$F(t) = C_L \omega X_0 \cos \omega t \qquad 2.3$$

Ecuación en la cual al remplazar $\cos \omega t = \pm\sqrt{1 - \sin^2 \omega t}$ se obtiene $F(t) = \pm C_L \omega \sqrt{X_0^2 - x^2(t)}$, logrando la relación de desplazamiento de fuerza para el amortiguador viscoso lineal [9]:

$$\frac{F(t)}{X_0 C_L \omega} = \pm \sqrt{1 - \left(\frac{x(t)}{X_0}\right)^2} \qquad 2.4$$

El bucle de histéresis descrito por la Ecuación 2.4 tiene la forma de una elipse como se ilustra en la Figura 2.7. La amplitud de la fuerza máxima inducida en un amortiguador lineal viscoso es linealmente proporcional a la frecuencia de excitación, a la amplitud de desplazamiento y a la

constante de amortiguación. Además, la fuerza máxima en el amortiguador lineal viscoso se produce con desplazamiento cero. En cambio, en caso de desplazamiento máximo (velocidad nula), la fuerza en el amortiguador lineal viscoso es nula. En otras palabras, las fuerzas generadas por el amortiguador lineal viscoso en una estructura están "fuera de fase" con las fuerzas generadas por el sistema estructural. Esta es una ventaja significativa que los sistemas de amortiguación viscosos tienen sobre los sistemas de amortiguación histérica que generan sus fuerzas máximas cuando el sistema estructural está en su máximo desplazamiento.

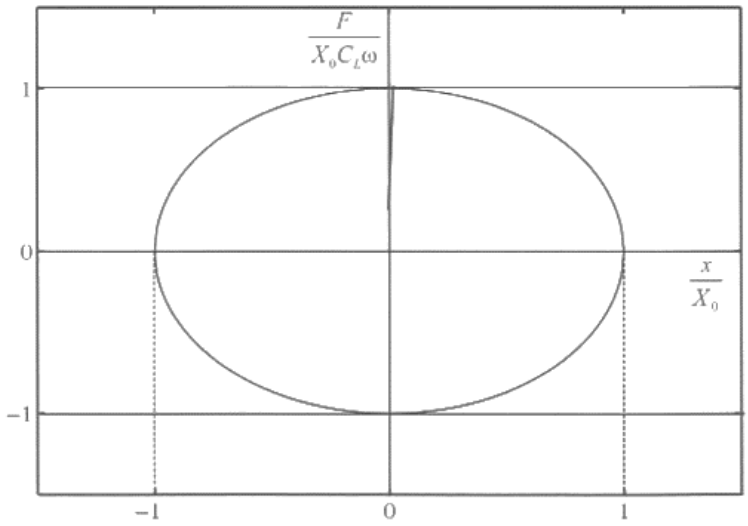


Figura 2.7 Comportamiento histérico de un amortiguador lineal de viscosidad [9].

La energía disipada por ciclo E_{vd} es linealmente proporcional a la constante de amortiguación lineal y a la frecuencia de excitación, y es proporcional al cuadrado de la amplitud de desplazamiento.

$$E_{vd} = C_L \omega^2 X_0^2 \left[\frac{t}{2} + \frac{1}{4\omega}\sin 2\omega t\right]\Big|_0^{2\pi/\omega} = C_L \omega^2 X_0^2 \qquad 2.5$$

2.4.1.2. Amortiguadores viscosos no-lineales

Los amortiguadores de tipo fluido pueden ser diseñados para comportarse como elementos viscosos no lineales, ajustando su aceite de silicona y sus características. La principal ventaja de los amortiguadores viscosos no lineales es que, en caso de un aumento de velocidad, la fuerza en el amortiguador viscoso se controla para evitar sobrecargar el amortiguador o el sistema de arriostramiento al que está conectado.

La fuerza axial desarrollada por un amortiguador viscoso no lineal $F(t)$ se expresa mediante:

$$F(t) = C_{NL} sgn(\dot{x}(t))|\dot{x}(t)|^{a_{vd}} \qquad 2.6$$

Donde C_{NL} es la constante de amortiguación viscosa no lineal y a_{vd} es un coeficiente de velocidad predeterminado en el rango de [0,2 a 1]. Cuando a_{vd}=1 el dispositivo actúa como un amortiguador lineal viscoso y la Ecuación 2.6 es equivalente a la Ecuación 2.2 Por otro lado, cuando a_{vd}> 1, el

dispositivo actúa como una unidad de transmisión de choques o de bloqueo, desarrollando grandes fuerzas a altas velocidades.

La Figura 2.8 ilustra la ventaja de utilizar amortiguadores viscosos no lineales con a_{vd}<1 que, como ya se mencionó, es la reducción de las fuerzas de amortiguación a altas velocidades.

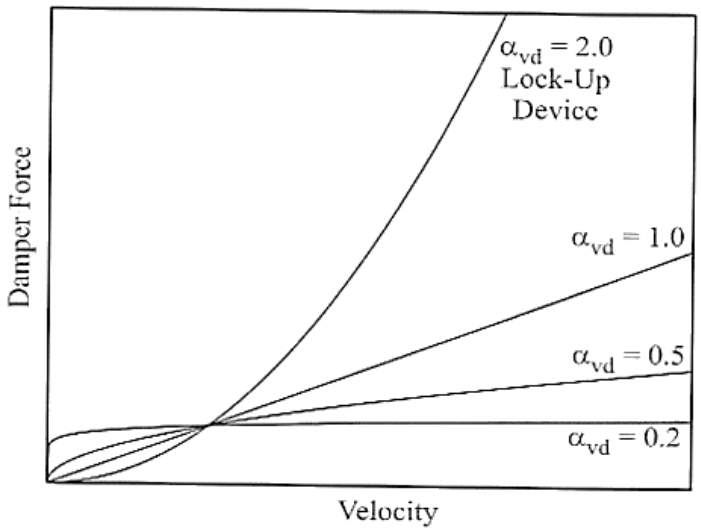


Figura 2.8 Propiedades fuerza-velocidad de diferentes amortiguadores viscosos no lineales [9].

De manera análoga a un amortiguador lineal, para el amortiguador viscoso no lineal se puede considerar que este está sujeto a una historia de desplazamiento relativo armónico entre sus extremos $x(t)$, dado por:

$$x(t) = X_0 \sin \omega t \qquad 2.7$$

Sustituyendo la Ecuación 2.7 en la Ecuación 2.6:

$$F(t) = C_{NL} sgn(\cos \omega t) |\omega X_0 \cos \omega t|^{a_{vd}} \qquad 2.8$$

Luego se obtiene la relación fuerza-desplazamiento para el amortiguador viscoso no lineal.

$$\frac{F}{C_{NL}(X_0 \omega)^{a_{vd}}} = \pm \left(1 - \left(\frac{x(t)}{X_0}\right)^2\right)^{\frac{a_{vd}}{2}} \qquad 2.9$$

El bucle de histéresis descrito por la Ecuación 2.9 se ilustra en la Figura 2.9 para tres valores diferentes de a_{vd}.a cual permanece desfasada [9].

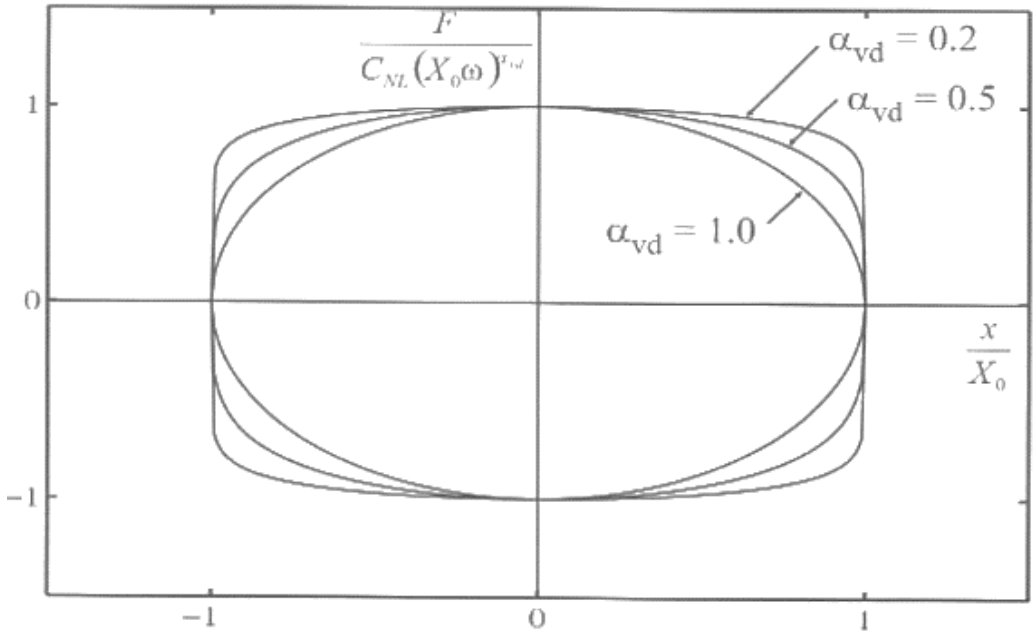


Figura 2.9 Comportamiento histérico de los amortiguadores viscosos no lineales [9].

La energía disipada por un amortiguador viscoso no lineal E_{vd} en cada ciclo es:

$$E_{vd} = 2\sqrt{\pi}C_{NL}(X_0)^{a_{vd}+1}\omega^{a_{vd}}\frac{\sqrt{\pi}}{2\omega}\frac{\tau(1+a_{vd}/2)}{\tau\left(3/2+\frac{a_{vd}}{2}\right)} \qquad 2.10$$

Donde τ es la función gamma[2].

[2] Función gamma: Función matemática $\int_0^\infty e^{-t}t^{z-1}\,dt = \tau(z)$ $(z = a + bi \in \mathbb{C})$ [30].

2.4.2. Disipadores histeréticos

Los disipadores de energía histeréticos están diseñados como elementos reemplazables para tomar parte de la energía inducida por el terremoto, activándose por medio del desplazamiento de la estructura y disiparla a través del comportamiento histerético, en el rango no lineal, por lo cual generalmente se utiliza acero en estos dispositivos, que tiene un comportamiento más estable que otros materiales. Lo que implica que la fuerza de resistencia de estos dispositivos depende de las características de tensión-deformación no lineales del material.

En la Figura 2.10 se puede observar los efectos que generan la incorporación de un amortiguador histérico en un puente, en la curva del sistema (esfuerzo-desplazamiento) donde se puede observar como al incorporar un disipador histerético la curva característica de la estructura primaria (puente sin amortiguador) se desplaza aumentando su rigidez y resistencia, lo que implica que a una misma fuerza lateral *V* el puente re- equipado tendrá un menor desplazamiento[7].

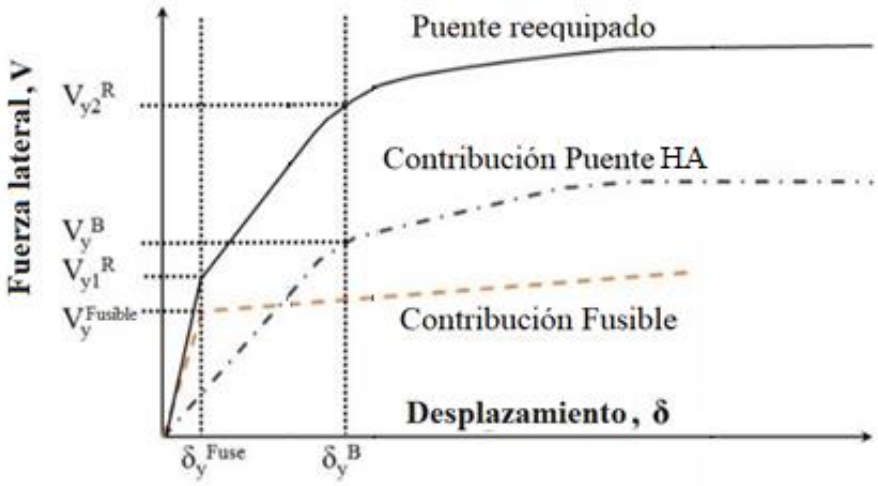


Figura 2.10 Efecto de un amortiguamiento histerético a un puente RC [7].

Los tipos de amortiguadores que presentan un comportamiento histerético son metálicos y friccionales.

Los amortiguadores metálicos aprovechan el comportamiento de los metales cuando se deforman en el rango post-elástico para disipar la energía, por otro lado, los amortiguadores de fricción disipan energía por fricción que se genera entre el rose entre dos elementos deslizándose uno respecto a otro [9].

Estos amortiguadores presentan un comportamiento histerético que puede ser idealizado por una relación carga- desplazamiento elástica perfectamente plástica como se muestra en la Figura 2.11.

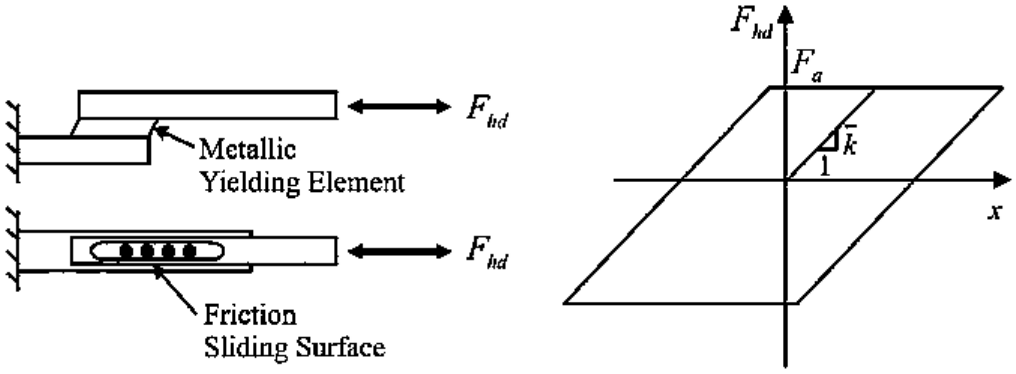


Figura 2.11 Relación idealizada carga-desplazamiento para amortiguadores metálicos y de fricción [9].

En los amortiguadores metálicos, la carga F_a, mostrada en la Figura 2.11 es la carga que activa el amortiguador (carga de fluencia). Para los amortiguadores de fricción, F_a corresponde a la carga que genera el deslizamiento del amortiguador, también para la mayoría de estos, la rigidez elástica puede asociarse con la rigidez de los elementos de arriostramiento de la conexión.

Para el estudio de la respuesta dinámica básica de estructuras con amortiguadores histeréticos se puede añadir un dispositivo genérico histerético a un sistema lineal simple de un grado de libertad sometido a una aceleración del suelo [9].

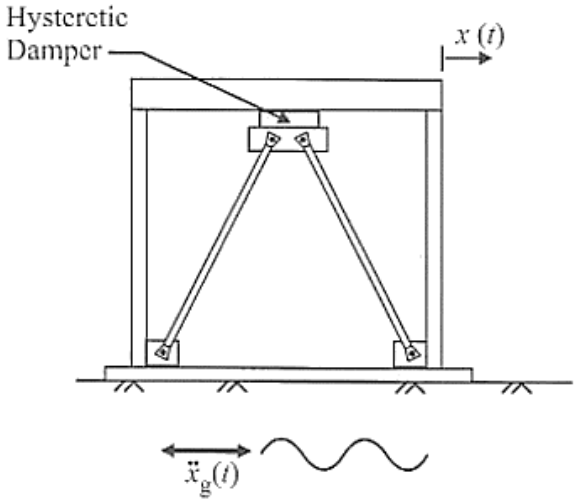


Figura 2.12 Sistema de un solo grado de libertad con amortiguador histerético incorporado [9].

La ecuación del de movimiento para el sistema con un amortiguador histerético incorporado se puede escribir como:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) + F_{hd}(t) = -m\ddot{x}_g(t) \qquad 2.11$$

Donde, m es masa, c constante de amortiguación viscosa equivalente y k es la rigidez lateral de la estructura, $x(t), \dot{x}(t), \ddot{x}(t)$ representan desplazamiento, velocidad y aceleración relativas respectivamente y $F_{hd}(t)$es la fuerza horizontal proporcionada por el amortiguador histerético.

La estructura está sometida a una excitación armónica de la base dada por:

$$\ddot{x_g} = a_g \sin \omega_g t = -\frac{p_0}{m} \sin \omega_g t \qquad 2.52$$

ω_g es la frecuencia angular de excitación del suelo, a_g es el peak de aceleración del suelo y p_0 la amplitud de la carga equivalente aplicada. Luego, mediante un análisis dinámico no lineal se puede obtener la amplitud de la respuesta en estado estacionario y si esta se normaliza respecto a la amplitud de excitación, se pueden observar los efectos del amortiguador histerético en la respuesta de la estructura.

El desplazamiento lateral estático de la estructura se define como:

$$x_{st} = \frac{p_0}{k} \qquad 2.63$$

Luego la deflexión lateral del sistema necesario para activar el amortiguador histerético es:

$$x_0 = \frac{F_{lat}}{k_d} \qquad 2.74$$

Donde F_{lat} es la carga lateral horizontal que activa el amortiguador.

La amplitud de la respuesta (A) normalizada por x_{st} se muestra en la Figura 2.13 en donde la relación x_{st}/x_0 puede expresarse como:

$$\Lambda_{hd} = \frac{x_{st}}{x_0} = \frac{p_0}{F_{lat}} \qquad 2.8$$

El parámetro Λ_{hd} del sistema amortiguado histereticamente se expresa en función tanto de la rigidez lateral del amortiguador (añadido respecto a la rigidez de la estructura original k_d/k) como de la carga de activación del amortiguador en relación con la amplitud de la excitación aplicada F_0/F_{lat}, la respuesta que se presenta en la Figura 2.13 es para sistemas con $\frac{k_d}{k} = 0{,}55$.

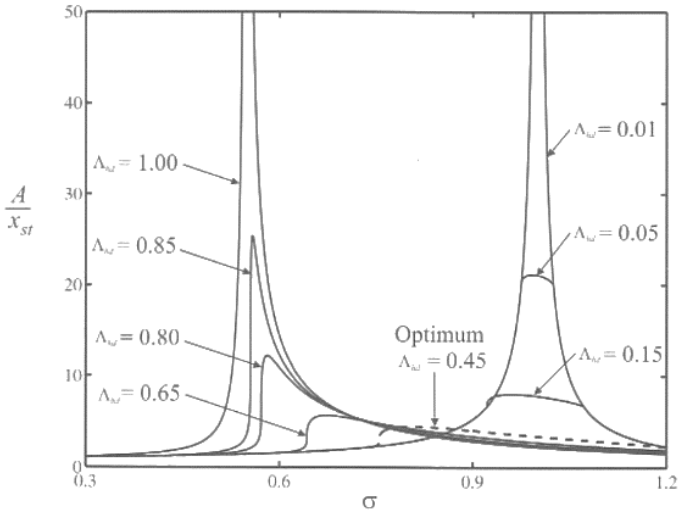


Figura 2.13 Amplitud de respuesta en estado estacionario del sistema de un solo grado de libertad con amortiguador histerético bajo excitación de base armónica, $\frac{k_d}{k} = 0{,}55$ [9].

Como puede contemplarse en la Figura 2.13, para valores de Λ_{hd} superiores a 0,85 la frecuencia natural aparente del sistema con el amortiguador histerético es similar a la del sistema inicial. El

efecto del amortiguador es similar a un aumento de amortiguamiento viscoso con menores amplitudes de vibración para valores más bajos de Λ_{hd}. Sin embargo, para valores de Λ_{hd} por debajo de 0,85, la frecuencia natural aparente del sistema se ve afectada por la adición del amortiguador histerético. El efecto del amortiguador es aumentar la cantidad de amortiguamiento en el sistema como alterar sus propiedades dinámicas. La cantidad de amortiguamiento también aumenta para valores decrecientes de Λ_{hd}. Cuando Λ_{hd} es inferior a 0.15, el período natural del sistema se vuelve similar al del sistema completamente reforzado. En este rango, sin embargo, los valores más bajos de Λ_{hd} dan como resultado mayores amplitudes de respuesta [9].

La adición de amortiguadores histeréticos a un sistema tiene tres efectos posibles:

- La adición de amortiguación suplementaria sin modificar significativamente las propiedades dinámicas del sistema para $\Lambda_{hd} \geq 0{,}85$.
- La adición de amortiguación adicional junto con una modificación de las propiedades dinámicas del sistema que optimiza el uso del amortiguador $\Lambda_{hd} \approx 0{,}45$.
- La adición de una amortiguación adicional junto con un efecto significativo en las propiedades dinámicas del sistema. Esta modificación es el equivalente a agregar una llave al sistema $\Lambda_{hd} \leq 0{,}15$, [9].

Algunos ejemplos de amortiguadores histeréticos se pueden ver en la Figura 2.14, donde se presentan algunos tipos de amortiguadores histeréticos utilizados en la actualidad, como lo son (a) Las riostras de pandeo restringido, que usualmente están compuestas de dos partes: un núcleo de acero y el encamisado, el núcleo de acero es el que disipa energía, que usualmente está compuesto con perfiles de acero doble T, cruciformes, tubos o placas; el elemento exterior, por lo general, es un tubo de acero relleno con hormigón o mortero, o compuesto completamente de acero. El núcleo de las riostras y el encamisado tiene que estar separados por un material que permita el movimiento entre ambas partes [8], siendo la principal característica de las riostras de pandeo restringido es que la respuesta histerética permanece estable en tracción y compresión [9]. (b) Amortiguadores en forma de U basado en el uso de tiras de acero dulce dobladas en frío para obtener elementos en forma de U en la configuración uniaxial del dispositivo, El elemento U se deforma a lo largo de la dirección. Debido al movimiento longitudinal relativo en ambos extremos, las deformaciones plásticas se transfieren de la parte doblada con un movimiento de estirar y doblar. Por lo tanto, todo el sistema se puede activar a lo largo de la dirección paralela. Además, para realizar dispositivos biaxiales [22]; (c) Vigas de arriostramiento excéntricas (EBFs),las fuerzas de corte de la planta se transfieren a las arriostras mediante la flexión y las fuerzas de corte desarrolladas en el enlace de acero dúctil. El enlace está diseñado para producir y disipar energía al tiempo que evita el pandeo de los miembros de las arriostras [21]. (d) Las Riostras disipadores de energía (EBDs) basado en el comportamiento histerético del acero en donde su componente centrar son dispositivos tipo ADAS (placas de acero en forma de X) que se deforman plásticamente en doble flexión en los movimientos relativos entre barras en forma de C y soportes [23].

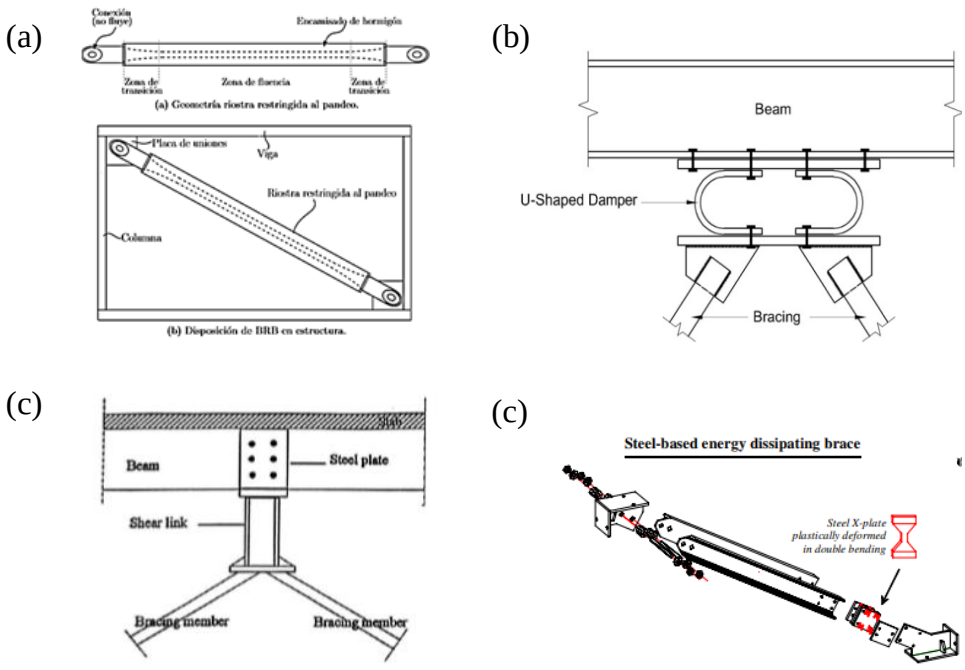


Figura 2.14 (a) Riostras con pandeo restringido [9]; (b) Amortiguadores en forma de U [22]; (c) Vigas de arriostramiento excéntrica [21]; (d) Riostras disipadoras de energía [23].

3. Caso estudio

En este Capítulo se realizará una descripción del caso estudio, paso inferior Chada, utilizado para evaluar el efecto de la incorporación de amortiguadores, mostrados en los Capítulos 4 y 5. La información expuesta en este capítulo está principalmente basada en el levantamiento de la estructura contenido en el trabajo realizado por Leonel Peralta, en 2018, *"Evaluación de la rotación sísmica del tablero en puentes rectos e influencia del travesaño"* [14].

3.1. Descripción del Paso inferior Chada

3.1.1. Ubicación

El paso inferior Chada está localizado en el kilómetro 43.3 de la ruta Acceso Sur (latitud 33°52'11.96"S, longitud 70°43'34.30"O) se encuentra en el límite de la Región Metropolitana y la Región Libertador Bernardo O'Higgins mostrado en la Figura 3.1.

Figura 3.1 Ubicación Paso inferior Chada (Fuente: GoogleEarth).

3.1.2. Estructuración

El paso inferior Chada está diseñado como un tablero continuo de dos vanos soportado por cuatro vigas pretensadas, una cepa central y dos estribos. La superestructura no fue diseñada con diafragma transversal, pero contempla 16 apoyos elastoméricos, seis topes laterales de hormigón armado, nueve pilotes, y 24 barras sísmicas.

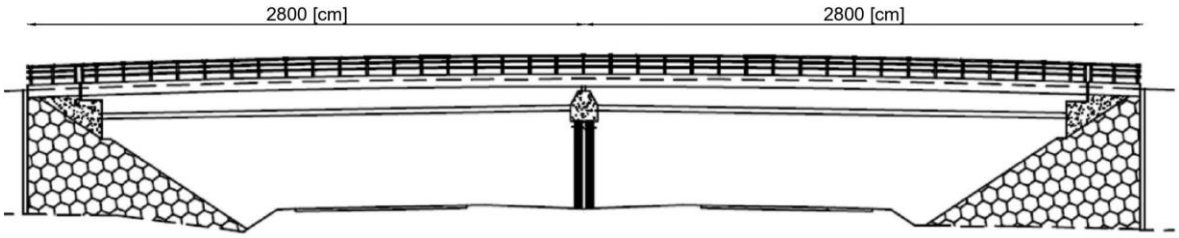


Figura 3.2 Elevación paso inferior Chada [14].

Según la información recabada, para la construcción del puente se utilizó acero de refuerzo A630-420, el hormigón utilizado para la superestructura, subestructura y emplantillado fue de calidad H30, H25 y H5, respectivamente [14].
Los elementos no estructurales del puente son las barandas anti-impacto, la carpeta de rodado y las aceras.

El puente Chada tiene una longitud de 56 [m] y ancho de 13 [m], con dos vanos de 28 [m]. El tablero tiene una losa de 20 [cm] de espesor, una carpeta de asfalto de 5 [cm] con dos aceras de 1.5 [m] de ancho.

Las vigas pretensadas son de sección doble T con una altura de 1.51 [m], espaciadas a 3.73 [m] en los extremos y 3,74 en el centro. Las juntas de dilatación entre el tablero y los estribos tienen un espaciamiento de 8 [cm] como se muestra en la Figura 3.3.

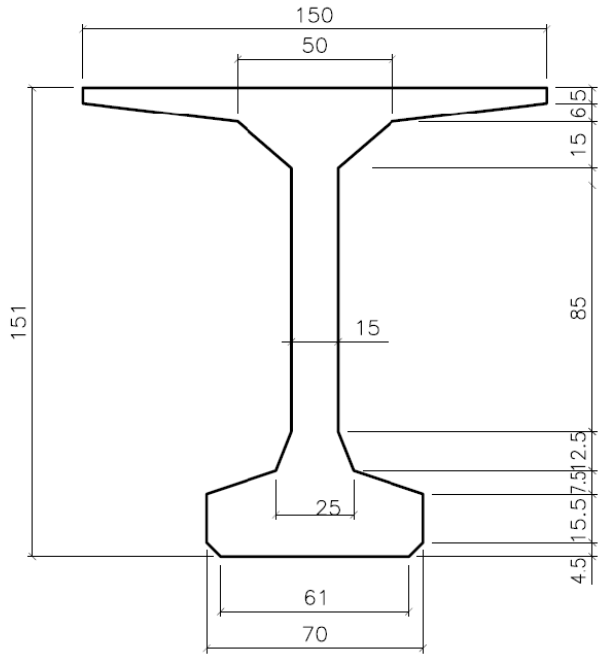


Figura 3.3 Sección transversal viga pretensada [14].

La cepa central está compuesta de tres columnas, una viga cabezal, una fundación corrida y tres pilotes como se muestra en la Figura 3.4. Las columnas tienen 1[m] de diámetro y 5.6 [m] de altura, espaciadas a 5 [m]. La viga cabezal posee una altura variable de 1.2 [m] en los extremos y de 1.33 [m] en el centro con un largo de 13 [m] y 1.5 [m] de ancho. La fundación corrida consta de una

sección de 1.5 [m] por 1.5 [m] de 12.1[m] de largo con pilotes de 1,5 [m] de diámetro y 17.07 [m] de altura.

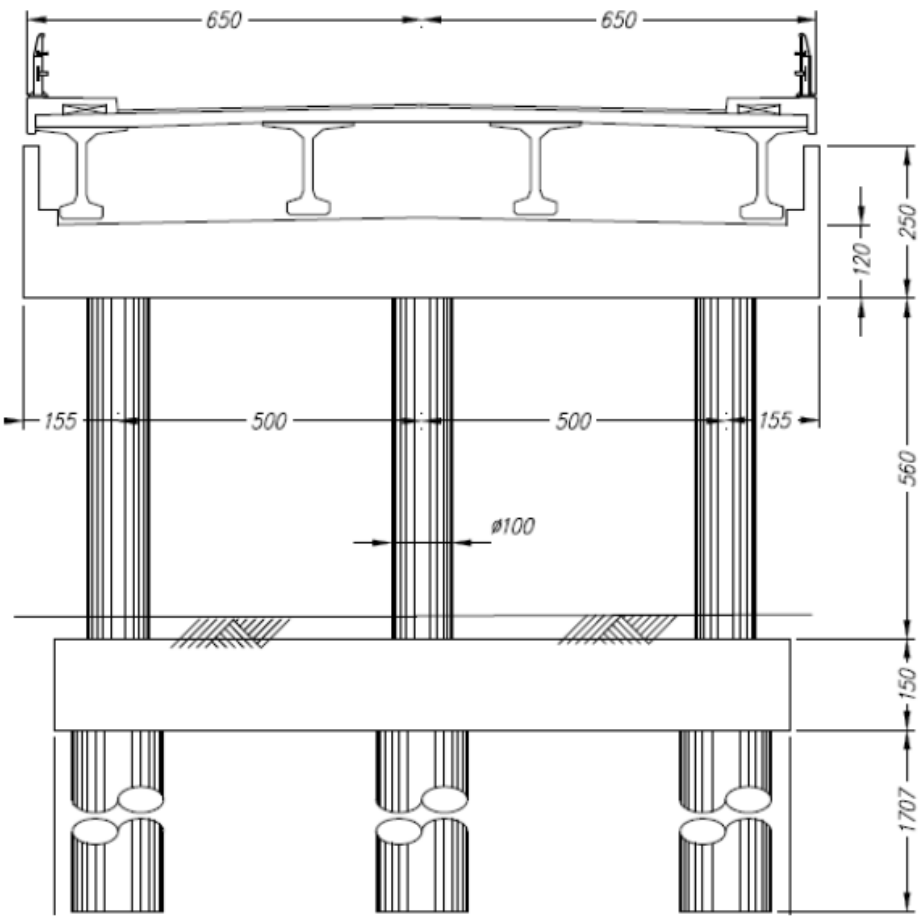


Figura 3.4 sección transversal de la cepa central [14].

Los estribos están compuestos por una mesa de apoyo conformada por una viga, un muro espaldar, dos alas y tres pilotes. La viga tiene una altura que variante entre 1.5 a 1.63 [m] como se muestra en la Figura 3.5, tiene un ancho de 1.7 [m] y largo de 13 [m]. El muro espaldar tiene un espesor de 0.45 [m] en la parte inferior y una altura desde la mesa de apoyo de 1.81 [m] como se muestra en la Figura 3.6 (b). Las alas son trapecios irregulares de 3.45 [m] de altura y con bases de 3.35 y 1.23 [m] como se muestran en la Figura 3.6 (a). Los pilotes poseen un diámetro de 1.5 [m] y 23.2 [m] de largo.

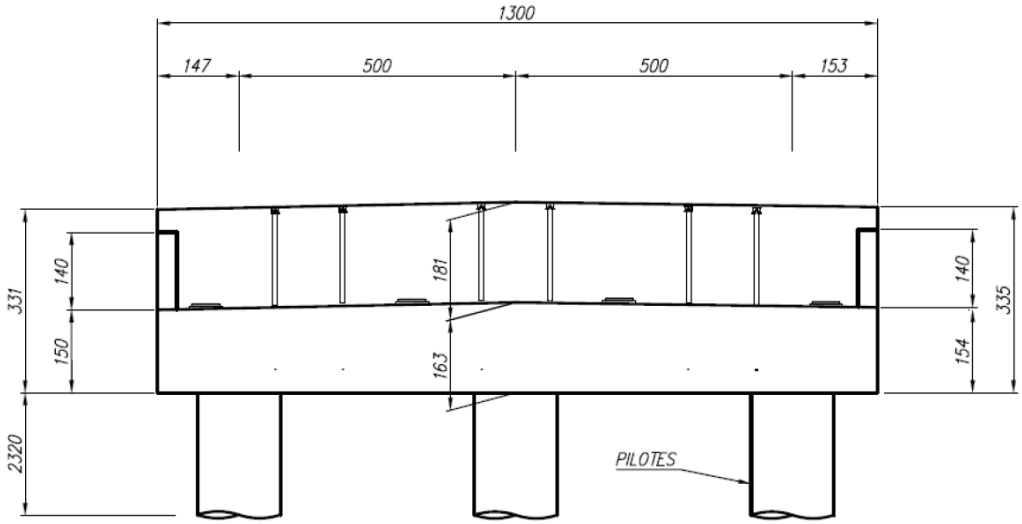


Figura 3.5 Sección transversal de estribos [14].

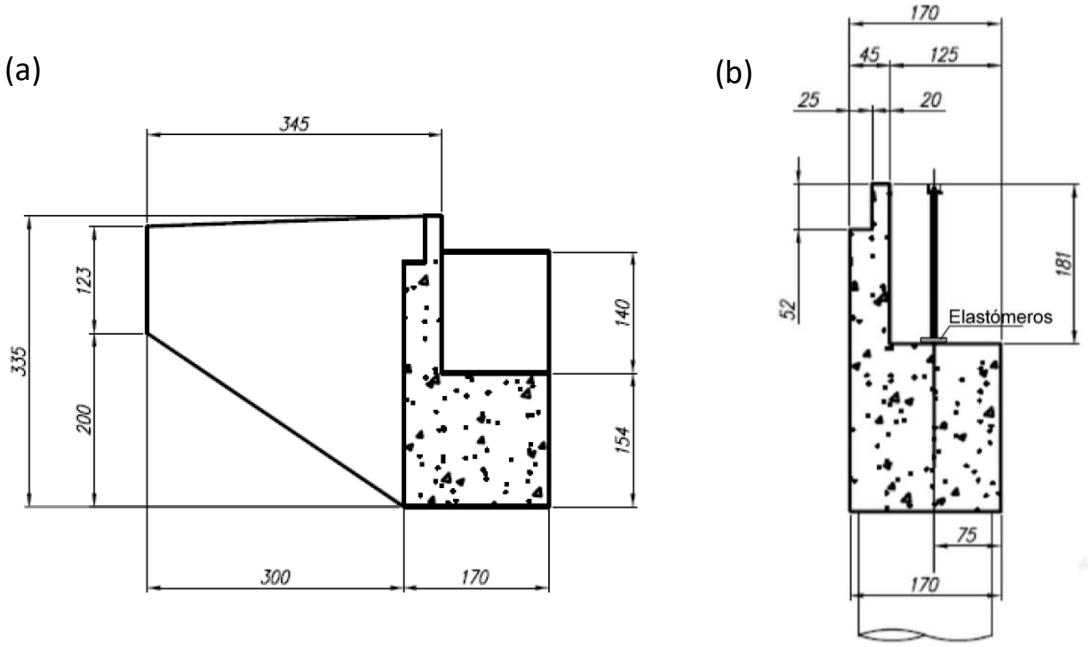


Figura 3.6 sección transversal de los estribos; (a) sección con alas, (b) sección sin alas [14].

El puente posee 16 apoyos elastoméricos de dos tipos, compuestos de goma de neopreno y planchas de acero, de sección rectangular de 30 x 50 [cm^2], unos de 4.7 [cm] de altura en los estribos y de 3.4 [cm] de altura en la cepa central, como se muestran en la Figura 3.7. En los estribos hay un apoyo elastomérico bajo cada viga pretensada a una distancia desde el eje del apoyo al borde libre de los estribos de 75 centímetros, como se presenta en la Figura 3.6 (b); en la cepa central hay ocho apoyos con una distancia desde el eje de apoyo al borde libre de la viga cabezal de 30 [cm].

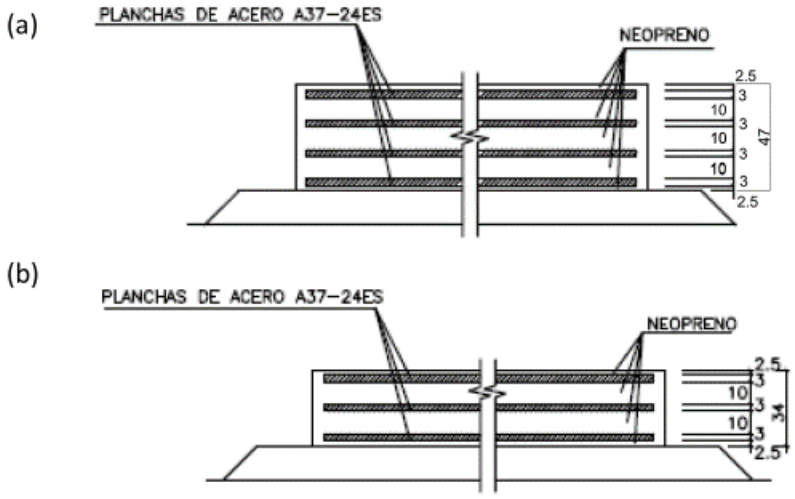


Figura 3.7 Apoyos elastoméricos; (a) en estribos (b) en cepas [14]

El puente posee un total de 24 barras sísmicas, 12 en la cepa central y 6 en cada estribo. Las barras sísmicas conectan las cepas y estribos con la losa, con un perno de anclaje de 2.2 [cm] de diámetro. Adicionalmente, el puente tiene topes laterales de hormigón armado en los estribos y en la cepa central ubicados en los extremos del tablero.

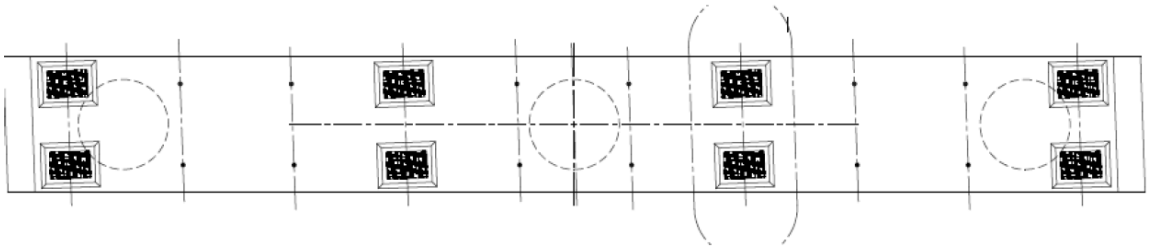


Figura 3.8 Vista en planta de las barras sísmicas y apoyos elastoméricos [14].

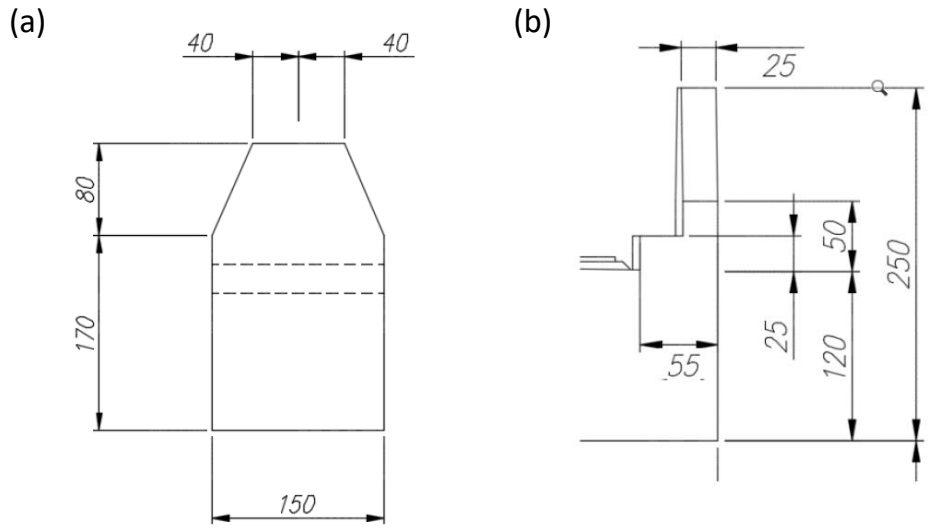


Figura 3.9 Topes laterales en la cepa central; (a) Corte en dirección longitudinal; (b) Corte en dirección transversal [14].

Los topes de la cepa poseen una forma poligonal de ancho variable entre 150 y 80 [cm], altura total de 130 [cm] y un espesor entre 55 y 25 [cm] como se muestra en la Figura 3.9.

Los topes de los estribos son rectangulares con un ancho de 125 [cm], una altura 140 [cm] y espesor 35 [cm] con un espaciamiento entre las vigas pretensadas y los topes laterales de 5.6 [cm].

3.2. Daños en el puente Chada tras el Terremoto del Maule 2010

El paso inferior Chada, puente recto, después del terremoto de Maule de 2010, fue catalogado como dañado severamente por el *Postearthquake Reconnaissance Report on Transportation Infrastructure Impact of the February 27, 2010, Offshore Maule Earthquake in Chile* [16].

La superestructura del puente se desplazó de manera significativa con un giro del tablero en sentido contrario de las manecillas del reloj, esto provocó el choque de las vigas longitudinales con los topes sísmicos, causando grietas en ambos, teniendo un desplazamiento transversal entre la superestructura y la subestructura entre 640 [mm] y 780 [mm], como se muestra en las Figuras 3.10 y 3.11.

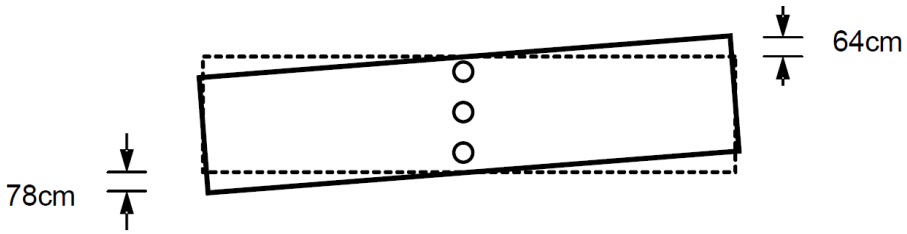


Figura 3.10 Rotación de la superestructura del paso inferior Chada [16].

Figura 3.11 Desplazamiento transversal del tablero sobre el estribo del paso inferior Chada [14].

En la Figura 3.12 se presenta el plano en planta del paso inferior Chada en el cual se puede ver en negro la cepa central con la disposición de los 8 apoyos elastoméricos, desde la parte inferior de la ilustración hacia la superior se presentan las vigas longitudinales 1, 2, 3 y 4, respectivamente.

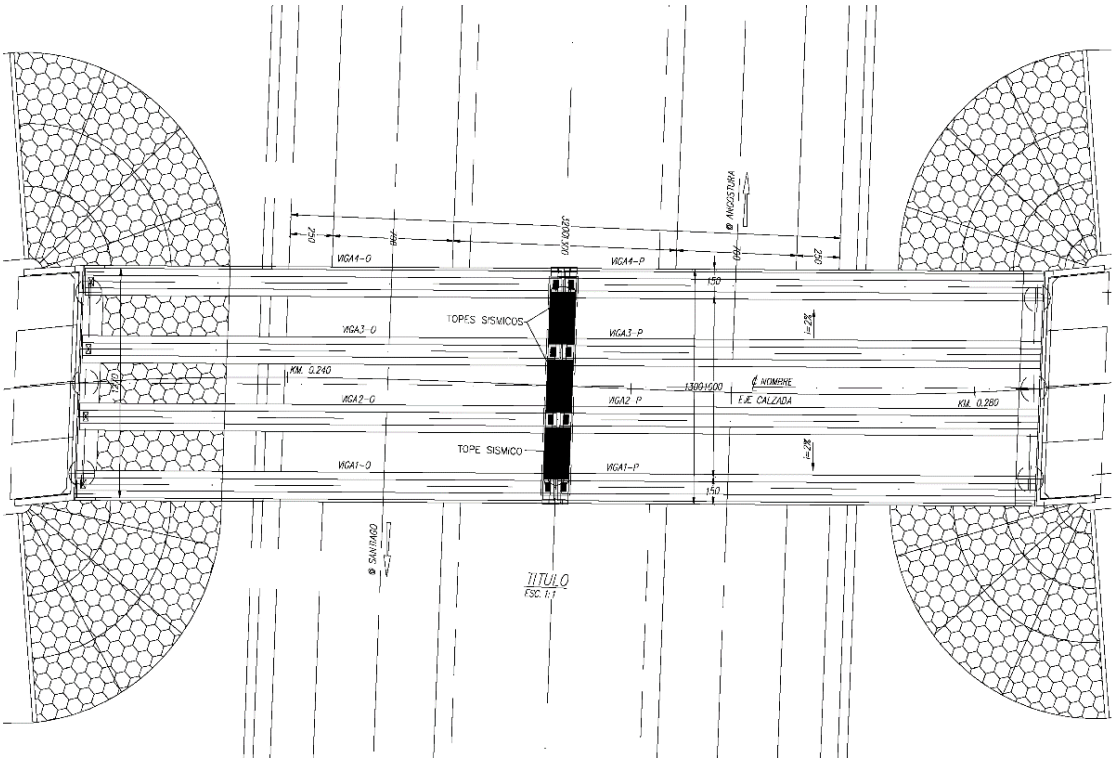


Figura 3.12 Planos del paso inferior Chada [24].

El Paso Inferior Chada luego del Terremoto del Maule en 2010 registró un desplazamiento de 74 [cm] dirección Sur (estribo poniente), además de una falla generalizada en el alma de la viga 4-P (ver Figura 3.12), que se puede observar en la Figura 3.13 letras (a), (b) y (f), afectando los cables pretensados de esta, producto del impacto contra el tope sísmico del estribo. Las vigas 2-P y 3-P

tuvieron agrietamiento en el ala que tiene contacto con la mesa de apoyo del estribo y desprendimiento de hormigón [16].

Las barras antisísmicas se doblaron en dirección del desplazamiento transversal (dirección Sur) Figura 3.13 (c). El terraplén del estribo poniente descendió 0.8 [m] dejando expuestos los pilotes, como se puede observar en la Figura 3.13 puntos (b) y (d) [16].

La viga 1-P tuvo un desplazamiento dirección Norte, sobre la mesa de apoyo en la cepa, lo cual provoco desprendimiento del tope sísmico lo mismo ocurrió con las vigas 2-P y 4-P sobre la cepa, en el estribo oriente el tablero registro un desplazamiento en dirección Norte de 0.8 [m]; en este punto las barras antisísmicas se desplazaron en dirección Norte, ver Figura 3.13 [14, 16].

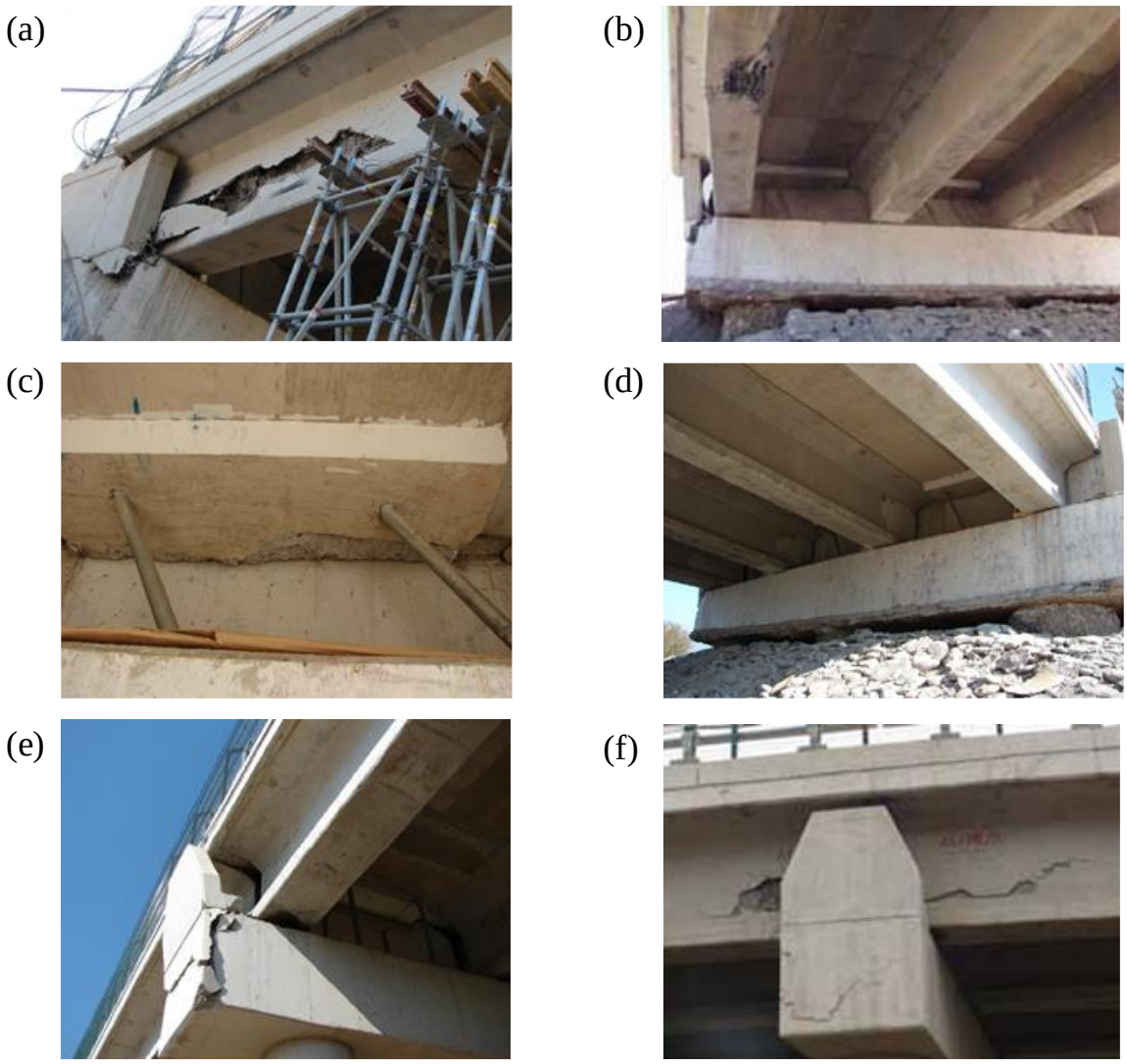


Figura 3.13 Daños en el paso inferior Chada (a)Topes laterales sobre estribos; (b)estribos y vigas longitudinales; (c) Barras antisísmicas; (d) Estribos y vigas longitudinales ;(e) y (f) topes laterales y viga longitudinal sobre la cepa central [14, 16].

Este paso inferior se restauró después del terremoto del Maule 2010, donde la estructura no tuvo cambios significativos, pero si se generaron algunas modificaciones. Se agregaron topes laterales intermedios de hormigon armado además de diafragmas transversales y barras sísmicas sólo en la cepa.

Los topes laterales intermedios de hormigón en los estribos y en la cepa consisten en bloques de 30 [cm] de altura, de 286 [cm] de ancho y de 116 [cm] de profundidad. Se incorporó un diafragma de hormigón armado de 30 centímetros de espesor entre las vigas pretensadas, este diafragma se realizó en la cepa y en los estribos del puente.

(a)

(b)

Figura 3.14 Estado actual del Paso inferior Chada [14].

4. Modelación Analítica

4.1. Modelo tridimensional

Se modelará la situación del puente previo al retrofit realizado posterior al Terremoto de Maule 2010, para la realización del modelo se utilizaron cuatro tipos de elementos del programa Ruaumoko: Frame member (elemento barra), Spring member (elemento resorte), Contac o Impact member (elemento de impacto) y Damper (amortiguador), como se muestra en la Figura 4.1.

El primer elemento llamado Frame que se presenta en la Figura 4.1 (a), es un miembro tridimensional para elementos de viga o columna que puede utilizar todas las reglas de histéresis que rigen el comportamiento de posibles rótulas plásticas en cada extremo del miembro, para comportamiento inelástico sigue el modelo de Giberson. Tiene bloques rígidos en los extremos [25].

El segundo elemento llamado Spring o resorte se utiliza para modelar efectos especiales en la estructura, ya que, en estructuras bidimensionales, se pueden utilizar para representar miembros que actúan fuera del plano y en el programa tridimensional el miembro Spring puede tener un resorte longitudinal, dos resortes transversales, uno de torsión y dos resortes de rotación y puede seguir cualquier regla de histéresis, Figura 4.1 (b).

El tercer elemento Contac, está diseñado para representar el comportamiento de los miembros que modelan el impacto entre edificios durante terremotos o interacción entre cimientos y el suelo. Este elemento tiene acciones tanto de rigidez como amortiguamiento además de provisión para aplicar fuerza de fricción, Figura 4.1 (c).

Por último, el elemento Damper que sirve principalmente para dar amortiguamiento a la estructura ingresando un coeficiente de amortiguamiento en las 3 direcciones principales “x”, “y” e “z”, y 3 coeficientes de amortiguamiento en rotación si es necesario: rotación sobre los ejes x-x, y-y e z-z, para obtener la fuerza de amortiguamiento por medio de la fórmula:

$$Fuerza\ de\ amortiguamiento = Coef.Amortiguamiento\ (C) * Velocidad^{\alpha} \qquad 4.1$$

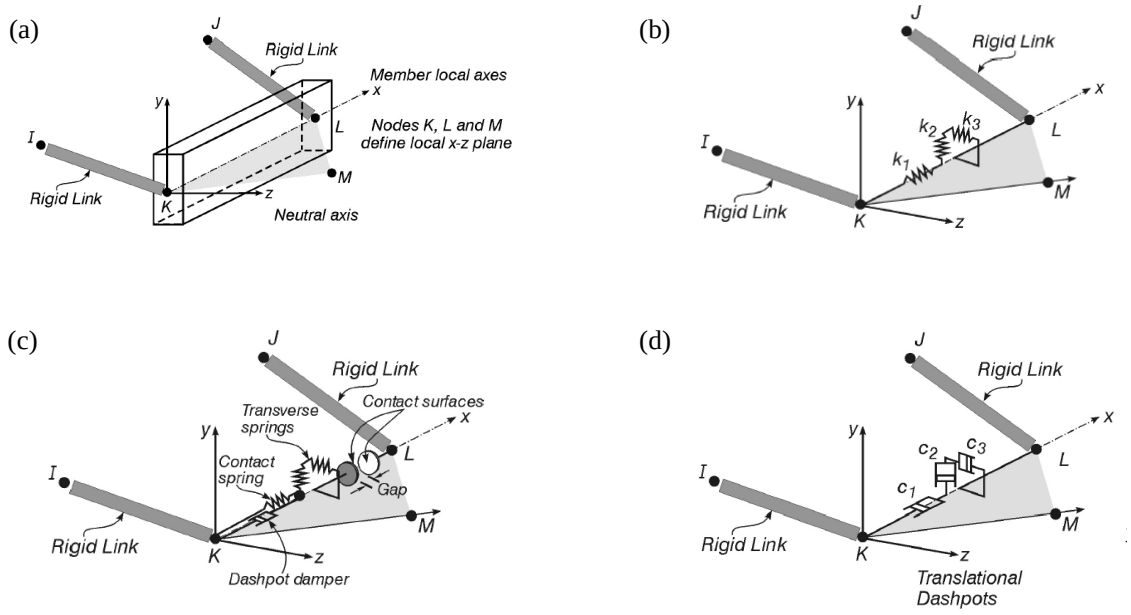


Figura 4.1 Elementos utilizados en el modelo tridimensional[25].

Los parámetros necesarios para definir cada uno de estos elementos se obtuvieron del levantamiento de las propiedades físicas y mecánicas de la estructura en estudio [14].

El modelo tridimensional del paso inferior Chada se presenta en la Figura 4.2, este se divide en superestructura (tablero y vigas longitudinales), subestructura (formada por la mesa de apoyo de los estribos, la viga cabezal y columnas), conexión entre ambos (apoyos elastoméricos) y elementos de impacto (topes laterales y muro espaldar en los estribos). Como se pudo observar en el Capítulo 2 en los puentes chilenos se espera que el daño se centre en las conexiones de superestructura - subestructura y elementos de impacto, por lo cual los elementos de la súper y sub-estructura se modelarán lineales elásticos.

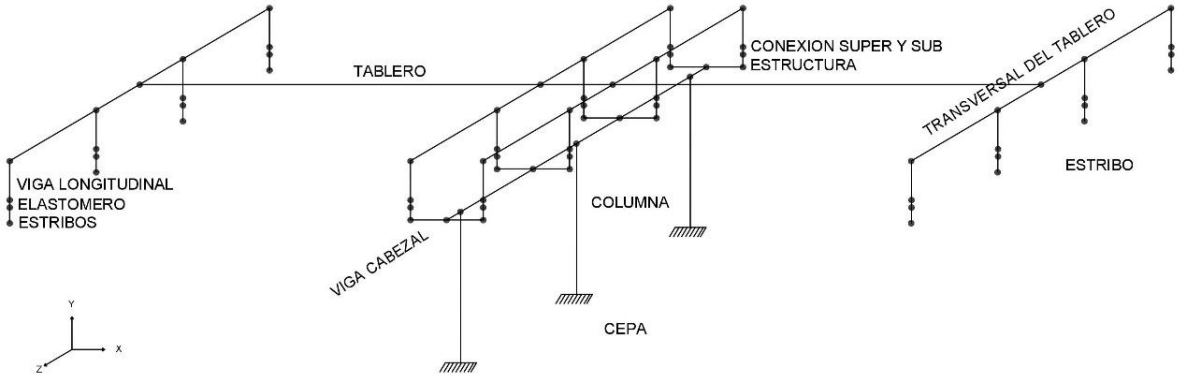


Figura 4.2 Modelo tridimensional del Paso Inferior Chada.

En el modelo realizado se utilizaron conexiones rígidas en distintas partes de la estructura para generar compatibilidad geométrica de los grados de libertad entre nodos, con el propósito de dar geometría al puente. Por lo cual, para estos elementos se utilizó un área de 1 [m^2] con un módulo de elasticidad 100000 veces el módulo de elasticidad del hormigón de la superestructura.

En la Figura 4.3 se muestran las elevaciones transversales en el capitel central (a) y estribos (b) del puente en los cuales se pueden ver las conexiones rígidas utilizadas y conexión entre la superestructura y la subestructura, sección transversal de las vigas longitudinales, los apoyos elastoméricos y topes laterales.

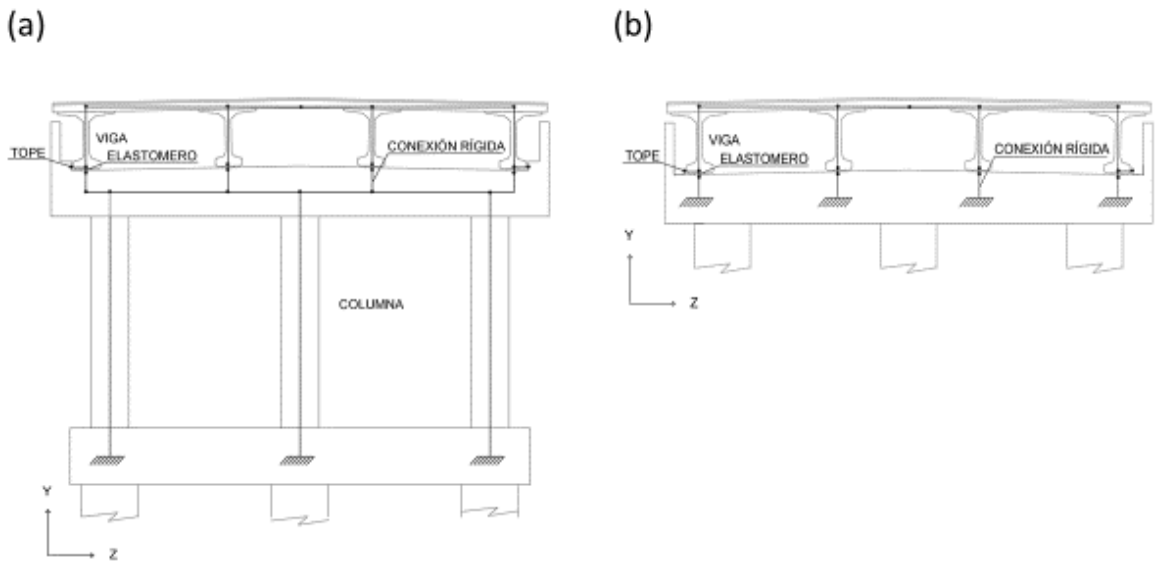


Figura 4.3 Elevación transversal del Modelo; (a) Cepa central; (b) Estribos[14].

4.1.1. Superestructura

Para la superestructura se utilizó un hormigón H-30, con una resistencia cúbica (f_c) de 30 [MPa] y una resistencia característica equivalente (f_c') 25 [MPa], de acuerdo a la NCh 170 Of 85 [31]. Con un módulo de elasticidad de 23500 [MPa], ACI 318S-11, Capitulo 8.5 [32].

El modulo cortante se tomó como 9400 [MPa], un 0.4 del módulo de elasticidad (E_c), ACI318S-11, Capítulo R 8.8.2.

La superestructura puede dividirse en 3 elementos importantes: el tablero, las vigas pretensadas o longitudinales y 4 elementos transversales.

El elemento tablero se definió como el conjunto tablero y vigas pretensadas, como se muestra en la Figura 4.4. Esto es para efecto de determinar propiedades tales como: secciones transversales, inercia rotación, entre otras.

El tablero se definió con un elemento barra (Frame) en dirección x (coordenadas globales, ver Figura 4.2), para el cálculo de las propiedades geométricas se contempló como sección transversal del tablero: 20 [cm] de losa, 5 [cm] de carpeta asfáltica y las 4 vigas longitudinales, como se presenta en

la Figura 4.4. Para definir la sección transversal del tablero se utilizaron elementos rígidos situados sobre los estribos y viga cabezal del puente, con la finalidad de simular la geometría del tablero.

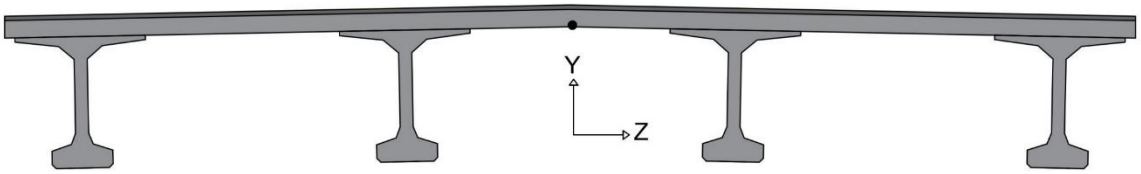


Figura 4.4 Sección transversal del tablero.

Tabla 4.1 Propiedades geométricas sección transversal del tablero.

	Área $[m^2]$	Inercia yy $[m^4]$	Inercia zz $[m^4]$	Inercia de Rotación $[m^4]$
Tablero	4.67	1.46	72.83	0.11

Para vigas longitudinales, como el paso inferior Chada en su construcción no contemplaba un diafragma rígido entre las vigas longitudinales, en el modelo se consideró la rigidez lateral de estas cuando se someten a una fuerza lateral en la zona de contacto con los apoyos elastoméricos. Por lo cual se consideró una rigidez lateral de 15000 $[kN/m]$, dato obtenido del trabajo realizado por Leonel Peralta [14] por medio de un modelo simplificado de la sección transversal de la viga.

Las propiedades de la viga se obtuvieron en base a la rigidez lateral, la altura de la viga y su módulo de elasticidad con lo cual se pudo obtener la inercia por medio de la ecuación:

$$k = \frac{12EI}{L^3} \tag{4.1}$$

$$I = \frac{k \cdot L^3}{12 \cdot E} = \frac{15000\,\frac{kN}{m} \cdot 1{,}51^3}{12 \cdot 23400000} = 1.8392x10^{-4} \tag{4.2}$$

Por otro lado, al elemento tipo Frame se le dio un área de 0,04 [m]y largo 1.51 [m] (altura de las vigas longitudinales).

Tabla 4.2 Propiedades vigas longitudinales.

	Área $[m^2]$	Inercia yy $[m^4]$	Inercia zz $[m^4]$	Rigidez $[kN/m]$
Vigas longitudinales	0.04	1.84e-4	1.84e-4	15000

4.1.2. Subestructura

Para la subestructura a diferencia de la Superestructura, se utilizó un hormigón H-25, con una resistencia cubica (fc) de 25 [MPa], con una resistencia característica equivalente (fc') de 20 [MPa] y módulo de elasticidad de 21000 [MPa].

El módulo cortante (G), se tomó como un 0.4 del módulo de elasticidad [32], dando como resultado $G = 8408$ [MPa].

La subestructura está compuesta por 2 estribos o mesas de apoyo y una cepa central que consta de 3 columnas y una viga cabezal. Además de 16 apoyos elastoméricos y topes laterales.

Las columnas se modelaron como elemento Frame, elástico, sus propiedades se encuentran en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3Propiedades columnas.

	Área [m^2]	Inercia y [m^4]	Inercia z [m^4]	Inercia de Rotación [m^4]
Columna	0.79	0.05	0.05	0.1

La viga cabezal de la cepa se modeló como elemento barra, cuyas propiedades geométricas se resumen en la Tabla 4.4. La viga cabezal está unida a los apoyos elastoméricos con elementos rígidos, para mantener la geometría del puente.

Tabla 4.4 Propiedades viga cabezal.

	Área [m^2]	Inercia y [m^4]	Inercia z [m^4]	Inercia de Rotación [m^4]
Viga Cabezal	1.91	0.36	0.26	0.5

4.1.3. Elastómeros

Los apoyos elastoméricos se modelaron como elementos Spring, en dirección "y" (sistema de coordenadas globales), se utilizó este tipo de elemento ya que permite simular el comportamiento no lineal y la capacidad de deslizamiento en las dos direcciones horizontales.

Tabla 4.5 Propiedades de los apoyos elastoméricos [14]

Propiedades	Apoyos en cepa	Apoyos en estribos
Espesor de goma [m]	0.01	0.01
Área [m]	0.15	0.15
Altura de goma [m]	0.035	0.025
Inercia en la dirección X *[m^4]	1.1e-03	1.1e-03
Inercia en la dirección Z *[m^4]	3.1e-03	3.1e-03
Rigidez vertical k_v [kN/m]	4.6e+06	4.6e+06
Rigidez lateral k_l [kN/m]	7800	5500

* Sistema de coordenadas globales.

Las rigideces lateral y vertical se obtuvieron a partir del módulo elástico (Ec) y factor de forma (S) definidas a partir de las recomendaciones de Kelly y Konstantinidis (2011) [33].

Tabla 4.6 Resistencia y desplazamiento al deslizamiento [14].

Propiedad	Cepa	Estribo
Fuerza de fluencia $[kN]$	147	147
Desplazamiento de fluencia $[m]$	0.019	0.026

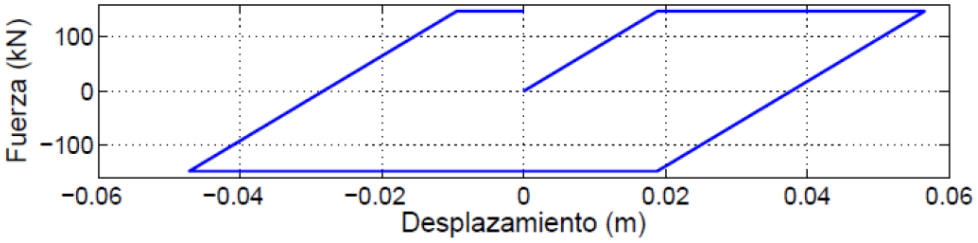


Figura 4.5 Relación de fuerza v/s desplazamiento lateral de los apoyos elastoméricos en la cepa central, en la dirección transversal del puente [14].

4.1.4. Elemento de impacto

Los elementos de impactos son componentes del modelo para integrar en este la interacción entre el tablero y los estribos incorporando los efectos de la fuerza pasiva del suelo, sin dejar de lado el espaciamiento que existe entre ambos. La modelación de los elementos de impacto se generó por medio de elementos Contac en los cuatro extremos del tablero en dirección longitudinal "eje x" (coordenadas globales), con un gap de 8 [cm].

Tabla 4.7 Propiedades de los elementos de impacto [14].

Parámetro	Valor
Espaciamiento $[m]$	0.08
Rigidez inicial $[kN/m]$	3.58 e+06
Resistencia ultima $[kN]$	3900

La curva de histéresis de los elementos de impacto se definió como una curva bi-lineal, desplazada 8 [cm] como se muestra en la Figura 4.6.

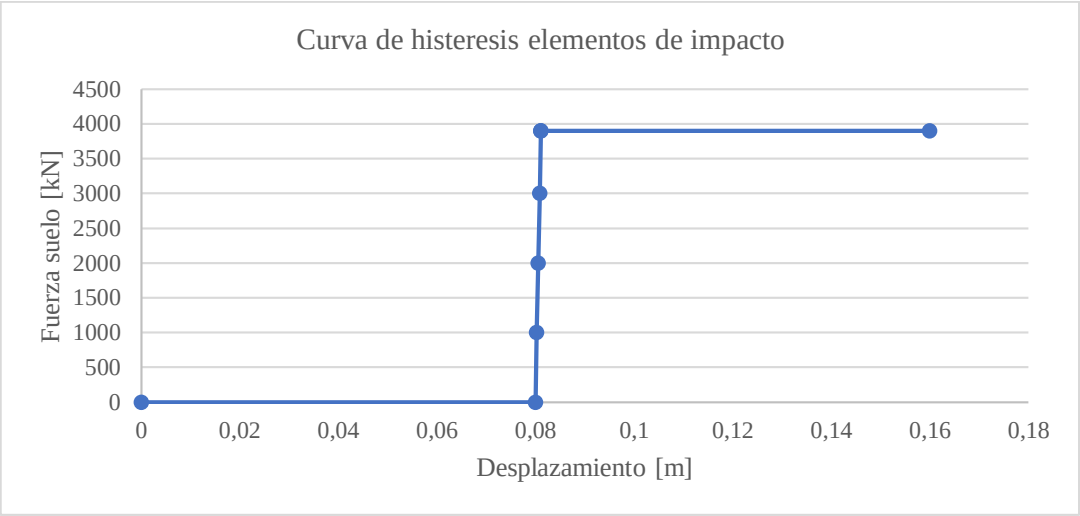


Figura 4.6 Curva de histéresis para elementos de impacto.

4.1.5. Topes laterales

En el puente Chada, los topes laterales fallaron de forma dúctil, generando una grieta de aproximadamente 45°, como se puede observar en la Figura 3.13 (a), (b) y (e).

Para este tipo de falla el trabajo de Megally et al. [26] propone una constitutiva, mostrada en la Figura 4.7, compuesta por una curva elasto-plástica perfecta (Curva de histerética del acero) y una curva triangular (curva de histéresis del hormigón).

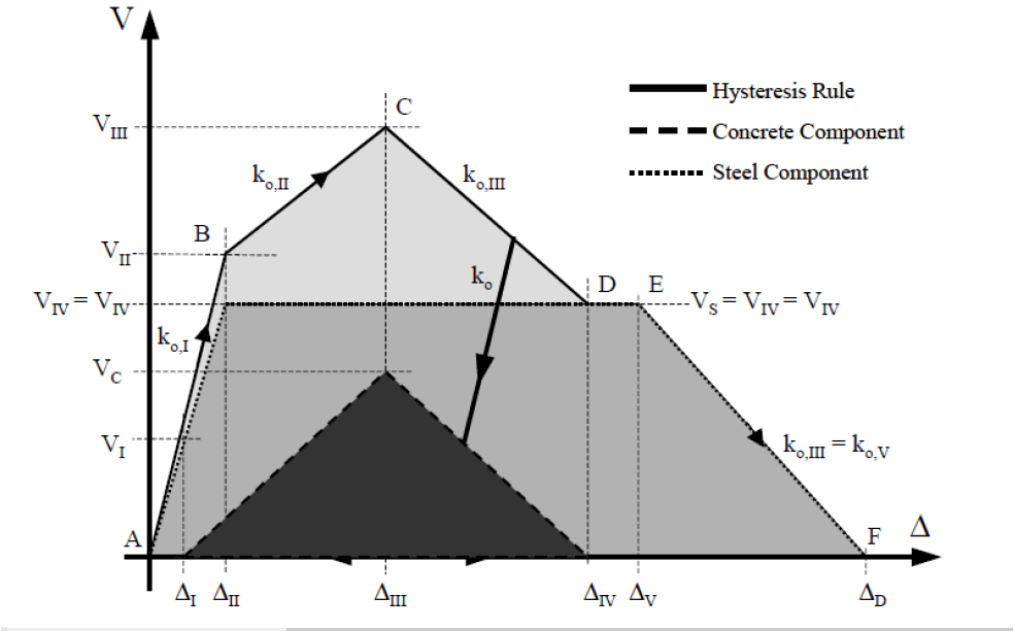


Figura 4.7 Constitutiva para topes laterales [26].

La curva constitutiva para los topes laterales, Figura 4.7, se encuentra definida por las siguientes ecuaciones de fuerza y desplazamiento [26]:

$$\Delta_{II} = \sqrt{2} * \varepsilon_{\gamma}[L_d + L_a] * \frac{[h+d]}{\sqrt{h^2+d^2}} \quad 4.3$$

$$\Delta_{III} = \sqrt{2} * \varepsilon_{\gamma}[L_d + L_a] * \frac{[h+d]}{s} \quad 4.4$$

$$\Delta_{IV} = \sqrt{2} * \varepsilon_{0,005}[L_d + L_a] * \frac{[h+d]}{s} \quad 4.5$$

$$\Delta_{V} = \sqrt{2} * \varepsilon_{0,007}[L_d + L_a] * \frac{[h+d]}{s} \quad 4.6$$

$$\Delta_D = -V_s * \frac{[\Delta_{IV} - \Delta_{III}]}{[V_s - V_{III}]} + \Delta_V \quad 4.7$$

$$V_{II} = V_S + V_C * \frac{\Delta_{II}}{\Delta_{III}} \quad 4.8$$

$$V_{III} = V_S + V_C \quad 4.9$$

$$V_C = 0{,}2\sqrt{fc'} * b * d \quad 4.10$$

$$V_S = \frac{T_1 * d + T_2 * d}{d + h_a} \quad 4.11$$

L_a : región de agrietamiento, igual al ancho del tope (b).

L_d: longitud de desarrollo del refuerzo (determinado según ACI318).

h : altura de la falla, considerada igual al espesor del tope (d).

h_a : altura a la cual la viga impacta al tope.

ε_i : deformación del acero en i, ε_y deformación de fluencia, $\varepsilon_{0,005}$ es 0.005, $\varepsilon_{0,007}$ es 0.007.

Δ_D: desplazamiento último del tope.

Δ_i : desplazamientos.

V_s : resistencia del acero.

T_1: refuerzo horizontal.

T_2: refuerzo vertical.

Tabla 4.8 Propiedades de los topes laterales [14].

Propiedad	Estribo	Cepa
Compresión del hormigón f_c' $[MPa]$	20	20
Resistencia de fluencia f_y $[MPa]$	420	420
b $[m]$	1.25	1.50
d $[m]$	0.35	0.55
s $[m]$	0.15	0.15
L_d $[m]$	1.43	1.43

Tabla 4.9 Parámetros para generar la curva de histéresis.

Parámetro	Estribos	Cepa
Δ_{II} $[m]$	0.01	0.01
Δ_{III} $[m]$	0.04	0.08
Δ_{IV} $[m]$	0.09	0.19
Δ_V $[m]$	0.12	0.27
Δ_D $[m]$	0.39	0.65
V_{II} $[kN]$	2070	2560
V_{III} $[kN]$	2340	3190
V_c $[kN]$	390	740
V_s $[kN]$	1950	2450

Con estos parámetros se obtuvo una curva constitutiva propuesta por Megally et al. (2002) la cual se presenta en azul en la Figura 4.8, esta se modificó a una curva bi-lineal, para obtener un modelo más simple, pero cercano al original.

La curva modificada tomo como esfuerzo máximo V_s más un tercio de la altura del área triangular $(VIII - Vs)/3$.

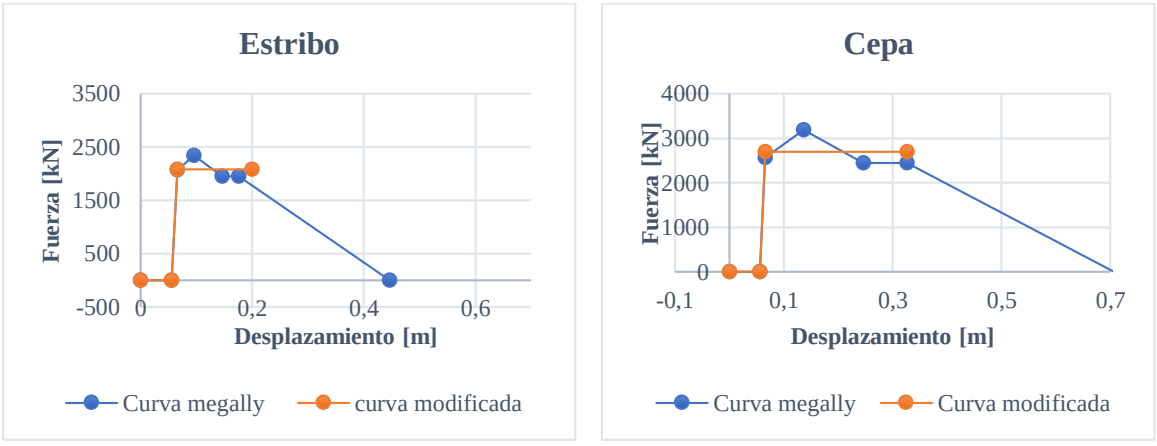


Figura 4.8 Curva modificada de la constitutiva de fuerza- desplazamiento para topes laterales.

Tabla 4.10 Propiedades de topes laterales (elemento Contac) [14].

Propiedad	Estribo	Cepa
Rigidez $[kN/m]$	20800	20800
Esfuerzo último $[kN]$	2080	2697
Espaciamiento $[m]$	0.056	0.056

4.2. Masas sísmicas y peso del puente

La masa y peso sísmicos se obtuvieron a partir del peso propio de cada elemento como se resumen en las Tablas 4.11 y 4.12, análogo al trabajo de Leonel peralta [14], para este análisis solo se consideró el peso propio de los elementos, ya que el objetivo principal de este trabajo es analizar el efecto de los amortiguadores viscosos en la estructura.

Tabla 4.11Masas sísmicas y pesos superestructura.

Elemento	Masa $[Ton]$	Peso $[kN]$
Barandas y Aceras	91	893
Carpeta asfáltica	84	824
Losa	364	3571
Vigas pretensadas	291	2855
Total superestructura	830	8143

Tabla 4.12 Masas sísmicas y pesos subestructura.

Elemento	Masa $[Ton]$	Peso $[kN]$
Viga cabezal	62	608
Columnas	132	1294
Total subestructura	194	1902

El peso total de la estructura es 10045 $[kN]$, pero para el modelo se consideró la mitad del peso de las columnas, para luego definir las masas puntuales sobre el tablero y viga cabezal, dando un peso total de 9398 $[kN]$.

Para el modelo la masa de toda la superestructura se dividió en 12 nodos en el tablero y para la masa de la sub estructura se colocó en siete nodos sobre la viga cabezal como se muestra en la Figura 4.9.

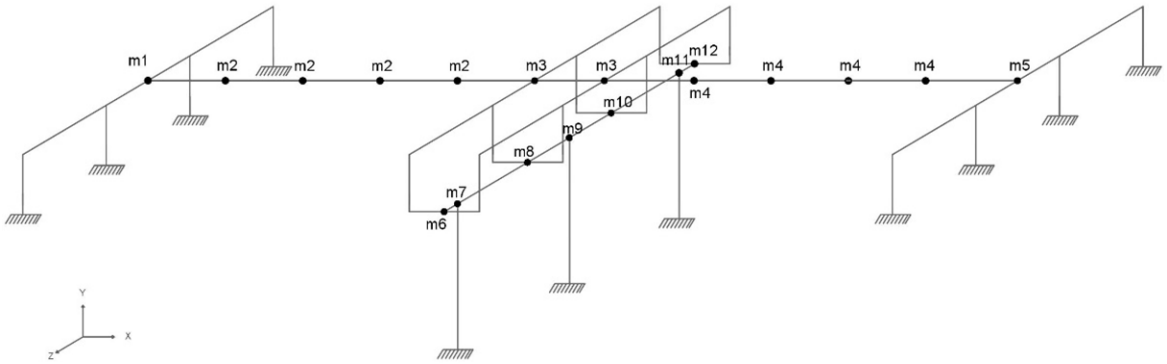


Figura 4.9 Disposición masas concentradas en el modelo tridimensional.

Tabla 4.13 Valores de masas puntuales distribuidas en la estructura.

Nombre	Masa [Ton]
m1	47
m2	82
m3	40
m4	82
m5	47
m6	14
m7	22
m8	28
m9	22
m10	28
m11	22
m12	14
Total	958

4.3. Resultados y Análisis

4.3.1. Análisis modal

El análisis modal se realizó en el puente Chada considerando dos casos. El primero que se muestra en la Tabla 4.14 es de la estructura sin restricción en el desplazamiento transversal (sin topes laterales), pero si con elementos de impacto longitudinales. El segundo caso si contempla los topes laterales y elementos de impacto, ver Tabla 4.15. Ambas tablas muestran el período para cada modo de vibración y los porcentajes de masa efectiva, M_x y M_z en las dos direcciones de interés longitudinal "x" y transversal "z" respectivamente.

Tabla 4.14 Información modal para los primeros siete modos

Modo	Período	M_x	M_z
1	0,715	0,00%	89,62%
2	0,711	89,65%	0,00%
3	0,597	0,00%	0,00%
4	0,157	0,00%	10,29%
5	0,157	10,35%	0,00%
6	0,139	0,00%	0,00%
7	0,110	0,00%	0,11%

Tabla 4.15 Información modal para los seis primeros modos

Modo	Período	M_x	M_z
1	0,625	0,00%	89,73%
2	0,619	89,73%	0,00%
3	0,466	0,00%	0,00%
4	0,157	0,00%	10,10%
5	0,157	10,27%	0,00%
6	0,139	0,00%	0,00%

Del análisis modal se puede ver que los modos de vibración más importantes son el primero y el segundo, ya que estos son los que tienen los porcentajes más altos de masa efectiva, en dirección transversal y longitudinal respectivamente.

En la Figura 4.10 se muestra los modos fundamentales de vibración el primer modo es en dirección transversal, la cual es menos rígida; el segundo modo es en dirección longitudinal y el tercer modo fundamental es rotacional.

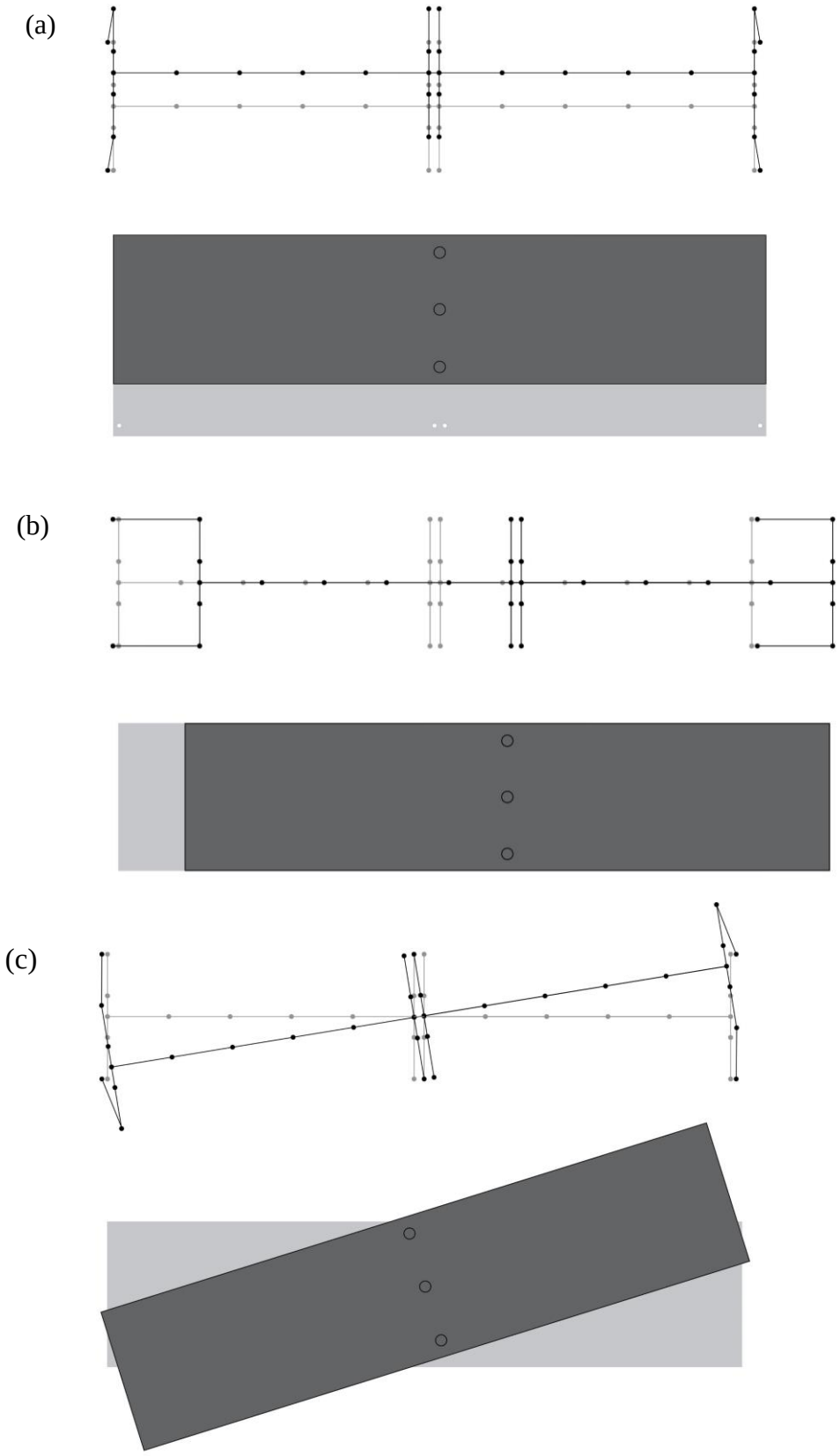


Figura 4.10 Modos fundamentales de la estructura a) transversal; b) longitudinal; c) rotacional.

4.3.2. Registros sísmicos

Para el análisis dinámico se utilizaron tres pares de registros sísmicos del terremoto del Maule de 2010, estos corresponden los registros en dirección N-S y E-W de la estación viaducto Marga- Marga (el Salto) en Viña del Mar, Quinta región, los registros de la estación Constitución en Constitución, Séptima región y por último el registro de la estación Concepción centro, localizada en Concepción, Octava región, para cada una de estas estaciones se ingresó los registros, en dirección N-S y E-W para obtener el desplazamiento combinado del tablero en su dirección longitudinal y transversal, la dirección con mayor PGA de cada localidad se ingresó en el eje transversal del tablero "z", ya que esta es la dirección de mayor interés en este estudio, se utilizaron estos registros sísmicos, ya que tienen mayor demanda de desplazamiento que los registros sísmicos de Santiago, lo cual permitirá observar el comportamiento de los modelos con amortiguadores viscosos e histeréticos para demandas mayores.

La Figura 4.11 corresponde a la gráfica del registro sísmico de la ciudad Viña del Mar (Marga Marga) en dirección Este- Oeste, donde se puede apreciar que la aceleración máxima fue de 0.321 g, con una duración de intensidad fuerte cercana a los 30 segundos, ingresado en la dirección transversal del puente.

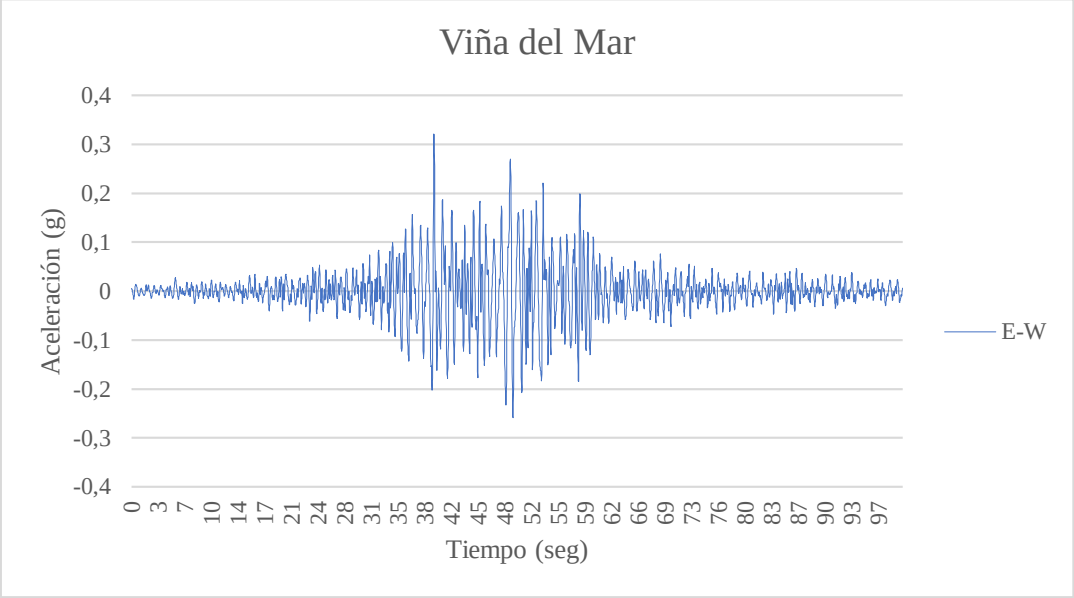


Figura 4.11 Registro sísmico Viña del Mar, estación Marga-Marga, E-W.

El registro sísmico de la ciudad Viña del Mar (Marga Marga) en dirección Norte-Sur, se presenta en la Figura 4.12, donde se puede apreciar que la aceleración máxima fue de 0.272 g, con una duración de intensidad fuerte cercana a los 30 segundos, este registro fue ingresado en la dirección longitudinal del modelo.

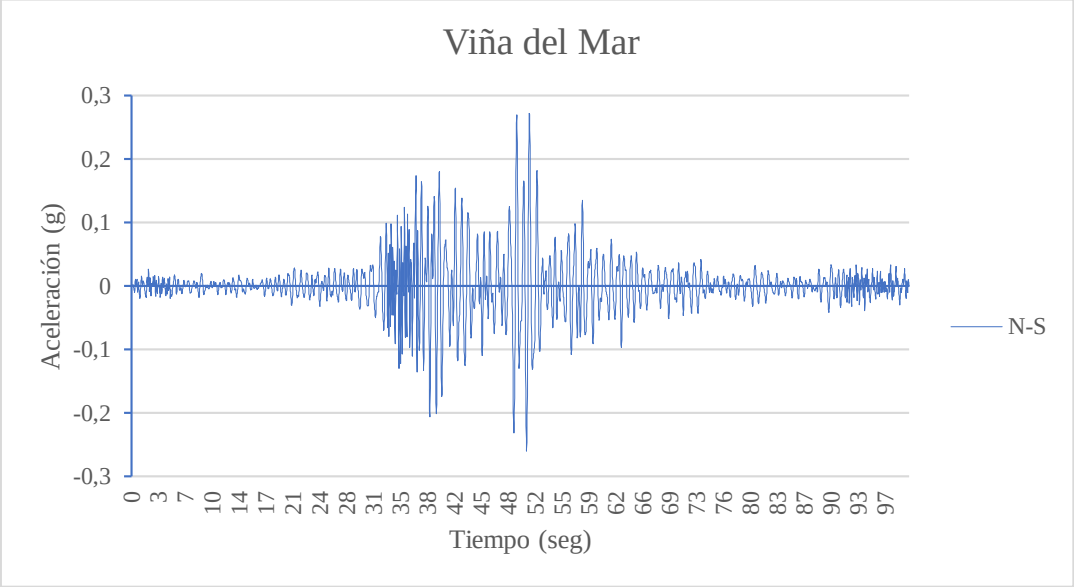


Figura 4.12 Registro sísmico Viña del Mar, estación Marga-Marga, N-S.

Por otro lado, el registro sísmico de la ciudad de Concepción en dirección Norte-Sur, tiene una aceleración máxima de 0.475 g, con una duración de intensidad fuerte cercana a los 30 segundos como se puede observar en la Figura 4.13, este registro fue ingresado en la dirección transversal del modelo.

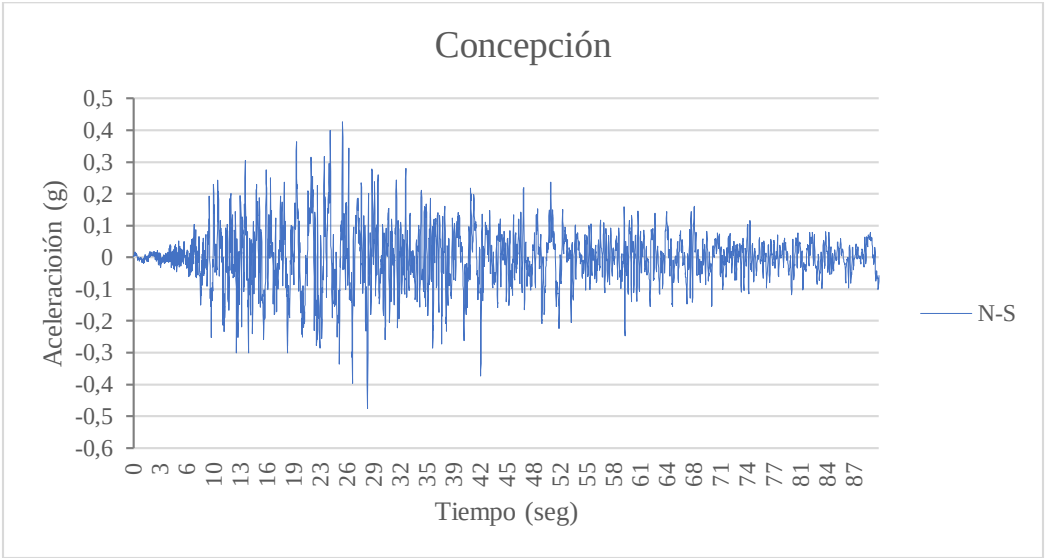


Figura 4.13 Registro sísmico Concepción, estación Concepción, N-S.

Para el registro sísmico de la ciudad de Concepción en dirección Este- Oeste, donde se puede apreciar que la aceleración máxima fue de 0.336 g, con una duración de intensidad fuerte cercana a los 20 segundos, este registro fue ingresado en la dirección longitudinal del modelo.

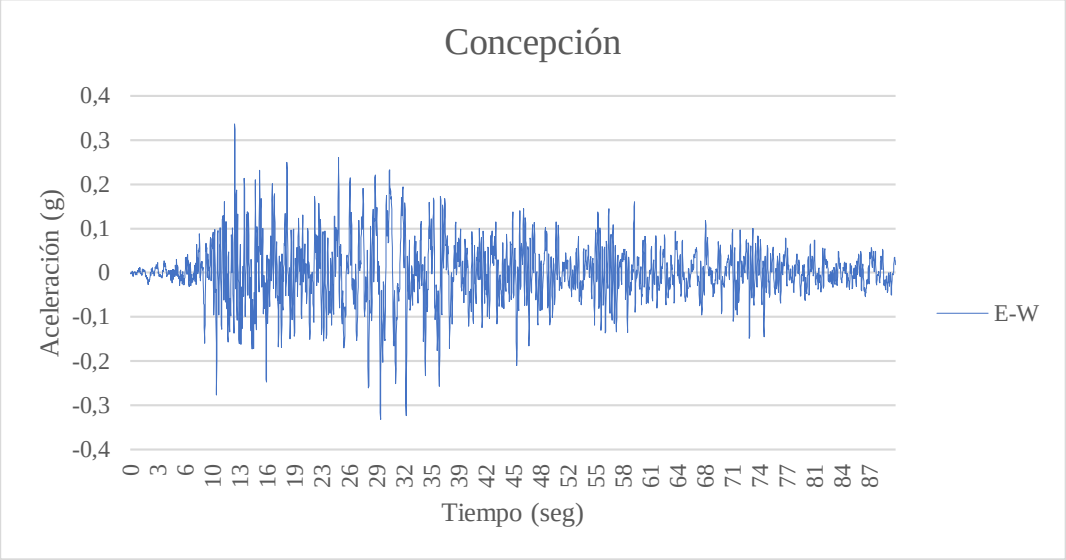


Figura 4.14 Registro sísmico Concepción, estación Concepción, E-W.

Por último, el registro sísmico de la ciudad de Constitución, se puede apreciar en la Figura 4.15 y Figura 4.16, en direcciones longitudinal y transversal del tablero respectivamente, en la dirección longitudinal la aceleración máxima fue de 0.538 g y una duración de intensidad fuerte cercana a los 50 segundos.

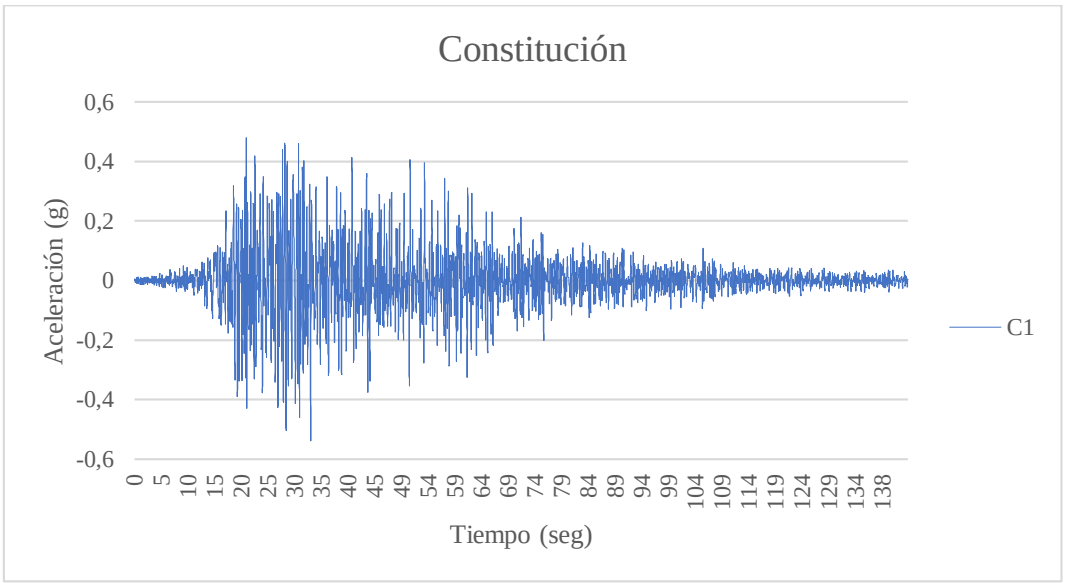


Figura 4.15 Registro sísmico Constitución, estación Constitución, C1.

El registro sísmico de la ciudad de Constitución C3 que se utilizó en la dirección transversal presentó una aceleración máxima de 0.623 g, con una duración de intensidad fuerte cercana a los 50 segundos.

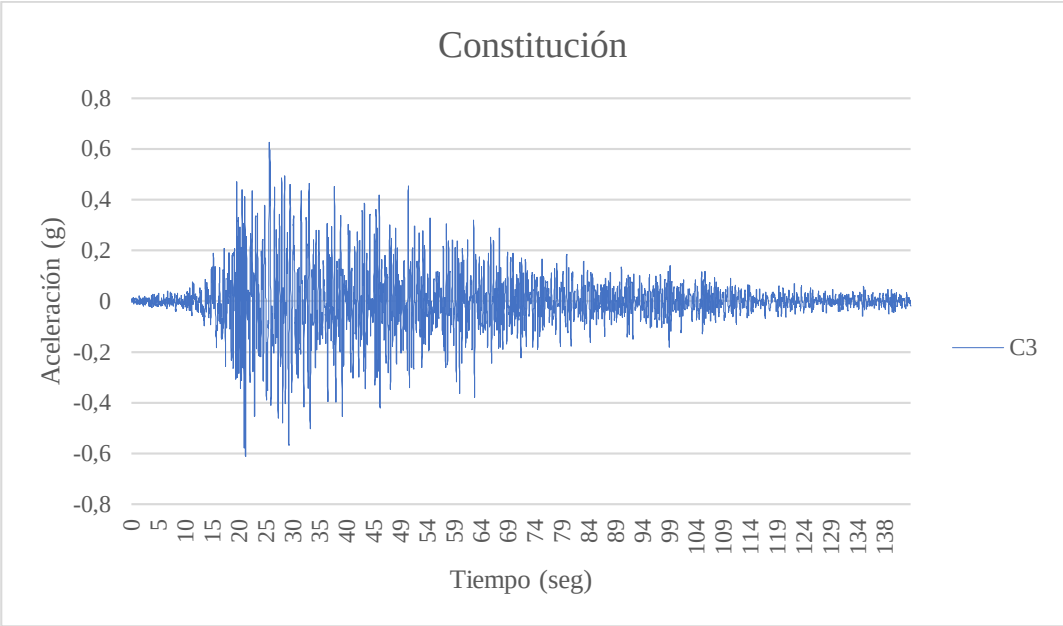


Figura 4.16 Registro sísmico Constitución, estación Constitución, C3.

4.3.3. Resultado del Análisis del Modelo (sin amortiguadores)

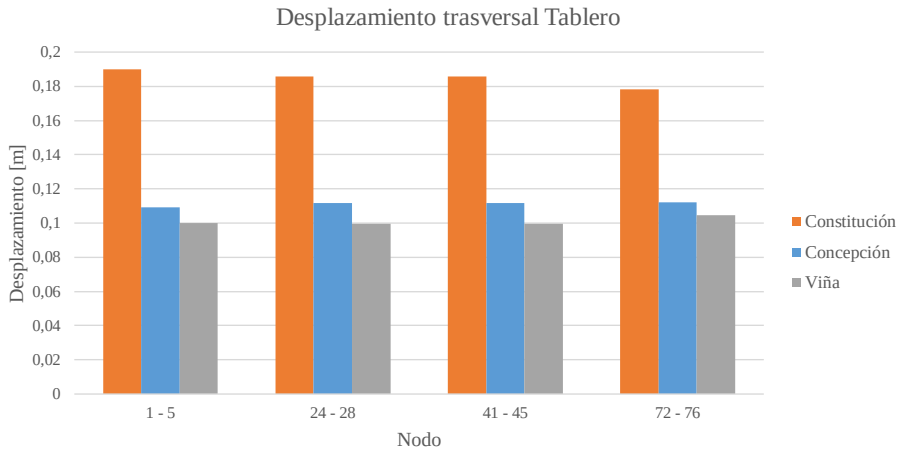
4.3.3.1. Desplazamientos relativos máximos

Del análisis dinámico realizado, considerando apoyos deslizantes, topes laterales y elementos de impacto, se analizan los desplazamientos relativos de la superestructura con respecto a la subestructura. La Figura 4.17 (b) muestra el tablero del puente Chada, destacando los nodos más representativos sobre este, es decir, nodos 1, 5, 24, 28, 41, 45, 72, 76. La envolvente de los desplazamientos relativos máximos se presentan en las gráficas de la Figura 4.17 (a) y (c). En este análisis se consideraron las dos componentes horizontales de los tres registros sísmicos del terremoto del Maule en el año 2010, Viña del Mar, Concepción y Constitución.

En la gráfica "Desplazamiento transversal del tablero" presente en la Figura 4.17 (a) se puede observar los desplazamientos relativos máximos en el tablero para cada par de nodos pertenecientes a una sección transversal de este, los cuales se desplazan lo mismo por corte seccional. Para el registro sísmico de Viña del Mar el desplazamiento relativo máximo transversal fue de 0.104 [m] y longitudinal 0.173 [m], mientras que para el registro de Concepción los desplazamientos relativos máximos fueron de 0.112 [m] en dirección transversal y de 0.103 [m] en dirección longitudinal. Por último, para el registro sísmico de Constitución los desplazamientos relativos máximos son de 0.19 [m] y 0.224 [m], para las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente. Lo que implica que para cada uno de estos análisis los desplazamientos del tablero sobrepasan el distanciamiento que hay entre el tablero y los topes laterales del puente de 5.6 [cm]. Por otro lado, los desplazamientos en la dirección longitudinal Figura 4.17 (c) también sobrepasan el distanciamiento de 8 [cm] entre el estribo y el tablero.

Al comparar estos resultados (para los tres registros sísmicos) y la situación descrita en el punto 3.2 donde se explica que la deformación lateral del puente Chada posterior el terremoto de Maule en 2010 fué de hasta 78 cm, con un registro sísmico de menor demanda que los utilizados en esté análisis, se puede observar que es mucho mayor que el obtenido, lo cual puede ser por causa de que las estructuraciones sin travesaños ni barras antisísmicas pueden ser vulnerables a situaciones en las que pueda ocurrir amplificaciones en las solicitaciones [12], también otra posibilidad de esta diferencia en los resultados es una asimetría en alguno de los componentes de la estructura como puede ser una asimetría en el coeficiente de roce de los apoyos, espaciamiento de los topes laterales o una asimetría en la resistencia de los topes laterales, efectos estudiados por Leonel Gonzalo Peralta, " evaluación de la rotación sísmica del tablero en puentes rectos e influencia del travesaño [14].

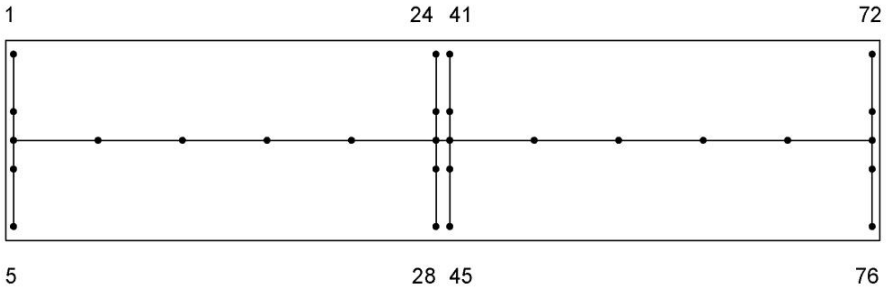
(a)



Desplazamiento transversal del tablero

Nodo	Dirección [m]	Concepción [m]	Constitución [m]	Viña del mar [m]
1 - 5	Z	0,109	0,190	0,100
24 - 28	Z	0,112	0,186	0,100
41 - 45	Z	0,112	0,186	0,100
72 - 76	Z	0,112	0,178	0,105

(b)



(c)

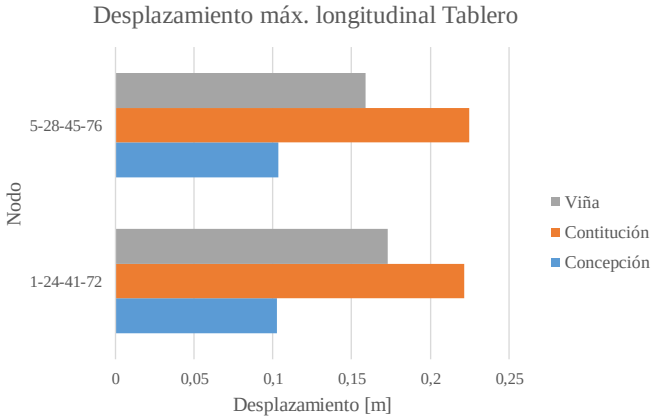


Figura 4.17 Resultados análisis tiempo historia para los tres registros sísmicos utilizados. (a) Gráfica y tabla del desplazamiento relativo transversal del tablero por sección transversal; (b) Planta del tablero; (c) Gráfica de los desplazamientos relativos máximos longitudinales por nodos.

Las constitutivas obtenidas para los apoyos elastoméricos y los elementos de impacto se encuentran presentes en las Figuras 4.18 y 4.19, las cuales tienen una forma elasto-plástica tal como se esperaba según los parámetros utilizados y la curva de histéresis definida para estos elementos.

Además de esto, también es posible notar que para los 3 análisis tiempo historia, los apoyos elastoméricos, superan el desplazamiento límite de la deformación elástica, que en la dirección longitudinal es de 0,026 [m] y en la dirección transversal de 0,026 [m] en los estribos y 0.019 [m] en la cepa, por lo cual se puede observar que empieza a trabajar en la zona inelástica de la curva, como se presenta en la Figura 4.18, que muestra las curvas de fuerza desplazamiento para un apoyo elastomérico sobre la cepa central.

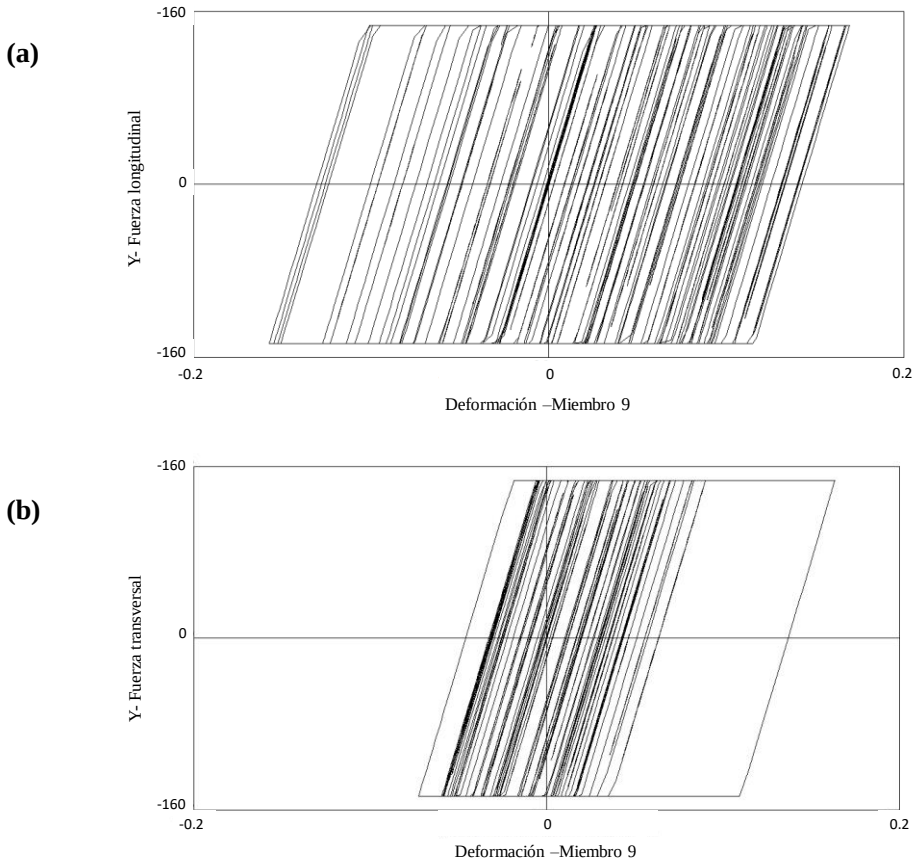


Figura 4.18 Relación fuerza (kN) desplazamiento (m), para el apoyo elastomérico en la cepa central, análisis tiempo historia para el registro sísmico de Constitución. (a) Dirección longitudinal del puente; (b)Dirección transversal del puente.

Por otro lado, los elementos de impacto también superan el distanciamiento máximo que hay entre los estribos y el tablero de 0.08 [m] y empieza a impactar el tablero con el estribo, como se muestra en la Figura 4.19.

Los topes laterales por otro lado tienen una distancia de las vigas longitudinales de 0,056 [m] la cual se ve rebasada por el movimiento de las vigas, en el análisis de tiempo historia con los 3 registros sísmicos utilizados en el modelo, por lo cual estos fallaron de la misma manera que el puente real.

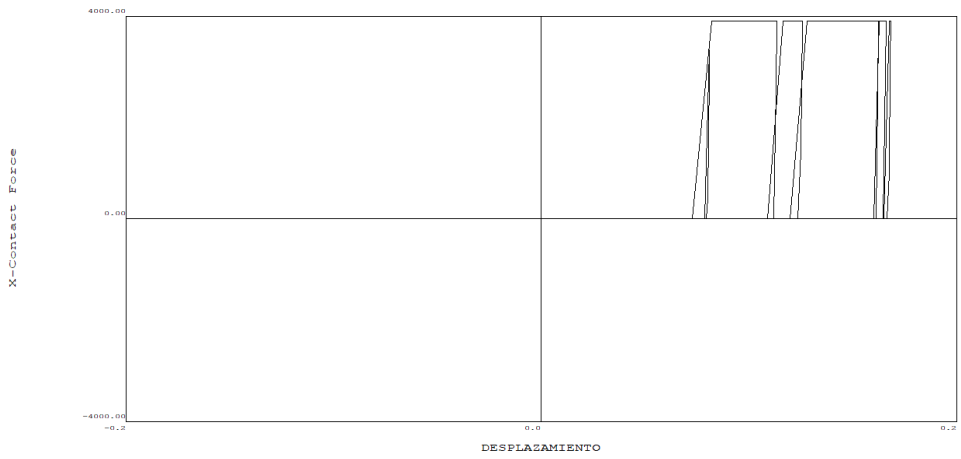


Figura 4.19 relación fuerza [kN] desplazamiento [m] del análisis tiempo historia del registro sísmico de Constitución para el elemento de impacto.

Como se muestra en la Figura 4.17, los desplazamientos relativos máximos se producen en el análisis de tiempo historia del registro sísmico de Constitución. En la Figura 4.20 se presenta una instantánea en el momento que ocurren los desplazamientos máximos relativos en dirección longitudinal y transversal. En esta figura (Figura 4.20), se puede ver que en el instante de tiempo 25.675 [s] es donde sucede el desplazamiento relativo máximo transversal, en el cual se puede observar que se combinan los 3 modos de vibración principales en mayor medida, el primero (transversal), luego el segundo modo (longitudinal) y una pequeña rotación (tercer modo), en esté instante el desplazamiento máximo longitudinal es de 3.3 [cm], en dirección transversal es de 19 [cm] y hay una diferencia de desplazamiento transversal entre los nodos 1 y 72 de 2 [cm]. De manera similar, en el instante de tiempo 40.51 [s] se produce el desplazamiento relativo máximo longitudinal para el análisis de tiempo historia de Constitución, el cual se mezclan también los 3 modos fundamentales, con un el desplazamiento máximo longitudinal es de 22.17 [cm], en dirección transversal es de 6.8 [cm] con una diferencia de desplazamiento transversal entre los nodos 1 y 72 de 4.8 [cm].

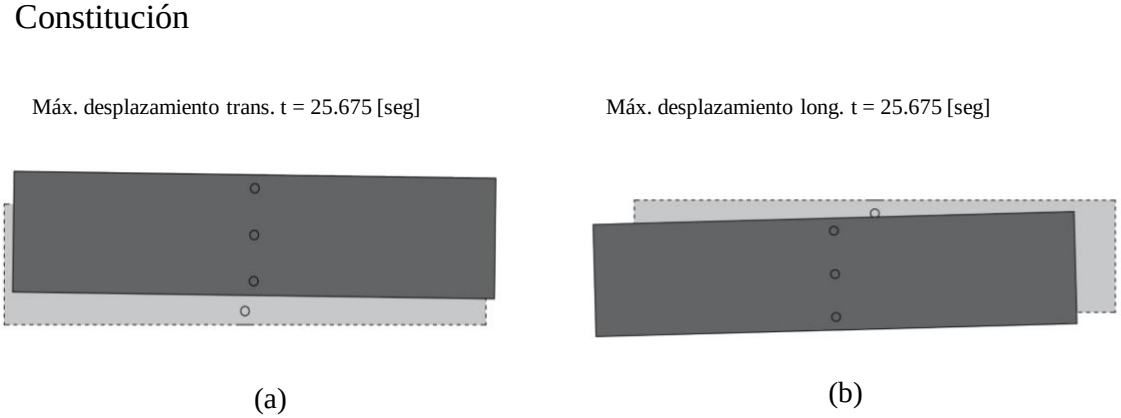


Figura 4.20 Instantáneas para desplazamientos máximos del análisis de tiempo historia registro de constitución.

4.3.3.2. Aceleraciones máximas

Para este análisis se tomaron los datos de ocho puntos sobre los apoyos elastoméricos, como se presenta en la Figura 4.21, para conocer las aceleraciones máximas en las direcciones longitudinales y transversales, sobre los estribos (los nodos 8-11 y 77 y 80) y en la cepa central (los nodos 29-32 y 46-49).

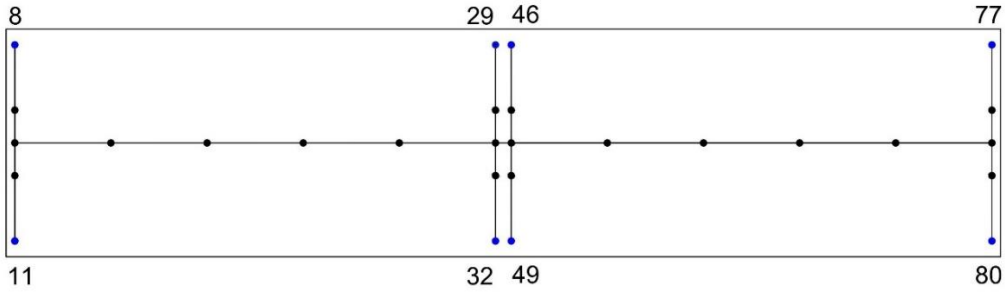


Figura 4.21 Nodos utilizados sobre el tablero.

La Figura 4.22 muestra la aceleración máxima de estos nodos, en la dirección longitudinal se puede observar que las aceleraciones, para los tres registros utilizados, son mayores sobre la cepa central que en los estribos, no superando los 35 [m/s²] para el registro sísmico de Constitución, 28.2 [m/s²] para el registro de Viña del Mar y de 18.2 [m/s²] para el de Concepción. En cambio, sobre los estribos para el registro de Viña del Mar fué una aceleración máxima de 24.2 [m/s²], en Constitución de 28.9 [m/s²] y para el registro de Concepción una aceleración de 13.9 [m/s²].

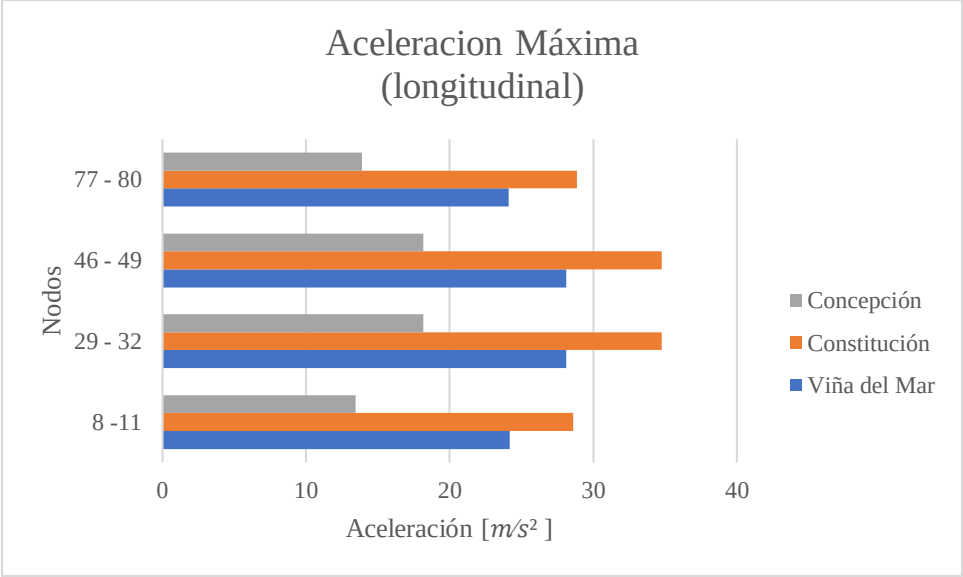


Figura 4.22 Aceleraciones máximas en la dirección longitudinal, sobre el tablero.

Las aceleraciones máximas en la dirección transversal se presentan en la Figura 4.23, las que siguen un patrón más lineal que las aceleraciones longitudinales en todos los nodos para cada registro sísmico. Para el registro sísmico de Constitución las aceleraciones fueron de 27 [m/s²] en los extremos del tablero y de 28 [m/s²] en la cepa central, para el registro sísmico de Concepción las aceleraciones fueron de 15.2 [m/s²] en los extremos y de 16 [m/s²] en la cepa central y por último para el registro de Viña del Mar los valores fueron de 8.3 [m/s²] sobre los estribos y de 10 [m/s²] sobre la cepa central.

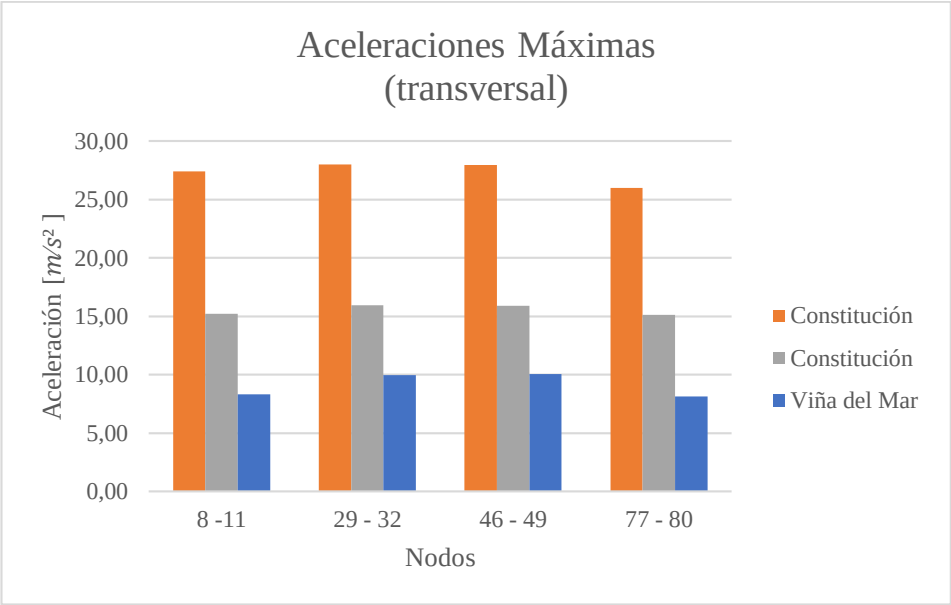


Figura 4.23 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección transversal.

4.3.3.3. Fuerzas máximas en los apoyos

Se presenta a continuación los resultados obtenidos del análisis realizado al modelo sin amortiguadores de las fuerzas de corte transversales en los nodos que se presentan en la Figura 4.24. los cuales se sitúan bajo los apoyos elastoméricos en los estribos y en la viga cabezal de la cepa central.

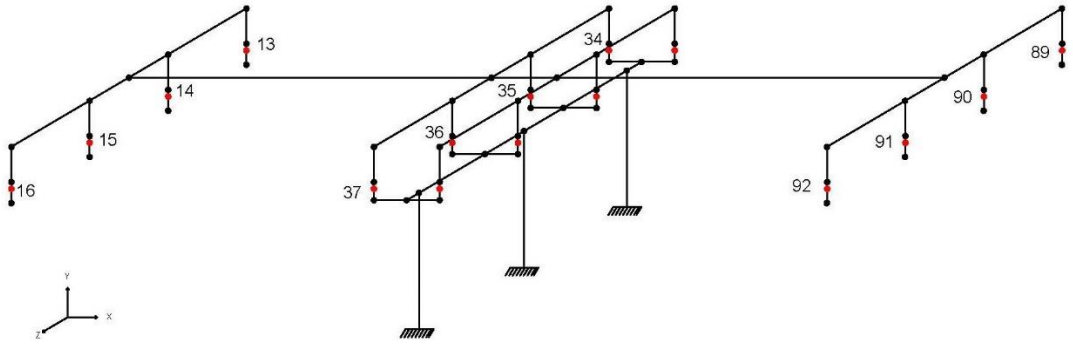


Figura 4.24 Nodos sobre los estribos y cepa central utilizados en el análisis.

Los valores obtenidos del modelo se presentan en la tabla los cuales se puede observar fluctuaciones entre 159 $[kN]$ y 293 $[kN]$, siendo mayores estos valores en los extremos de los estribos los cuales por lo que se pudo observar en los resultados anteriores chocan con los topes laterales.

Tabla 4.16 Fuerzas máximas de corte transversal en los estribos y cepa del paso inferior Chada

		Viña del Mar		Concepción		Constitución	
Ubicación	Nodo	Máx. $[kN]$	Min. $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min. $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min. $[kN]$
Estribo	13	195	-212	207	-197	293	-238
	14	159	-161	160	-158	178	-170
	15	159	-161	160	-158	178	-170
	16	195	-212	207	-187	293	-238
Cepa central	34	164	-165	167	-162	191	-174
	35	164	-165	167	-162	191	-177
	36	164	-165	167	-162	191	-177
	37	164	-165	167	-160	191	-174
Estribo	89	223	-200	206	-196	281	-229
	90	164	-158	161	-159	175	-168
	91	159	-161	161	-159	175	-168
	92	223	-212	206	-192	281	-229

5. Modelo con amortiguadores histerético

El objetivo principal de este capítulo es diseñar un amortiguador histerético e incorporarlo al modelo realizado del puente Chada, para analizar sus efectos sobre la estructura.

Para este objetivo se utilizó un amortiguador histerético tipo ADAS como se muestra en la Figura 5.1, este tipo de dispositivo disipa la energía a través del desplazamiento horizontal del ADAS, si se utilizan placas metálicas, estas actúan como vigas fijas en ambos extremos de las placas. Por otro lado, para maximizar la disipación de energía del dispositivo es deseable que el momento plástico en cualquier sección se alcance simultáneamente [9].

Figura 5.1 Dispositivos tipo ADAS [27].

Para el diseño de este dispositivo, primero se consideró una sola placa de acero con un espesor constante (d_0) y ancho variable b, como se muestra en la figura 5.2.

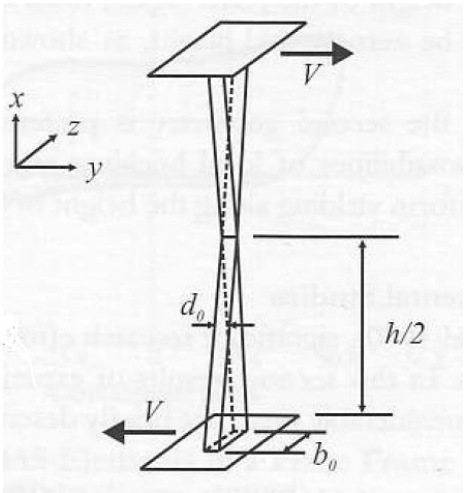


Figura 5.2 Optima geometría de placas, dispositivo ADAS [9].

Cálculo de momento plástico en los extremos del dispositivo:

$$M_{p0} = \frac{b_0 d_0^2}{4} F_y \quad 5.1$$

Cuando se alcanza el momento plástico en los extremos del dispositivo, el momento de flexión en cualquier sección del dispositivo $M(x)$ viene dado por:

$$M(x) = 2\frac{M_{p0}}{h} x \quad 5.2$$

Siendo h la altura total de la placa y "x " a la altura en que se está calculando el momento plástico, luego para obtener el ancho a la altura de x se utiliza la ecuación 5.3:

$$b(x) = \frac{2x}{h} b_0 \quad 5.3$$

Para finalmente obtener el corte y el momento plástico a cualquier altura.

$$V = \frac{2M_{po}}{h} \quad 5.4$$

$$M_p(x) = \frac{b(x) d^2}{4} F_y \quad 5.5$$

Se diseñaron tres dispositivos ADAS los cuales representan un 25%, 45% y 68% de la rigidez total entregada por los apoyos elastoméricos utilizados en el puente. Para realizar un análisis de cómo afectarán estos a la estructura primaria. En la Tabla 5.1 se pueden ver las características y propiedades utilizadas para el ADAS con un 25% de esta rigidez.

Tabla 5.1Dispositivo ADAS 25%

Dato	Valor	Unidad
Momento plástico (extremos) M_{po}	6,206	$[kN-m]$
Altura h	0,4	$[m]$
Espesor placa d_o	0,025	$[m\ ]$
Ancho en los extremos b_0	0,15	$[m\ ]$
Esfuerzo de fluencia F_y	264779,5	$[kN/m^2]$
N° placas	3	[unid.]
V total	93,086	$[kN]$
Inercia	1,302E-07	$[m^4]$
Módulo de elasticidad E	2,1E+11	Pa $[N/m^2]$
Rigidez k	15380,859	$[kN/m]$
Desplazamiento	0,006	$[m\ ]$

De la misma manera en la Tabla 5.2 se presentan las características y propiedades para el dispositivo ADAS con un 45% de la rigidez total entregada por los apoyos elastoméricos del paso inferior Chada.

Tabla 5.2 Dispositivo ADAS 45%

Dato	Valor	Unidad
Momento plástico (extremos)M_{po}	8,936308125	$[kN-m\ ]$
Altura h	0,4	$[\ m]$
Espesor placa d_o	0,03	$[\ m]$
Ancho en los extremos b_0	0,15	$[m\ ]$
Esfuerzo de fluencia F_y	264779,5	$[kN/m^2]$
N° placas	3	[unid.]
V total	134,045	$[kN]$
Inercia	0,000000225	$[m^4]$
Módulo de elasticidad E	2,1E+11	Pa $[N/m^2\ ]$
Rigidez k	26578,125	$[kN/m\ ]$
Desplazamiento	0,005	$[m\ ]$

Y por último la Tabla 5.3 que muestra las características del dispositivo tipo ADAS con un 68% de la rigidez entregada por los elastoméricos.

Tabla 5.3 Dispositivo tipo ADAS 68%.

Dato		Unidad
Momento plástico (extremos) M_{po}	12,163	$[kN-m\ ]$
Altura h	0,4	$[m\ ]$
Espesor placa d_o	0,035	$[m\ ]$
Ancho en los extremos b_0	0,15	$[m\ ]$
Esfuerzo de fluencia F_y	264779,5	$[kN/m^2]$
N° placas	3	[unid.]
V total	182,45	$[kN]$
Inercia	3,573E-07	$[m^4]$
Módulo de elasticidad E	2,1E+11	Pa $[N/m^2]$
Rigidez k	42205,078	$[kN/m\ ]$
Desplazamiento	0,0043	$[m\ ]$

Los dispositivos tipo ADAS se ubicaron en los estribos y cepa central como se muestra en la Figura 5.3, uno en cada estribo y 2 en la cepa central, cuatro en total. Los cuales se dispusieron entre las vigas longitudinales para trabajar en la dirección transversal del tablero como se aprecia en la Figura 5.4.

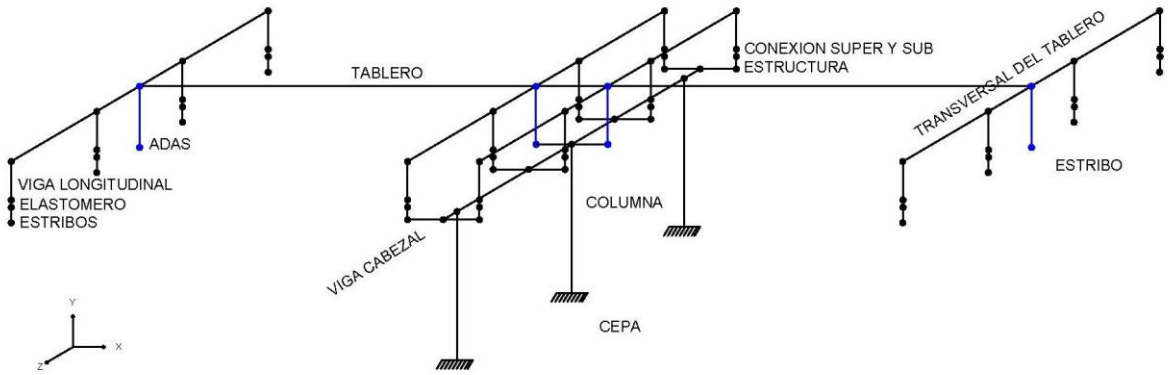


Figura 5.3 distribución de elementos ADAS en el modelo tridimensional del Puente Chada.

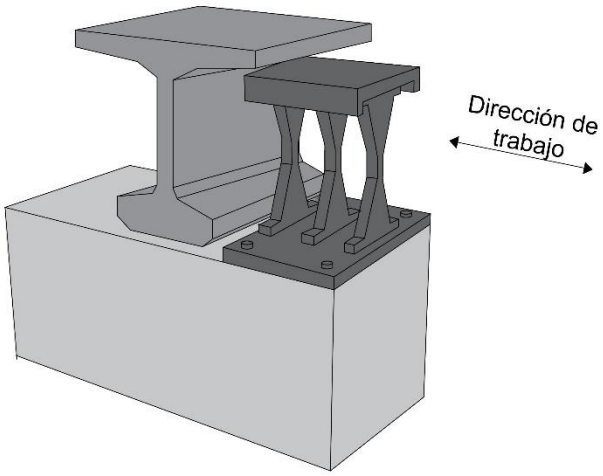


Figura 5.4 esquema de ubicación del dispositivo ADAS, en cepa y estribos [28].

Para la modelación de los dispositivos se utilizó un elemento Spring, y como este elemento es de acero se utilizó la curva de histéresis de Ramberg- Osgood modificada, ver Figura 5.5 que dentro de las opciones que entregaba el programa Ruaumoko [25] se acercaba más a la curva de comportamiento real del acero [25].

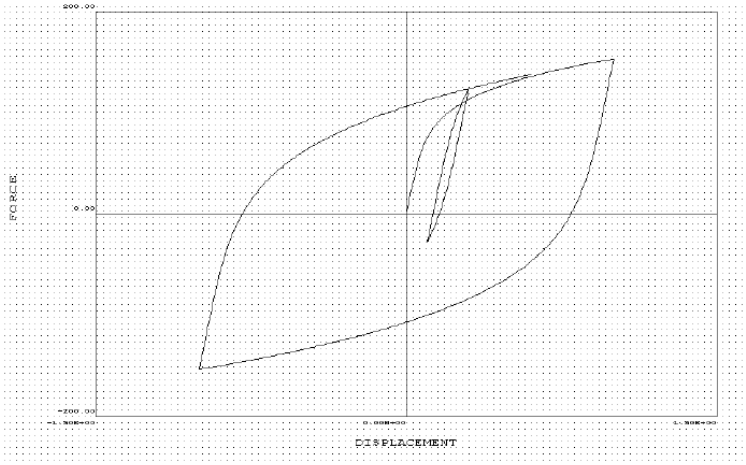


Figura 5.5 Curva de histéresis de Ramberg-Osgood modificada HYST=40 [25].

Luego para obtener la curva de histéresis de Ramberg-Osgood Modificada Para esto se utilizaron las fórmulas de Ramberg- Osgood [25]:

$$\delta = \frac{F}{K_0}\left[1 + \left(\frac{F}{Fy}\right)^{r-1}\right] \tag{5.6}$$

$$(\delta - \delta_i) = \frac{(F - F_y)}{K_0}\left[1 + \left|\frac{F - F_i}{2Fy}\right|^{r-1}\right] \tag{5.7}$$

Donde K_0 es la rigidez inicial elástica de la curva. La ecuación 5.6 describe la parte ascendente de la curva y la Ecuación 5.7 es la parte descendente del loop. Para obtener el parámetro de Ramberg-Osgood "r" específico para la curva del acero se utilizó la propuesta por Mander et al. (1984) de ecuaciones [29]:

$$f_s = E_s\varepsilon_s \qquad 0 \le \varepsilon_s \le \varepsilon_y = fy/E_s \tag{5.8}$$

$$f_s = f_y \qquad \varepsilon_y \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{sh} \tag{5.9}$$

$$f_s = f_{su} + \left(f_y - f_{su}\right)\left[\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}\right]^p \qquad \varepsilon_{sh} \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{su} \tag{5.10}$$

$$p = E_{sh}\left[\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y}\right] \tag{5.11}$$

Luego con las Ecuaciones del 5.8 al 5.11 se grafica la curva característica del acero propuesta por Mander et al. (1984); en seguida con la Ecuación 5.6 se genera la curva característica de Ramberg-Osgood modificada. Obteniendo el valor del parámetro de Ramberg-Osgood se calibra la gráfica variando e iterando el valor de este.

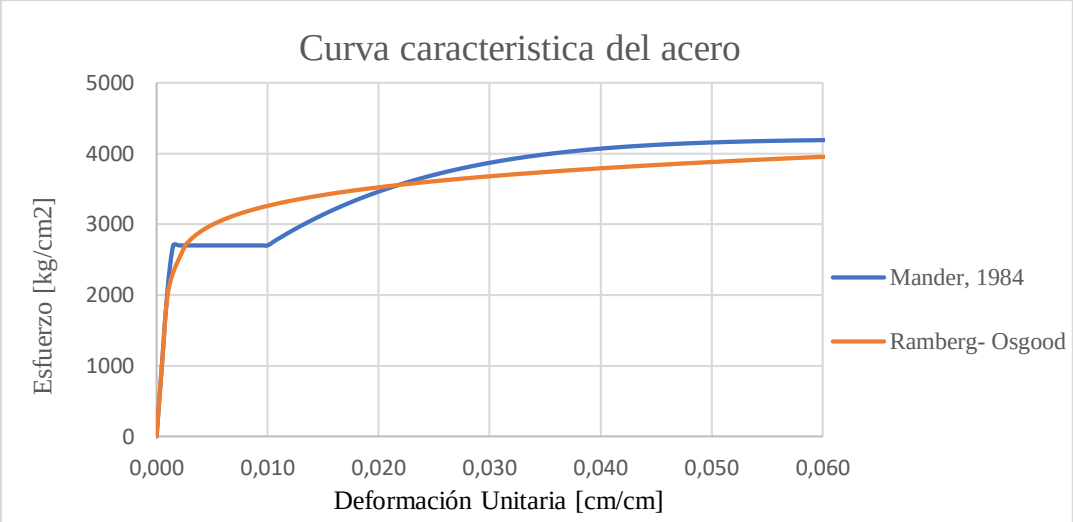


Figura 5.6 Curva característica del acero.

Tabla 5.4 Parámetros utilizados para diseñar los ADAS.

Parámetros	Valor
f_y	2700
E_s	2100000
e_y	0,002
e_{su}	0,1
e_{sh}	0,01
f_{su}	4200
f_y/E_s	0,00128571
E_{sh}	100000

Para el análisis dinámico realizado con el modelo del paso inferior Chada los dispositivos se ubicaron para trabajar en dirección transversal, dirección que se tomó como principal para este estudio ya que el desplazamiento en esta dirección provocó más problemas, Nótese que, aunque exista desplazamiento longitudinal, el tablero no tiene riesgo de caer de la mesa de apoyo de los estribos o cepa, porque la dimensión de estos es mucho mayor que el desplazamiento longitudinal.

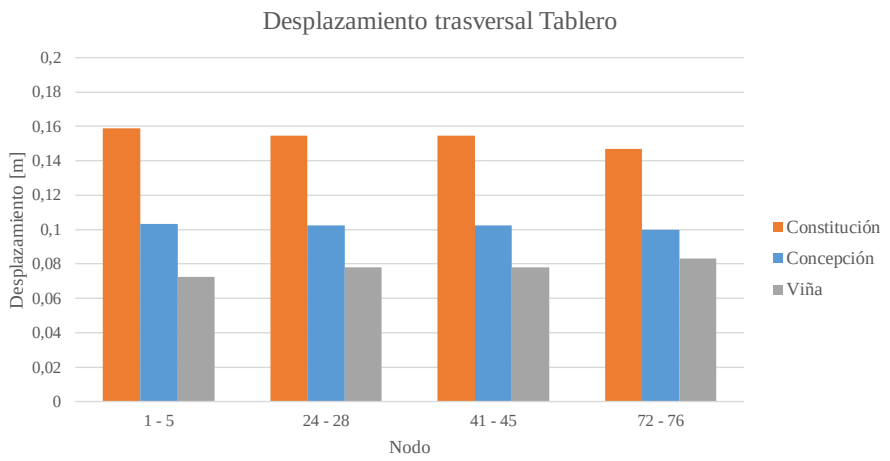
5.1. Análisis del Modelo con amortiguador tipo ADAS 25%

5.1.1. Desplazamientos relativos máximos

El análisis dinámico al modelo con amortiguadores tipo ADAS se realizó para los tres registros sísmicos expuestos en el capítulo 4. En la Figura 5.7 se muestran los desplazamientos relativos máximos obtenidos del análisis, en los mismos nodos sobre el tablero que en el análisis del modelo sin amortiguadores (1, 5, 24, 41, 45, 72, 76); en el punto (a) se presentan los desplazamientos relativos máximos transversales, junto una tabla con los desplazamientos y por último en el punto (c) los desplazamientos relativos máximos longitudinales.

En la Figura se puede observar que los desplazamientos relativos máximos en la dirección transversal para los tres registros sísmicos fueron de 15.9 [cm] para Constitución, para Concepción de un 10.3 [cm] y por último para Viña del Mar fué de 8.3 [cm]. Por otro lado, los desplazamientos en la dirección longitudinal por registro sísmico fueron de 23.12 [cm] para Constitución, 10.7 [cm] para el registro de Concepción y de 17.27 [cm] para Viña del Mar

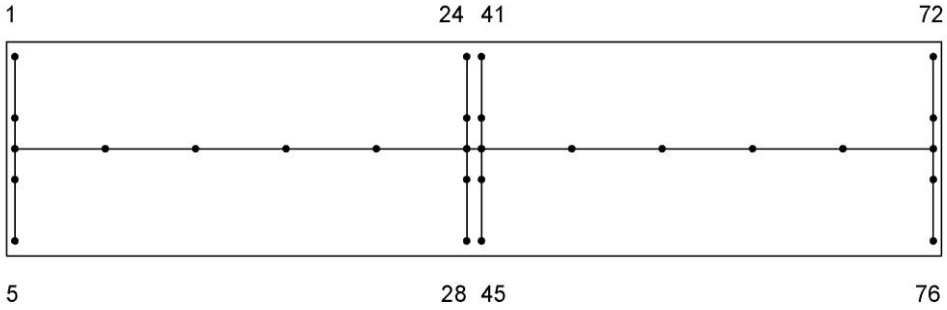
(a)



Desplazamiento transversal del tablero

Nodo	Dirección	Concepción [m]	Constitución [m]	Viña del mar [m]
1 - 5	Z	0,103	0,159	0,073
24 - 28	Z	0,102	0,155	0,078
41 - 45	Z	0,102	0,155	0,078
72 - 76	Z	0,100	0,147	0,083

(b)



(c)

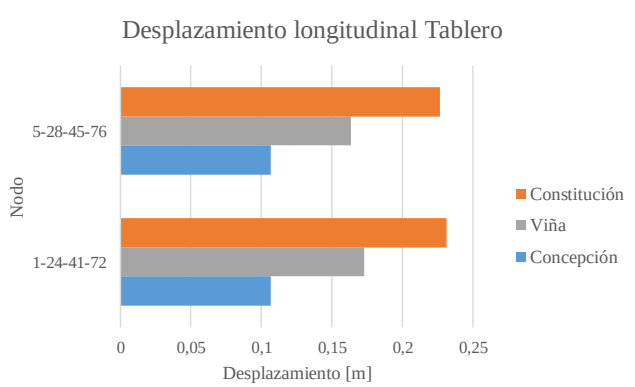


Figura 5.7 Resultados análisis tiempo historia del modelo con disipadores de energía tipo ADAS, para los tres registros sísmicos utilizados; (a) grafica de desplazamientos relativos máximo transversal de 8 nodos, sobre el tablero; (b) ilustración de la posición de los nodos sobre el tablero del paso inferior; (c) desplazamiento relativo máximo longitudinal.

Al comparar el desplazamiento transversal del paso inferior Chada sin amortiguadores y el modelo con los dispositivos ADAS del 25% de rigidez se puede ver una disminución del desplazamiento transversal en cada registro sísmico.

En la Tabla 5.5 se presenta los porcentajes de disminución de desplazamiento transversal de los modelos con dispositivos tipo ADAS con respecto al modelo sin amortiguadores por cada nodo, donde se puede observar que los dispositivos ADAS utilizados se comportaron de mejor manera con el registro sísmico de Viña del mar, el cual disminuyó 3.5 cm, un 20% del desplazamiento transversal, luego para el registro sísmico de concepción disminuyó aproximadamente 1 [cm] y para el registro de constitución hubo una disminución de aproximadamente 3 [cm].

Tabla 5.5 Porcentajes de disminución de desplazamientos relativos máximos en la dirección transversal para cada registro sísmico por nodo.

Nodo	Dirección	Concepción	Constitución	Viña del mar
1 – 5	Z	5,41%	16,26%	27,26%
24 – 28	Z	8,16%	16,73%	21,71%
41 – 45	Z	8,16%	16,75%	21,55%
72 – 76	Z	10,93%	17,51%	20,59%

En los resultados obtenidos de los desplazamientos relativos máximos se puede observar que los cuatro ADAS con un 25% de la rigidez total entregada por los apoyos elastoméricos, aunque disminuyen los desplazamientos transversales, esta disminución no fué lo suficiente para no dañar los topes laterales los cuales están distanciados de las vigas longitudinales en 5.6 [cm]

Por otro lado, los elementos de impacto también superan el distanciamiento máximo que hay entre los estribos y el tablero de 0.08 [m] y empieza a impactar el tablero con el estribo, también el desplazamiento longitudinal no varió sustancialmente respecto al desplazamiento longitudinal del modelo base, esto se debe a que en esta dirección no se dispusieron disipadores de energía.

En la Figura 5.8 se muestra la curva constitutiva de un ADAS ubicado en la viga cabezal, en él se puede observar cuanto se desplazó, lo cual es un poco menor al desplazamiento del tablero, ya que los elementos utilizados para las vigas longitudinales se les ingresó la rigidez calculada de estas.

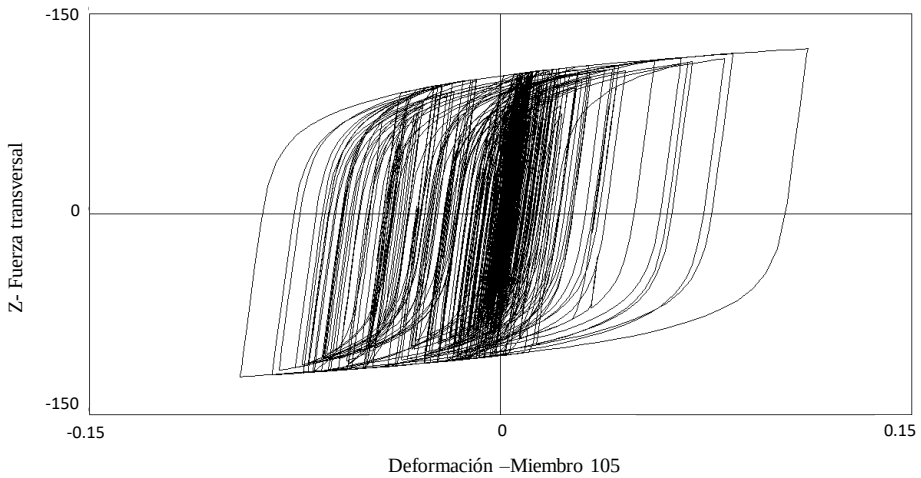


Figura 5.8 Constitutiva de fuerza [kN] deformación [m] del dispositivo tipo ADAS, en la cepa central para el registro sísmico de Constitución.

Los desplazamientos relativos máximos se producen en el análisis de tiempo historia del registro sísmico de Constitución, en la Figura 5.9 se presenta una instantánea en el tiempo que ocurre el desplazamiento máximo relativo en dirección transversal (a) y longitudinal (b).

En este esquema (Figura 5.9) se puede ver que en el instante de tiempo $t = 25.655$ [s] en donde sucede el desplazamiento relativo máximo transversal, se puede observar que se combinan los 3 modos de vibración principales en mayor medida el primero (transversal), y en menor medida los modos 2 y 3 (longitudinal y rotacional respectivamente), en este instante el desplazamiento máximo longitudinal es de 2,98 [cm], en dirección transversal es de 15,91 [cm] y una diferencia de desplazamiento transversal entre los nodos 1 y 72 de 1.2 [cm]. De manera similar en el instante de tiempo 40.515 [s] se produce el desplazamiento relativo máximo longitudinal para el análisis de tiempo historia de Constitución, donde se mezclan los 3 modos fundamentales con un el desplazamiento máximo longitudinal es de 23.1 [cm], en dirección transversal es de 7.36 [cm] y una diferencia de desplazamiento transversal entre los nodos 1 y 72 de 2.3 [cm].

Al comparar estos resultados con los del modelo sin amortiguadores, se puede observar que la rotación se ve disminuida en los dos casos en el desplazamiento máximo transversal disminuyo en 1 [cm] aproximadamente mientras que en la dirección longitudinal la disminución fué de aproximadamente 2 [cm].

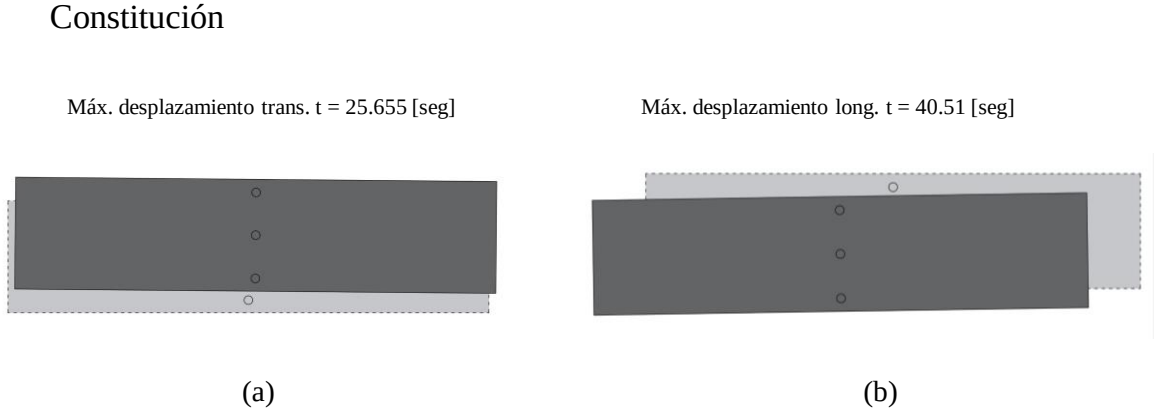


Figura 5.9 Instantáneas para desplazamientos máximos del análisis de tiempo historia registro de constitución para el modelo con cuatro ADAS del 25%.

5.1.2. Aceleraciones máximas

Para el análisis de las aceleraciones máximas para el modelo con amortiguadores histeréticos tipo ADAS del 25% de la rigidez, se tomaron los datos en los mismos ocho puntos sobre los apoyos elastoméricos, que en el modelo original, se presentan en la Figura 5.10 para conocer las aceleraciones máximas en las direcciones longitudinales y transversales sobre los estribos se tomaron los nodos 8-11 y 77- 80, mientras que para los datos en la cepa central se utilizaron los nodos 29-32 y los nodos 46- 49.

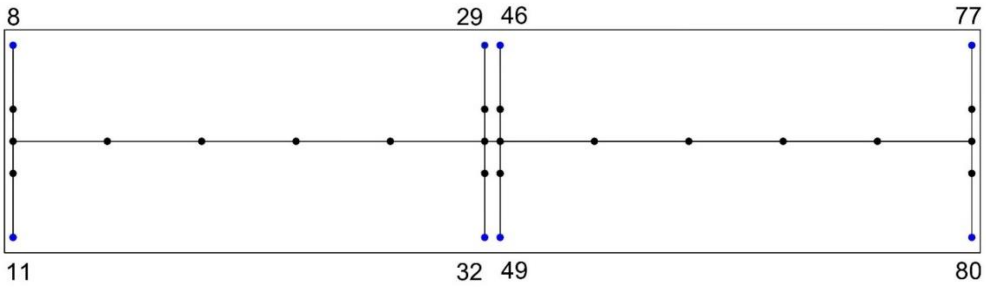


Figura 5.10 Nodos utilizados sobre los apoyos elastoméricos.

La Figura 5.11 muestra la aceleración máxima de nodos sobre los apoyos elastoméricos, en la dirección longitudinal, de esta se puede observar que las aceleraciones en los registros sísmicos de Concepción, Constitución y Viña del Mar en la cepa central fue mayor que en los extremos del puente, sobre los estribos. En el caso de Concepción la aceleración máxima sobre los estribos fue de 17 [m/s²] mientras que en la cepa fue de 20 [m/s²]; en el registro de Constitución las aceleraciones fueron de 30 [m/s²] y 35 [m/s²] en los estribos y en la cepa respectivamente y por último para el registro sísmico de Viña del mar se obtuvo una aceleración de 26.6 [m/s²] en los estribos y de 29.1 [m/s²] en la cepa central.

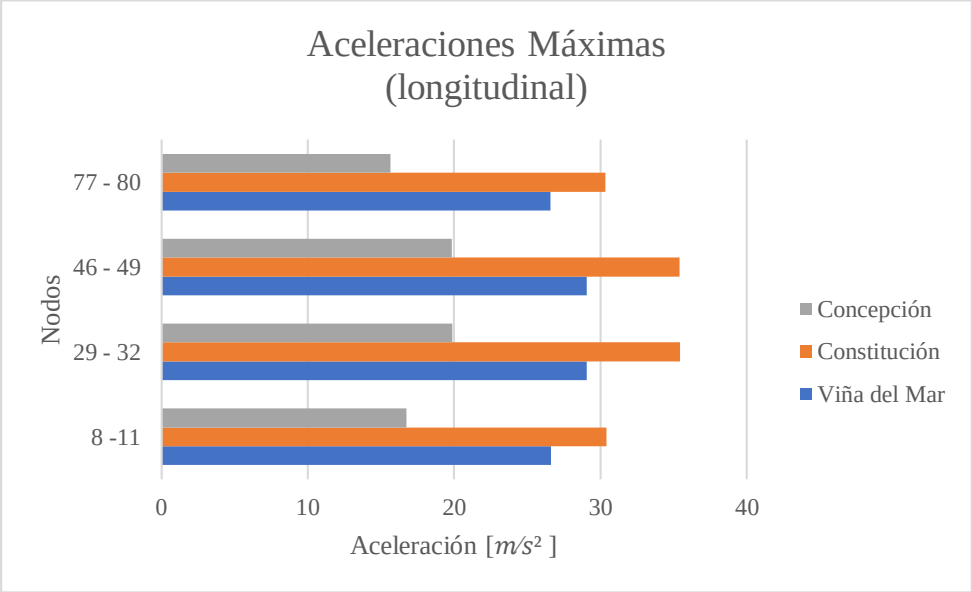


Figura 5.11 Aceleraciones máximas en la dirección longitudinal, sobre el tablero.

Las aceleraciones máximas en la dirección transversal se presentan en la Figura 5.12, la cual sigue un patrón similar al de la dirección transversal del modelo original aunque en este caso para el registro sísmico de Concepción los valores fueron de 11.4 [m/s²] en los extremos y de 16.5 [m/s²] en la cepa central, los valores para el registro de Constitución fueron de 29 [m/s²] en los extremos y de 31 [m/s²] en el centro y por último en Viña del Mar los valores de aceleración máxima fueron de 11.6 [m/s²] en los extremos y de 10.2 [m/s²] en el centro.

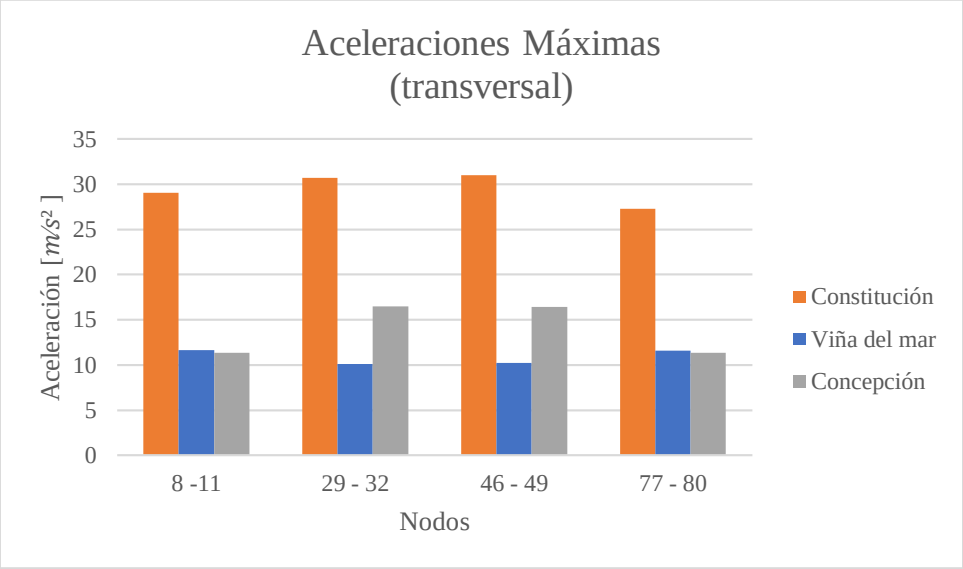


Figura 5.12 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección transversal.

Por lo que se puede observar al comparar los resultados con los del modelo inicial, para el registro sísmico de Concepción, Constitución y Viña del Mar, las aceleraciones máximas se mantuvieron relativamente constante en la dirección longitudinal aumentando entre 2 y 3 [m/s²] sobre los estribos y un aumento de 1 [m/s²] en la cepa central en los tres casos. En la dirección transversal para el registro sísmico de Concepción se notó un aumento en las aceleraciones sobre los estribos de 3.3 [m/s²] y de 1.7 [m/s²] en la cepa central, mientras que para el registro sísmicos de Constitución la aceleración aumentó en 1.7 [m/s²] sobre los estribos y 3 [m/s²] en la cepa central, pero para el caso del registro sísmicos de Viña del mar se observó un aumento de 2.5 [m/s²] en los extremos del puente y de 0.93 [m/s²] en el centro (cepa central).

5.2. Análisis del modelo con amortiguador tipo ADAS 45%

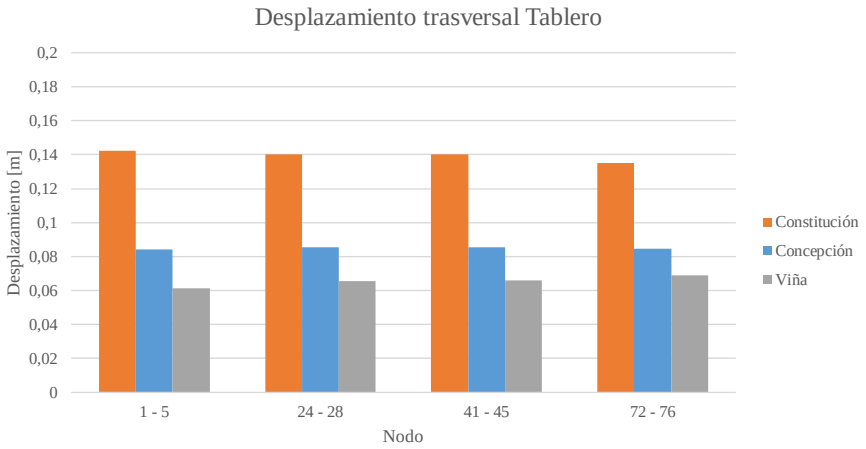
5.2.1. Desplazamientos relativos máximos

El análisis dinámico realizado al modelo con amortiguadores tipo ADAS con un 45 % de la rigidez entregada por los apoyos elastoméricos, se realizó para los tres registros sísmicos expuestos en el capítulo 4, Marga-Marga en Viña del Mar, el de la ciudad de Concepción y el de Constitución en las mismas direcciones expuestas en este capítulo.

Los resultados obtenidos de los desplazamientos relativos máximos del análisis, en los mismos nodos, sobre el tablero que en el análisis del modelo sin amortiguadores, se presentan en la Figura 5.13, en esta se muestran en (a) la gráfica de la envolvente de desplazamientos relativos máximos transversales en los nodos 1, 5, 24, 28, 41, 45, 72 y 76, junto con una Tabla (ver Figura 5.13(a)), con los valores de estos desplazamientos; de manera similar en el punto (c) de la Figura 5.13 se presentan los desplazamientos relativos máximos longitudinales.

De estos resultados se puede ver que los desplazamientos máximos relativos transversales, para los registros sísmicos de Constitución, Concepción y Viña del mar fueron de 14.2 [cm], 8.4 [cm] y 6.7 [cm] respectivamente.

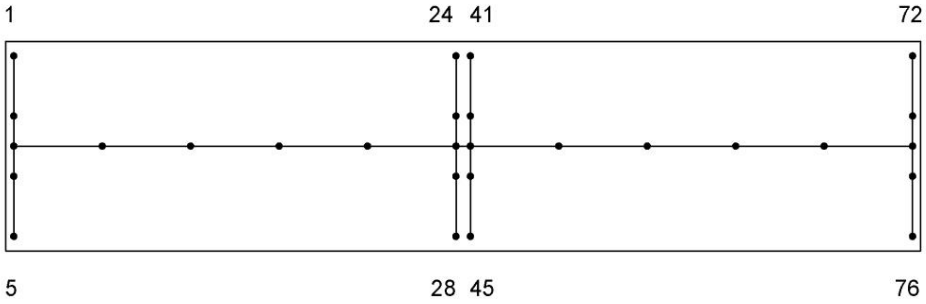
(a)



Desplazamiento transversal del tablero

Nodo	Dirección	Concepción [m]	Constitución [m]	Viña del mar [m]
1 - 5	Z	0,084	0,142	0,061
24 - 28	Z	0,085	0,140	0,066
41 - 45	Z	0,085	0,140	0,066
72 - 76	Z	0,084	0,135	0,069

(b)



(c)

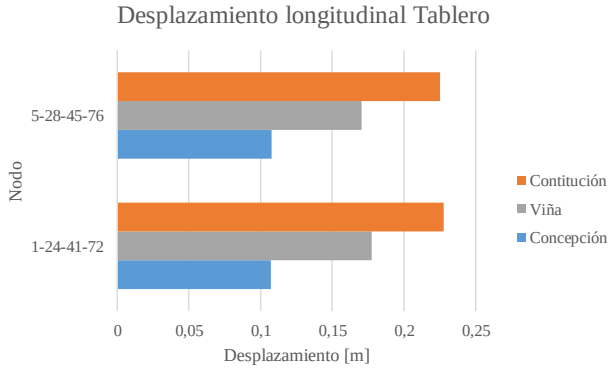


Figura 5.13 Resultados análisis tiempo historia del modelo con disipadores de energía tipo ADAS, para los tres registros sísmicos utilizados; (a) Gráfica de desplazamientos relativos máximo transversal de 8 nodos, sobre el tablero; (b) Ilustración de la posición de los nodos sobre el tablero del paso inferior; (c) Desplazamiento relativo máximo longitudinal.

Al comparar los desplazamientos transversales del paso inferior Chada sin amortiguadores y el modelo con los dispositivos ADAS del 45% de rigidez se puede ver una disminución del desplazamiento transversal en cada registro sísmico.

Tabla 5.6 Porcentajes de disminución de desplazamientos relativos máximos en la dirección transversal para cada registro sísmico por nodo.

Nodo	Dirección	Concepción	Constitución	Viña del mar
1 – 5	Z	22,72%	25,21%	38,51%
24 – 28	Z	23,49%	24,53%	34,03%
41 – 45	Z	23,48%	24,50%	33,91%
72 – 76	Z	24,63%	24,13%	34,02%

En la Tabla 5.6 se presentan los porcentajes de disminución de desplazamiento respecto al desplazamiento transversal del modelo sin dispositivos de amortiguamiento, por cada nodo, en donde se puede observar que los dispositivos ADAS utilizados se comportaron de mejor manera en el registro sísmico de Viña del Mar, el cual disminuyó su desplazamiento transversal en 35%, luego lo sigue el registro de constitución que disminuyó un 24.5% aproximadamente y por último la disminución del desplazamiento para el registro sísmico de concepción fue de un 23.5% promedio aproximadamente.

En los registros sísmicos de Concepción, Constitución y Viña del Mar el desplazamiento disminuyo aproximadamente 2.65 [cm], 4.6 [cm] y 3.6 [cm] respectivamente. Pero, aunque este ADAS disminuyó los desplazamientos transversales mucho más que el ADAS anterior, esto no basta para que las vigas longitudinales no choquen con los topes laterales que están distanciados a 5.6 [cm] de las vigas longitudinales.

Por otro lado, al comparar este ADAS con el anterior de un 25% de la rigidez total, la disminución del desplazamiento transversal aumentó considerablemente: entre un 17% y 15% para el registro de Concepción, para Constitución un 16.5% y en el de registro de Viña del Mar entre 11% y 13.5%.

También, los elementos de impacto superan el distanciamiento máximo que hay entre los estribos y el tablero de 0.08 [m] e impactan el tablero con el estribo, además el desplazamiento longitudinal no varía más de 1.5 [cm]respecto al desplazamiento longitudinal del modelo base, lo cual se debe a que en esta dirección no se dispusieron disipadores de energía. Y es posible notar, que para los tres análisis tiempo historia, los apoyos elastoméricos, incursionan en la zona inelástica de la curva característica.

En la Figura 5.15 se muestra la curva constitutiva de un ADAS ubicado en la viga cabezal, en el, se puede observar cuanto se desplazó este, lo cual es un poco menor al desplazamiento del tablero, ya que los elementos utilizados para las vigas longitudinales se les ingresó la rigidez calculada de estas.

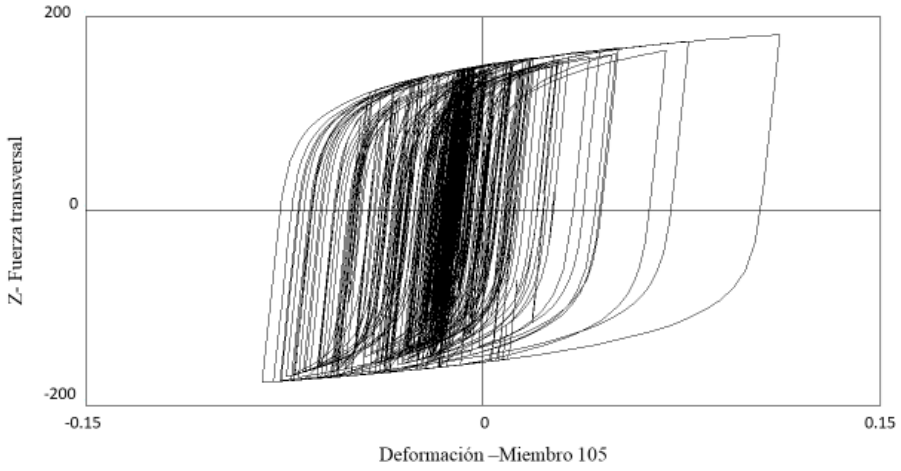


Figura 5.14 Constitutiva de fuerza [kN] deformación [m] del dispositivo tipo ADAS, en la cepa central para el registro sísmico de Constitución.

En la Figura 5.14 se puede observar que los desplazamientos relativos máximos se producen en el análisis de tiempo historia del registro sísmico de Constitución, en la Figura 5.16 se presenta una instantánea en el tiempo que ocurren los desplazamientos máximos relativos en dirección longitudinal y transversal.

En esta Figura 5.16 se puede ver que en el instante de tiempo 25.645 [s] en donde sucede el desplazamiento relativo máximo transversal se puede observar que se combinan los 3 modos (transversal, longitudinal y rotacional), en este instante el desplazamiento máximo longitudinal es de 1,48 [cm], en dirección transversal es de 14,2 [cm] y una diferencia de desplazamiento transversal entre los nodos 1 y 72 de 1.3 [cm]. De manera similar en el instante de tiempo 40.515 [s] se produce el desplazamiento relativo máximo longitudinal para el análisis de tiempo historia de Constitución, el cual se mezclan los 3 modos fundamentales con un el desplazamiento máximo longitudinal es de 22.7 [cm], en dirección transversal es de 7 [cm] y una diferencia de desplazamiento transversal entre los nodos 1 y 72 de 1.2 [cm].

Al comparar estos resultados con los del modelo original se puede observar que la rotación se ve disminuida en ambos casos en 2 [cm] aproximadamente.

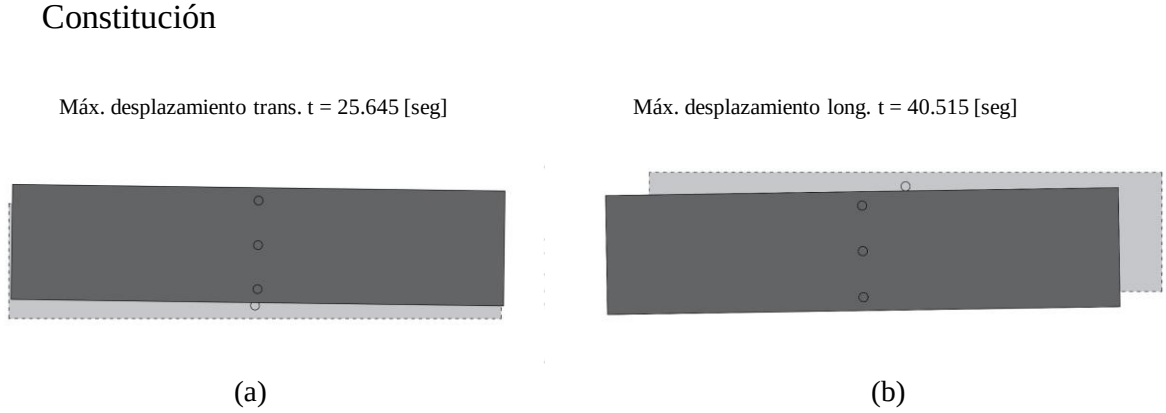


Figura 5.15 Instantáneas para desplazamientos máximos del análisis de tiempo historia registro de constitución para el modelo con cuatro ADAS del 45%.

5.2.2. Aceleraciones máximas

El análisis de aceleraciones máximas se realizó tomando los datos en los ocho nodos sobre los apoyos elastoméricos, los nodos: 8, 11, 29, 32, 46, 49, 77, 80, distribuidos como se presenta en la Figura 5.16.

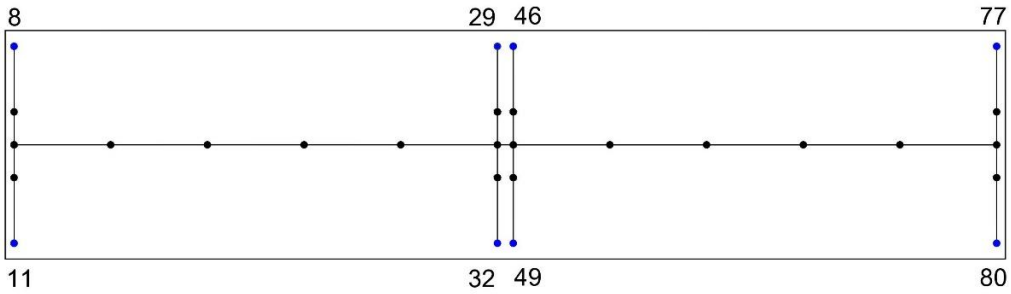


Figura 5.16 Nodos utilizados sobre los apoyos elastomericos.

La Figura 5.17 muestra la aceleración máxima de los nodos en la dirección longitudinal, de esta se puede observar que las aceleraciones en los tres registros utilizados en el tablero sobre la cepa son mayores que en los estribos. En el caso de Concepción, la aceleración máxima sobre los estribos fue de 19 [m/s²], mientras que en la cepa fue de 21 [m/s²]; en el registro de Constitución las aceleraciones fueron de 31 [m/s²] y 37 [m/s²] en los estribos y cepa central respectivamente, por último, para el registro sísmico de Viña del Mar los valores fueron de 27 [m/s²] en los estribos y de 29 [m/s²] en la cepa central.

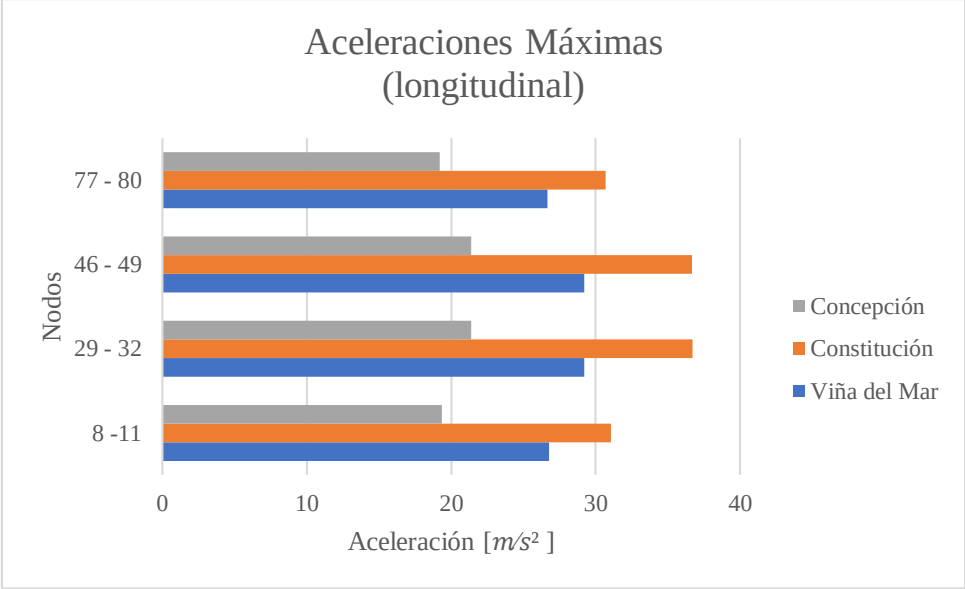


Figura 5.17 Aceleraciones máximas en la dirección longitudinal.

Las aceleraciones máximas en la dirección transversal se presentan en la Figura 5.18, la cual sigue un patrón bastante similar a los anteriores, para los tres registros sísmicos utilizados. Para el registro sísmico de Concepción los valores fueron de 9.1 [m/s²] en los extremos y de 6.1 [m/s²] en la cepa central, los valores para el registro de Constitución fueron de 26.7 [m/s²] en los extremos y de 26.4

[m/s²] en el centro y por último en Viña del Mar los valores de aceleración máxima fueron de 6 [m/s²] en los extremos y de 6.8 [m/s²] en el centro.

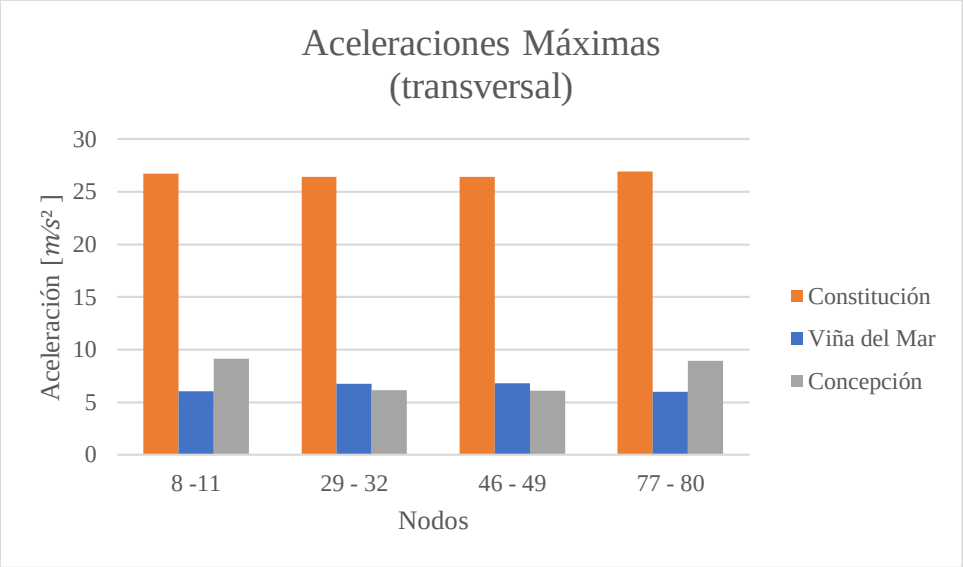


Figura 5.18 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección transversal.

Para el registro sísmico de Viña del Mar la aceleración en la dirección longitudinal aumentó en 2.5 [m/s²], mientras que en la dirección transversal se observó un aumento en la aceleración máxima de 2.58 [m/s²] en los estribos y de 1.1 en el centro, por otro lado para el registro sísmico de Constitución las aceleraciones longitudinales aumentaron en 2 [m/s²] en los estribos y cepa central del puente, mientras que en la dirección transversal se generó una disminución de 1 [m/s²] y 1.6 [m/s²] en la aceleración sobre los estribos y cepa central respectivamente. Luego para el registro sísmico de Concepción las aceleraciones longitudinales aumentaron en 5.9 [m/s²] sobre los estribos y en 3.2 [m/s²] sobre la cepa central, por otro lado, las aceleraciones máximas en la dirección transversal disminuyeron significativamente en los 8 nodos estudiados, 6.1[m/s²] en los estribos y 9.8 [m/s²] en la cepa central.

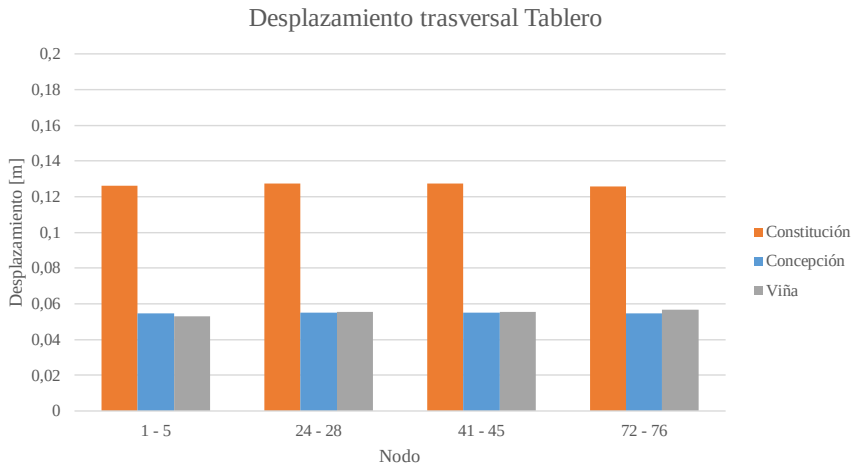
5.3. Análisis del modelo con amortiguador tipo ADAS 68%

5.3.1. Desplazamientos relativos máximos

El análisis dinámico realizado al modelo con amortiguadores tipo ADAS, con un espesor de 3.5 cm por placa (tabla 5.3), representa un 68 % de la rigidez entregada por los apoyos elastoméricos, se eligió este valor, ya que al aumentar más el espesor de estos dispositivos, la rigidez varia drásticamente aumentando esta, a más de un 100% la rigidez obtenida por los apoyos elastoméricos, este análisis se realizó para los tres registros sísmicos expuestos en el Capítulo 4, el registro sísmico de Marga-Marga en Viña del Mar, el de la ciudad de Concepción y el de Constitución en las mismas direcciones expuestas.

En la Figura 5.19 se presentan los resultados obtenidos de los desplazamientos relativos máximos derivados del análisis dinámico en los mismos nodos sobre el tablero que en el análisis del modelo sin amortiguadores 1, 5, 24, 28, 41, 45, 72 y 76, en el punto (a) se presenta una gráfica del desplazamiento transversal relativo en los nodos , además de la tabla con los valores de estos desplazamientos, la imagen que se encuentra en el punto (b) representa la localización de los nodos en el tablero y por último en el punto (c) se presentan los desplazamientos relativos máximos longitudinales.

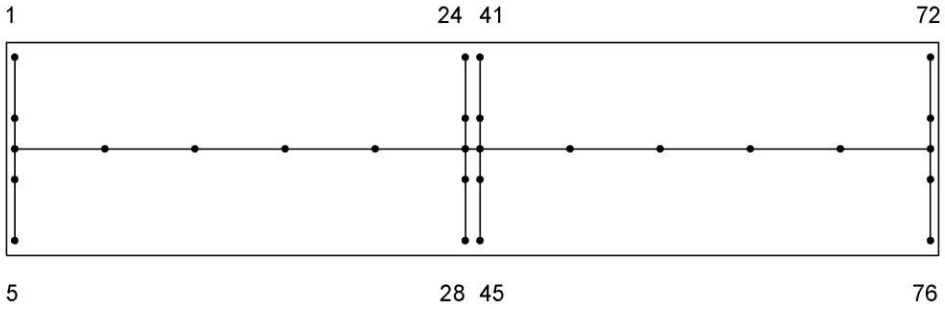
(a)



Desplazamiento transversal del tablero

Nodo	Dirección [m]	Concepción [m]	Constitución [m]	Viña del mar [m]
1 - 5	Z	0,055	0,126	0,053
24 - 28	Z	0,055	0,127	0,056
41 - 45	Z	0,055	0,127	0,056
72 - 76	Z	0,055	0,126	0,057

(b)



(c)

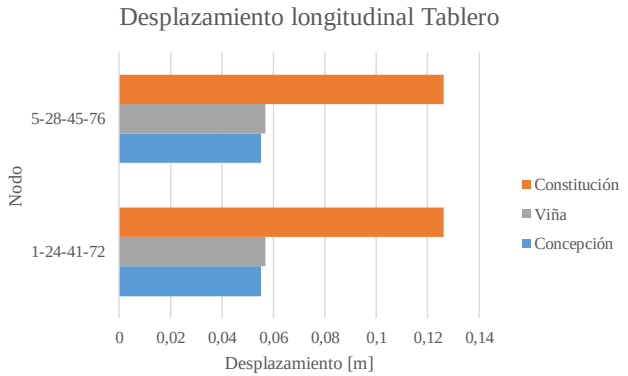


Figura 5.19 Resultados análisis tiempo historia del modelo con disipadores de energía tipo ADAS, para los tres registros sísmicos utilizados; (a) Gráfica de desplazamientos relativos máximo transversal de 8 nodos, sobre el tablero; (b) Ilustración de la posición de los nodos sobre el tablero del paso inferior; (c) Desplazamiento relativo máximo longitudinal.

Al comparar los desplazamientos transversales del paso inferior Chada con amortiguadores ADAS del 68% de rigidez y el modelo sin dispositivos de disipación de energía, se puede ver una disminución del desplazamiento transversal en cada registro sísmico.

Tabla 5.7 Porcentajes de disminución de desplazamientos relativos máximos en la dirección transversal para cada registro sísmico por nodo.

Nodo	Dirección	Concepción	Constitución	Viña del mar
1 – 5	Z	49,92%	33,63%	46,98%
24 – 28	Z	50,48%	31,47%	44,22%
41 – 45	Z	50,48%	31,39%	44,16%
72 – 76	Z	51,31%	29,46%	45,57%

En la Tabla 5.7 se presenta los porcentajes de disminución de desplazamiento máximo transversal del modelo con el amortiguador tipo ADAS, respecto a los desplazamiento transversal del primer modelo por cada nodo, en donde se puede observar que los dispositivos ADAS utilizados se comportaron de mejor manera con el registro sísmico de Concepción el cual disminuyo el desplazamiento transversal en un 50% promedio, luego lo sigue el de Viña del Mar, que disminuyó un 45% aproximadamente y por último la disminución del desplazamiento para el registro sísmico de Constitución fue de un 31.5% promedio aproximadamente.

En el registro de Concepción, Constitución y Viña del Mar el desplazamiento disminuyó aproximadamente 5.8 [cm], 6.4 [cm] y 4.7 [cm] respectivamente. En este caso como se puede observar en la tabla “Desplazamiento transversal del tablero” de la Figura 5.21 (a), para los registros sísmicos de Viña del Mar y Concepción, el desplazamiento transversal no sobrepasa el espaciamiento entre las vigas longitudinales y los topes laterales, por otro lado, para el registro sísmico de Constitución, esté dispositivo para disipar energía no sería suficiente para controlar los daños en el puente en la dirección transversal. Estos desplazamientos máximos fueron de 5.52 [cm], 12.7[cm] y 5.69 [cm] para Concepción, Constitución y Viña del Mar respectivamente.

Los elementos de impacto también superan el distanciamiento máximo que hay entre los estribos y el tablero de 0.08 [m], impactando el tablero con el estribo, también el desplazamiento longitudinal no varió significativamente respecto al desplazamiento longitudinal del modelo base, lo cual se debe a que en esta dirección no se colocaron disipadores de energía.

En la Figura 5.20 se muestra la curva constitutiva de un ADAS ubicado en la viga cabezal, en el se puede observar como el esfuerzo máximo ha aumentado comparado con el original, el ADAS 25%, y el ADAS 45%.

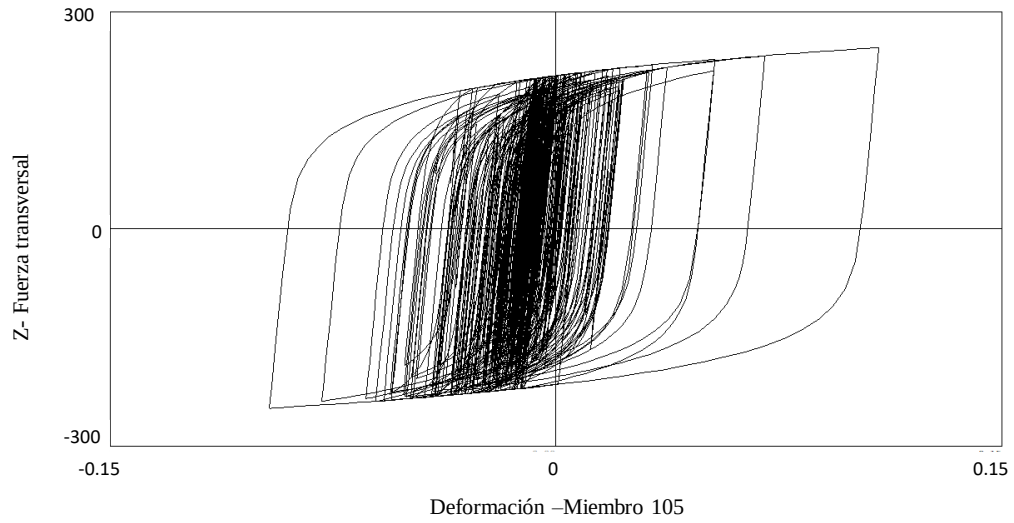


Figura 5.20 Constitutiva de fuerza [kN] deformación [m] del dispositivo tipo ADAS, en la cepa central para el registro sísmico de Constitución.

En la Figura 5.21 se presenta una instantánea en el tiempo que ocurren los desplazamientos máximos relativos en dirección longitudinal y transversal, en el instante de tiempo t=25.63 [s] sucede el desplazamiento relativo máximo transversal, donde se combinan los 3 modos de vibración principales en mayor medida el transversal, y en menor medida los modos 2 y 3 (longitudinal y rotacional), en este instante el desplazamiento máximo longitudinal es de 0,59 [cm], en dirección transversal es de 12,7 [cm] y una diferencia de desplazamiento transversal entre los nodos 1 y 72 de 0,1 [cm]. De manera similar en el instante de tiempo t=40.53 [s] se produce el desplazamiento relativo máximo longitudinal para el análisis de tiempo historia de Constitución, el cual se mezclan los 3 modos fundamentales con un el desplazamiento máximo longitudinal es de 23,1 [cm], en dirección transversal es de 4,67 [cm] y una diferencia de desplazamiento transversal entre los nodos 1 y 72 de 1.5 [cm].Al comparar estos resultados con los del modelo sin disipadores de energía se puede observar que la rotación se ve disminuida en ambos casos en 2 [cm] aproximadamente.

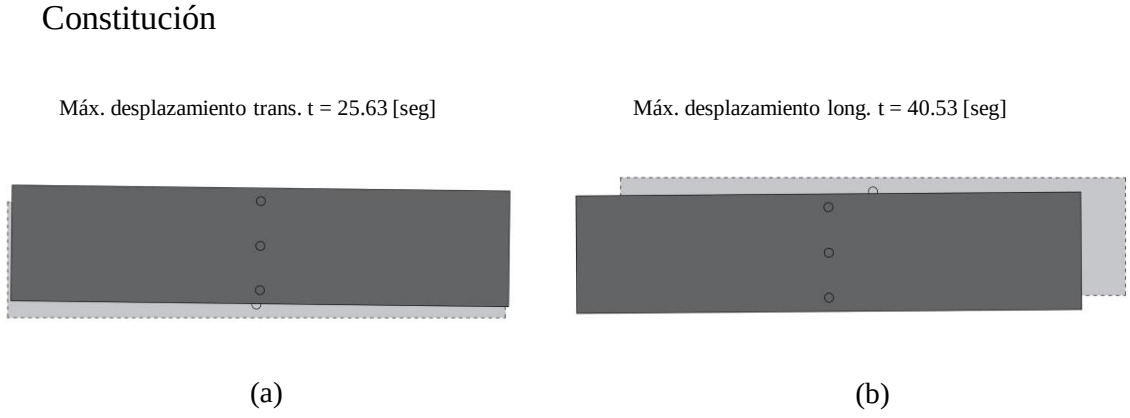


Figura 5.21 Instantáneas para desplazamientos máximos del análisis de tiempo historia registro de constitución para el modelo con cuatro ADAS del 68%, (a) Desplazamiento relativo máximo transversal; (b) Desplazamiento relativo máximo longitudinal

5.3.2. Aceleraciones máximas

Para este análisis se tomaron los datos en los mismos ocho nodos sobre los apoyos elastómeros, como se exhibe en la Figura 5.22, sobre los estribos, los pares de nodos 8-11 y 77-80 , en la cepa central los nodos 29-32 y los nodos 46- 49.

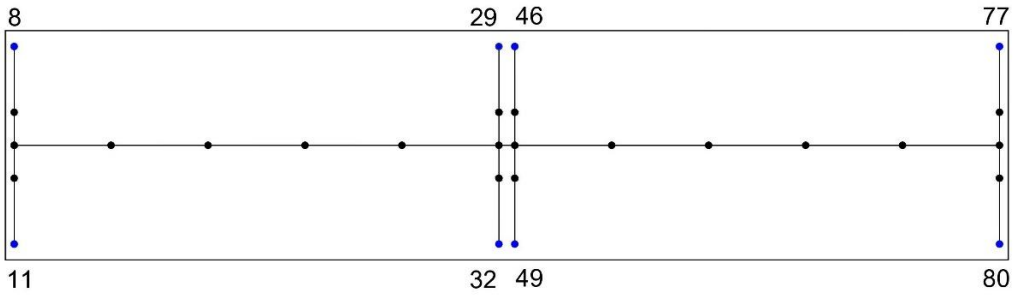


Figura 5.22 Nodos utilizados sobre los apoyos elastómeros.

La Figura 5.23 muestra la aceleración máxima de nodos sobre el tablero, en la dirección longitudinal de esta, se puede observar que las aceleraciones en los tres registros utilizados en el tablero sobre los estribos son menores que en la cepa central. En el caso de Concepción la aceleración máxima sobre los estribos fue de 19 [m/s²] mientras que en la cepa fue de 21 [m/s²]; en el registro de Constitución las aceleraciones fueron de 32 [m/s²] y 36.1 [m/s²]. Por último, para el registro sísmico de Viña del Mar fue de 25.9 [m/s²] en los estribos y 28.3 [m/s²] en la cepa central.

Para Viña del Mar la aceleración aumentó 1.7 [m/s²] respecto de la aceleración del modelo sIn amortiguadores en los estribos, en cambio la cepa central se mantuvo constante. El registro de Concepción aumento la aceleración aproximadamente de 6.7 [m/s²] en los estribos y 3.1 [m/s²] en el centro. Para el registro de Constitución también las aceleraciones aumentaron en 2 [m/s²] en los extremos y 1 [m/s²] en el centro del puente.

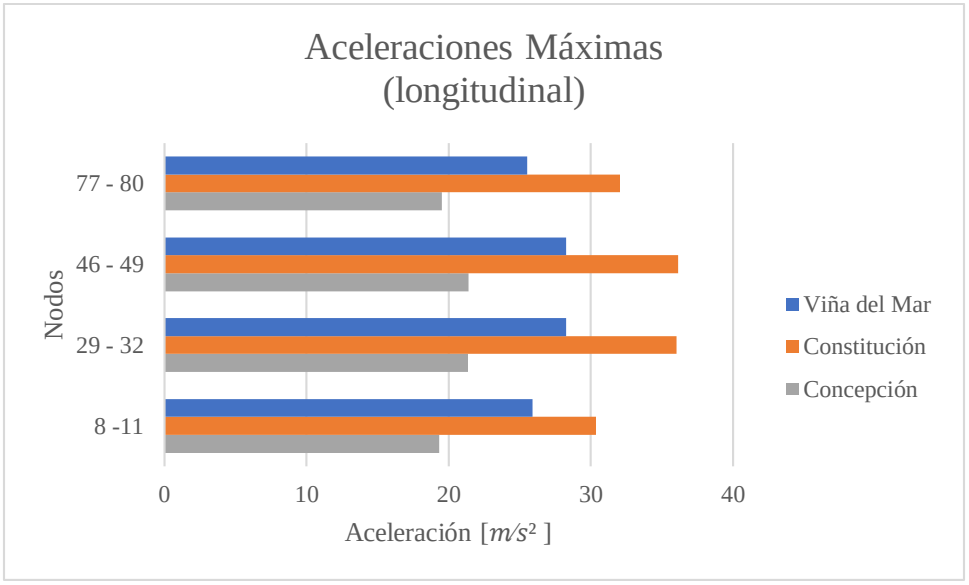


Figura 5.23 Aceleraciones máximas en la dirección longitudinal.

Las aceleraciones máximas en la dirección transversal se presentan en la Figura 5.24 la cual sigue un patrón parecido al de la dirección transversal del modelo original. Para el registro sísmico de Concepción los valores fueron de 4.4 [m/s²] en los extremos y de 5.4 [m/s²] en la cepa central, los valores para el registro de Constitución fueron de 26 [m/s²] en los extremos, de 24 [m/s²] en el centro, por último en Viña los valores de aceleración máxima fueron de 4.8 [m/s²] en los extremos y de 6.2 [m/s²] en el centro.

Al comparar estos resultados con los del modelo original se puede ver que en los registros de Constitución y Concepción las aceleraciones máximas disminuyeron en 1.4 y 4 [m/s²] para el registro de Constitución en los estribos y cepa central, luego para el registro sísmico de Concepción la disminución fue de 10 [m/s²] aproximadamente en todos los nodos, por otro lado para el registro sísmico de Viña del Mar se generó un aumento en las aceleraciones de 1.7 [m/s²] en los extremos y de 0.14 [m/s²] en el centro.

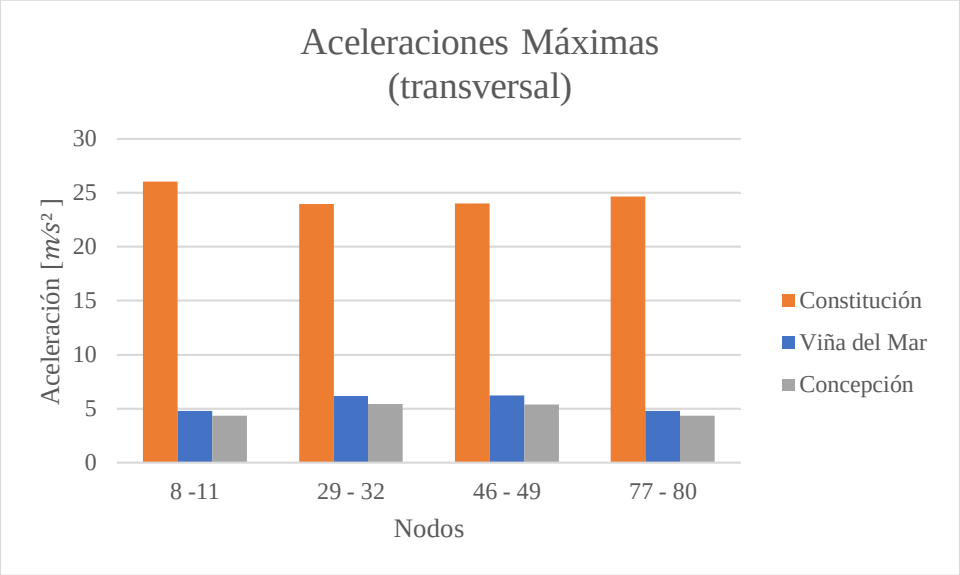


Figura 5.24 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección transversal.

5.4. Fuerzas máximas en los apoyos

En este apartado se presenta los resultados obtenidos del análisis de fuerzas transversales máximas de los tres modelos en los cuales se incorporaron amortiguadores tipo ADAS, las cuales se analizaron en los nodos 13, 14, 15, 16, 34, 35, 36, 37, 89, 90, 91, 92, los cuales se presentan en la Figura 5.25

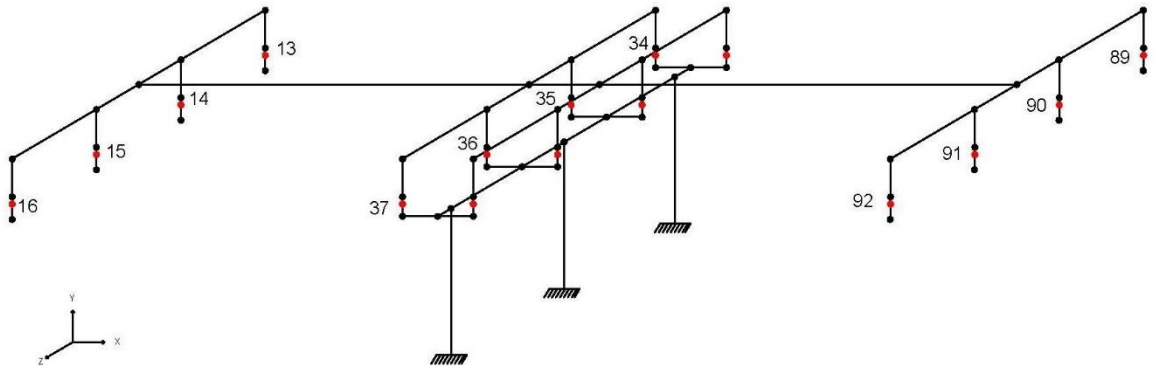


Figura 5.25 Nodos utilizados en el análisis de fuerzas de transversales máximas.

Para el registro sísmico de Viña del Mar como se puede observar en la tabla 5.8 las fuerzas transversales se fueron reduciendo a medida que se iba aumentando la rigidez de los dispositivos tipo ADAS, donde se puede ver una disminución de un 13% en las fuerzas en los estribos y de una reducción de un 3 % en la cepa central, para el amortiguador tipo ADAS 25%; en el caso del amortiguador ADAS 45 %, la reducción en los estribos fue de un 16% mientras que en la cepa central fue de un 4%. Por último, al utilizar un ADAS 68% de la rigidez, se obtuvo una disminución de un 21% en los estribos y de un 6% en la cepa central.

Tabla 5.8 Fuerzas transversales máximas para el registro sísmico de Viña del Mar

Viña del Mar	Sin Amortiguador		ADAS 25%		ADAS 45%		ADAS68%	
Ubicación	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$
Estribo	195	-212	184	-202	182	-192	173	-172
	159	-161	155	-161	155	-158	153	-153
	159	-161	155	-161	155	-158	153	-153
	195	-212	199	-202	182	-192	173	-172
Cepa central	164	-165	159	-157	157	-155	155	-152
	164	-165	159	-157	157	-155	155	-152
	164	-165	159	-157	157	-155	155	-152
	164	-165	168	-157	157	-155	155	-152
Estribo	223	-200	194	-182	188	-176	177	-163
	164	-158	158	-155	157	-157	154	-150
	159	-161	158	-155	157	-157	154	-150
	223	-212	287	-176	188	-176	177	-163

En el caso del registro sísmico de Concepción también disminuyen las fuerzas transversales bajo los apoyos elastoméricos con porcentajes similares a los del registro sísmico de Viña del Mar, como se puede observar en la tabla 5.9, para el amortiguador ADAS con un 25 % la fuerza máxima se redujo un 10% en los extremos de los estribos y un 5% en la cepa central; luego para el amortiguador ADAS de un 45% se observó una disminución de un 12 % en las fuerzas transversales sobre los extremos de los estribos y una reducción de un 6% en las fuerzas sobre la cepa central y por último en caso del ADAS de un 68% en el cual se logró una reducción de un 20%, las fuerzas transversales en los extremos del estribo un 8% de reducción sobre la cepa central.

Tabla 5.9 Fuerzas transversales para el registro sísmico de Concepción.

Concepción	Sin Amortiguador		ADAS 25%		ADAS 45%		ADAS68%	
Ubicación	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$
Estribo	207	-197	186	-182	182	-173	165	-165
	160	-158	156	-155	155	-153	151	-151
	160	-158	156	-155	155	-153	151	-151
	207	-187	186	-174	182	-162	165	-165
Cepa central	167	-162	159	-158	157	-155	154	-153
	167	-162	159	-158	157	-156	154	-153
	167	-162	159	-158	157	-156	154	-153
	167	-160	383	-155	239	-155	154	-153
Estribo	206	-196	186	-180	182	-173	165	-165
	161	-159	156	-155	155	-153	151	-151
	161	-159	156	-155	155	-153	151	-151
	206	-192	186	-173	182	-159	165	-165

Para el registro sísmico de Constitución se puede observar que la disminución de las fuerzas máximas transversales fue un poco mayor que en los casos anteriores, Tabla 5.10, pero con patrones similares a los casos anteriores un % mayor de disminución en los extremos de los estribos , menores en el centro de este y en la cepa central del puente, para el caso del ADAS 25% la reducción fue de un 15% en los estribos y de un 7% en la cepa central; luego para el amortiguador ADAS 43% las reducciones en las fuerzas fueron de un 21% en los extremos de los estribos y de un 10% en los extremos de la cepa central, por último del caso del amortiguador ADAS de un 68% las reducciones fueron de un 27% en los estribos y de un 12 % en la cepa central.

Tabla 5.10 Fuerzas transversales máximas para el registro sísmico de Constitución.

Constitución	Sin Amortiguador		ADAS 25%		ADAS 45%		ADAS68%	
Ubicación	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$
Estribo	293	-238	250	-229	230	-225	213	-220
	178	-170	169	-166	164	-165	161	-163
	178	-170	169	-166	164	-165	161	-163
	293	-238	250	-229	230	-222	213	-214
Cepa central	191	-174	177	-175	172	-189	168	-169
	191	-177	177	-175	172	-174	168	-169
	191	-177	177	-175	172	-173	168	-169
	1049	-174	177	-175	664	-172	555	-169
Estribo	281	-669	242	-417	243	-286	226	-218
	175	-168	167	-168	168	-167	164	-167
	175	-168	167	-168	168	-167	164	-167
	1088	-229	825	-230	726	-224	646	-216

De estos tres casos se puede inferir que los porcentajes de reducción fueron mayores en los extremos de los estribos principalmente, ya que en estas zonas las vigas longitudinales impactan con los topes laterales lo cual podría implicar un aumento en las fuerzas en estos nodos.

6. Modelo tridimensional con amortiguadores viscosos

El objetivo principal de este Capítulo es diseñar un amortiguador de tipo viscoso e incorporarlo al modelo realizado del puente Chada, para analizar sus efectos sobre la estructura.

Para alcanzar este objetivo se utilizó un amortiguador viscoso como se muestra en la Figura 6.1, este tipo de dispositivo disipa la energía proporcionando una fuerza de resistencia sólo cuando se mueven. No añaden rigidez a una estructura, y no soportan ninguna carga estática. Este disipador produce esta presión (fuerza) que varía con la velocidad, cuanto mayor sea la velocidad, mayor será la fuerza resistente que se produce, como se muestra en la ecuación [17]:

$$Fuerza\ de\ amortiguación = Cte.de\ amortiguacion\ (C) \times Velocidad^{\propto} \qquad 4.1$$

Donde $\propto$ es el exponente de amortiguación el cual típicamente obtiene un valor entre [0,2 - 2,0] dependiendo de la aplicación específica. Debido a que este amortiguador produce fuerza de resistencia solo cuando hay movimiento, este no proporciona fuerza de restauración, ya que la energía es absorbida por el fluido del amortiguador y convertida en calor.

Figura 6.1 Amortiguador viscoso[17].

Para el diseño del amortiguador viscoso se eligieron tres amortiguadores distintos de Taylor Devices, para analizar las respuestas del modelo para los tres registros sísmicos mostrados en el Capítulo 4, registro sísmico de Viña del Mar, Constitución y Concepción.

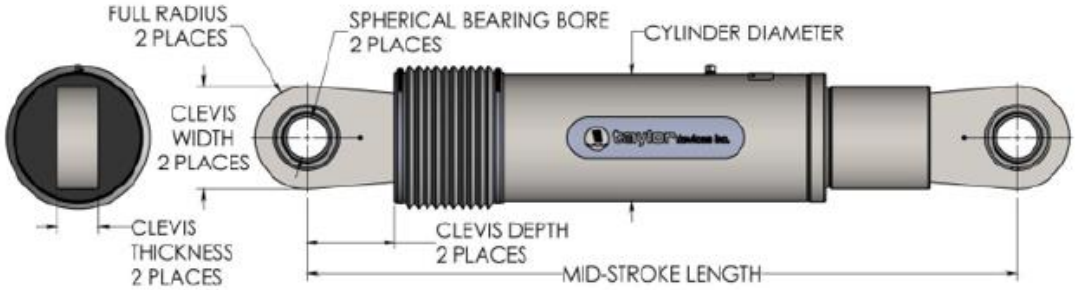


Figura 6.2 Esquema del modelo del amortiguador viscoso utilizado de Taylor device inc [17].

Tabla 6.1 Características geométricas de los 3 amortiguadores utilizados en el análisis[17].

Fuerza (kip)	N° del modelo	Diámetro del rodamiento	Mid-stroke length (in)	stroke	Clevis espesor (in)	Bearing espesor (in)	Maximun clevis width (in)	Max. Diametro del cilindro (in)	Peso (lb)
55	17120	1.50	34.13	±3	1.67	1.31	4	4.5	90
165	17140	2.25	47.00	±4	2.31	1.97	6	7.25	300
330	17160	3.00	51.75	±4	3.03	2.62	8	9.5	550

Los amortiguadores viscosos se modelaron como elementos Damper y los parámetros utilizados para definirlos se presentan en la Tabla 6.2. Estos se colocaron uno en cada estribo y otro en la cepa central, dando un total de 3 amortiguadores viscosos los cuales se dispondrán entre dos vigas longitudinales.

Tabla 6.2 Parámetros utilizados en el diseño de los amortiguadores viscosos.

Fuerza (kip)	Exponente de amortiguamiento (α)	Coeficiente de amortiguamiento C $[kN * seg/m]$
55	1.0	481.6
165	1.0	1444.8
330	1.0	2889.6

En la Figura 6.3 se presenta el modelo con los amortiguadores viscosos y su ubicación, estos se modelaron en dirección vertical pero sus propiedades se aplicaron en la dirección de interés la transversal del tablero, el eje z, como se muestra en la Figura 6.4.

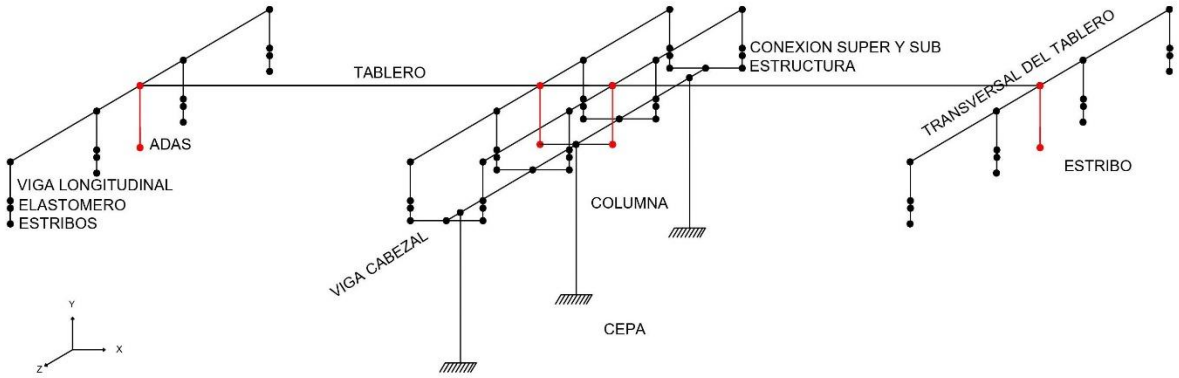


Figura 6.3 Modelo con amortiguadores viscosos

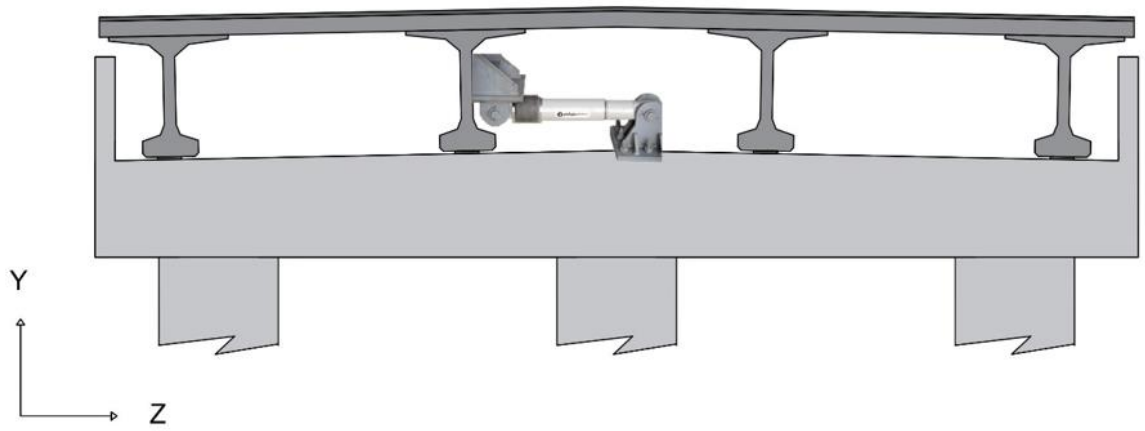


Figura 6.4 disposición del amortiguador viscoso.

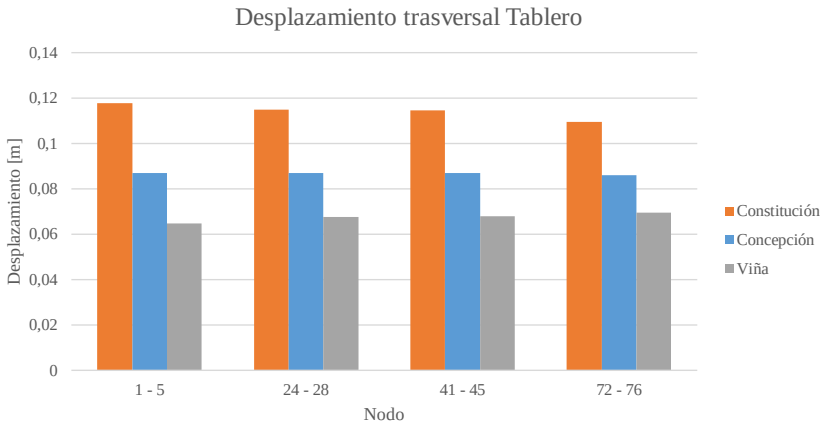
6.1. Análisis del modelo con amortiguadores viscosos modelo 17120

El análisis dinámico realizado al modelo con los amortiguadores viscosos se realizó para los tres registros sísmicos expuestos en el Capítulo 4, en las mismas direcciones expuestas en el Capítulo.

6.1.1. Desplazamientos relativos máximos

Se analizaron los desplazamientos relativos del modelo, con 3 amortiguadores viscosos de fuerza de 55 (kip), esquematizado en la Figura 6.5, en la cual, se presentan los resultados obtenidos del análisis dinámico, en el punto (a) se exhiben los desplazamientos máximos relativos en la dirección transversal, donde se puede ver que los desplazamientos disminuyen en gran medida respecto al modelo original. Esta disminución respecto al modelo original se muestra en la Tabla 6.3, en esta, se puede observar que se disminuyó el desplazamiento en al menos un 20% en todos los registros sísmicos, a diferencia de los dispositivos tipo ADAS, donde solo se logró esta disminución al agregar un 68% de la rigidez total de los apoyos elastoméricos. Por otro lado, para el registro sísmico de Constitución que es el mayor de los tres se logra casi un 40% de disminución en el desplazamiento y para registros menores también es menor la disminución de su efectividad. Ya que para constitución paso de un desplazamiento de 19 [cm] en los nodos 1 y 5 a desplazarse 11.8 [cm]; Para Viña del Mar pasa de desplazarse 10 [cm] a moverse 6.5 [cm] en los mismos nodos y por último Concepción paso de desplazarse 10.9 [cm] a 8.7 [cm] al agregar los disipadores.

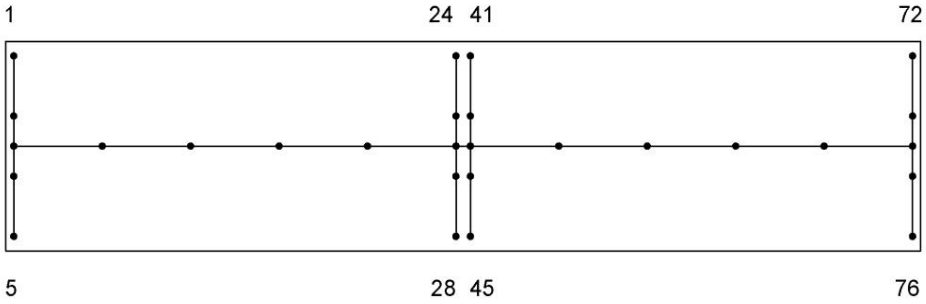
(a)



Desplazamiento transversal del tablero

Nodo	Dirección	Concepción	Constitución	Viña del mar
1 - 5	Z	0,0869	0,1176	0,0648
24 - 28	Z	0,0871	0,1148	0,0677
41 - 45	Z	0,0871	0,1147	0,0678
72 - 76	Z	0,0861	0,1094	0,0696

(b)



(c)

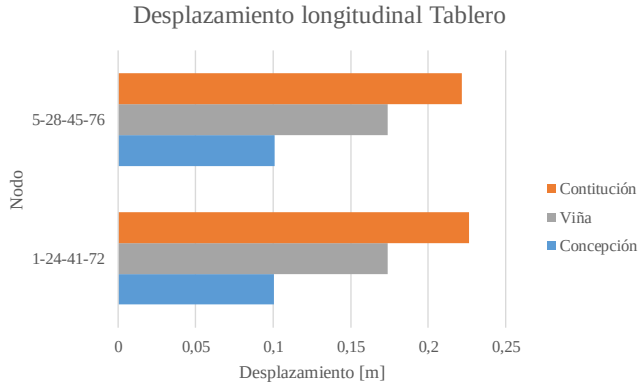


Figura 6.5 Resultados análisis tiempo historia del modelo con amortiguadores viscosos, para los tres registros sísmicos utilizados; (a) Gráfica de desplazamientos relativos máximo transversal de 8 nodos, sobre el tablero; (b) Ilustración de la posición de los nodos sobre el tablero del paso inferior; (c) Desplazamiento relativo máximo longitudinal.

Tabla 6.3 Porcentajes de disminución del desplazamiento relativo transversal respecto al desplazamiento relativo transversal sin amortiguadores.

Nodo	Dirección	Concepción	Constitución	Viña del mar
1 - 5	Z	20,25%	38,11%	35,11%
24 - 28	Z	21,88%	38,25%	31,97%
41 - 45	Z	21,89%	38,23%	31,90%
72 - 76	Z	23,17%	38,61%	33,40%

Los elementos de impacto también superan el distanciamiento máximo que hay entre los estribos y el tablero de 0.08 [m] y empieza a impactar el tablero con el estribo, también el desplazamiento longitudinal no varía mucho respecto al del modelo base, lo cual se debe a que en esta dirección no se colocaron disipadores de energía.

Además de esto, también es posible notar que para los 3 análisis tiempo historia, los apoyos elastoméricos, superan el desplazamiento límite de la deformación elástica, que en la dirección longitudinal es de 0,026 [m] y en la dirección transversal de 0,026 [m] en los estribos, 0.019 [m] en la cepa, por lo cual se puede observar que empieza a trabajar en la zona inelástica.

En la Figura 6.6 se muestra la curva constitutiva de un amortiguador viscoso el cual se ingresó como elemento Damper que sirve principalmente para dar amortiguamiento a la estructura y se le ingreso el coeficiente de amortiguamiento en la dirección trasversal" z" y el exponente de amortiguamiento α=1, en la gráfica se puede observar que el desplazamiento desplazado hacia el lado positivo, también si desplazamiento máximo cercano a los 10 [cm] y la fuerza máxima cercana a los 148 [kN].

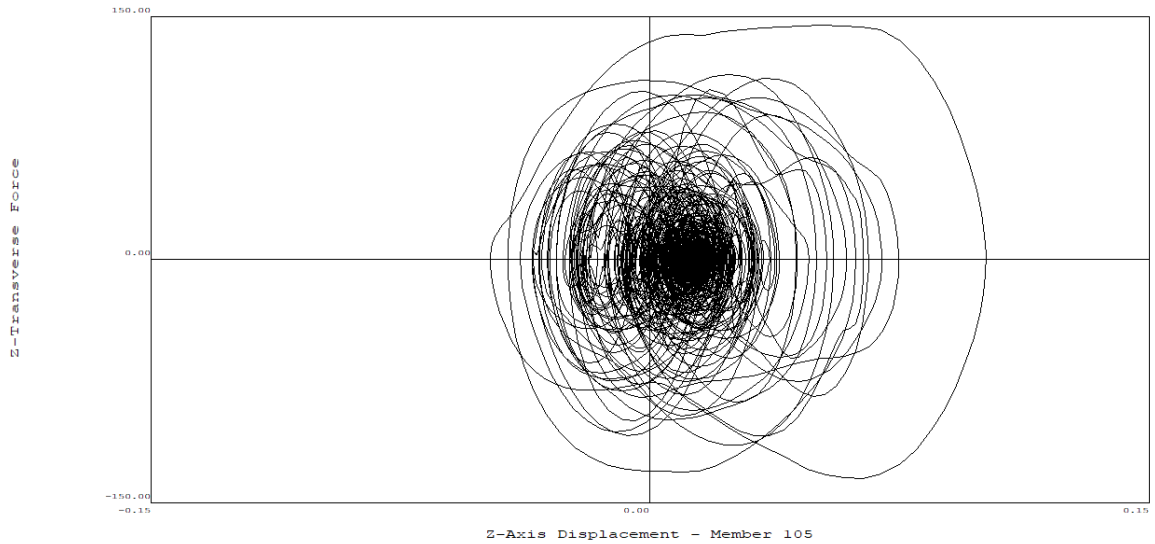


Figura 6.6Curva característica del amortiguador viscoso en el centro del tablero miembro 105

6.1.2. Aceleraciones máximas

Para este análisis se tomaron los datos sobre los apoyos elastoméricos en los nodos: 8, 11, 29, 32, 46, 49, 77, 80, como se presenta en la Figura 6.7 para conocer las aceleraciones máximas en las direcciones longitudinales, transversales sobre los estribos y en la cepa central.

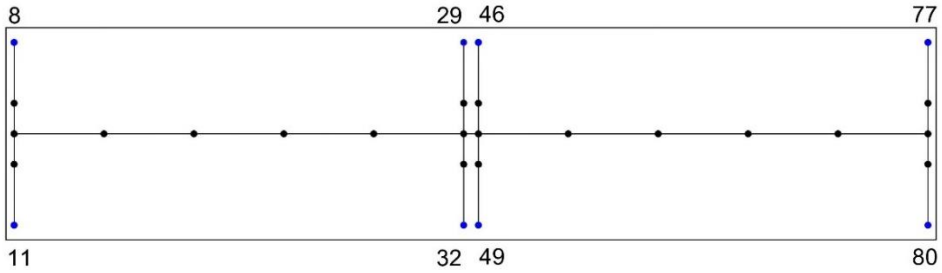


Figura 6.7 Nodos utilizados.

La Figura 6.8 muestra la aceleración máxima de los nodos sobre el tablero, en la dirección longitudinal de esta se puede observar que en el caso de Concepción la aceleración máxima sobre los estribos fue de 15 [m/s²] mientras que en la cepa fue de 17.1 [m/s²], con un aumento de 1.7 [m/s²] en los estribos y una disminución de 1.1 en el centro; en el registro de Constitución las aceleraciones fueron de 33.1 [m/s²] y 34.6 [m/s²] sobre los estribos y cepa respectivamente, aumentando en 4 [m/s²] la aceleración en los estribos respecto al modelo original, manteniéndose constante la aceleración sobre la cepa central; por último para el registro sísmico de Viña del mar se obtuvo 25.6 [m/s²] en los estribos y de 28 [m/s²] en la cepa central, con un aumento de 0.4 [m/s²] en los estribos, manteniéndose casi constante la aceleración en la cepa central.

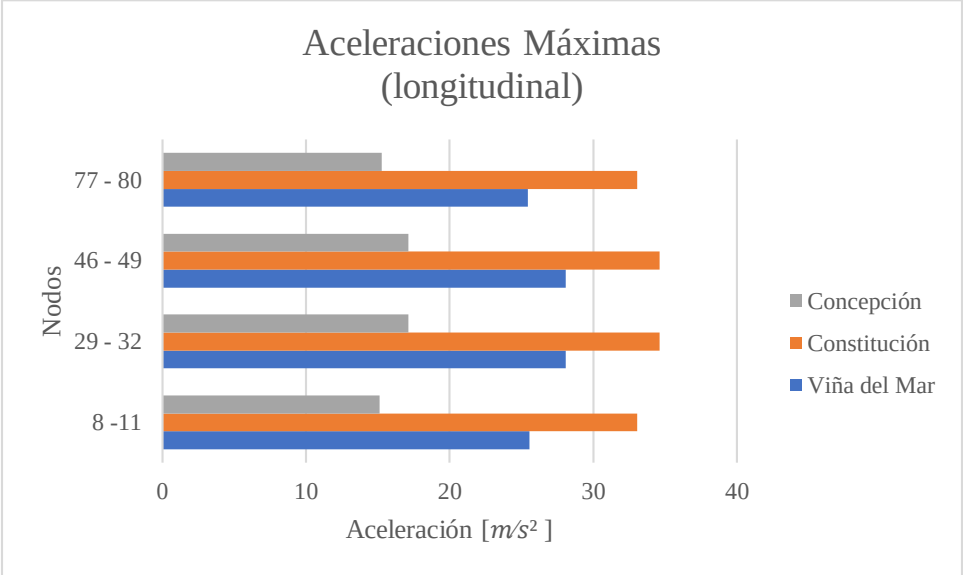


Figura 6.8 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección longitudinal.

En la dirección trasversal las aceleraciones máximas fueron: para Concepción 9 [m/s²] en los extremos y 9 [m/s²] en el centro del tablero. Viña del mar tuvo 4 [m/s²] en estribos y 5.4 [m/s²] en el centro. Por último Constitución 22.5 [m/s²] en los extremos y 23.3 [m/s²] en el centro, Figura 6.9.

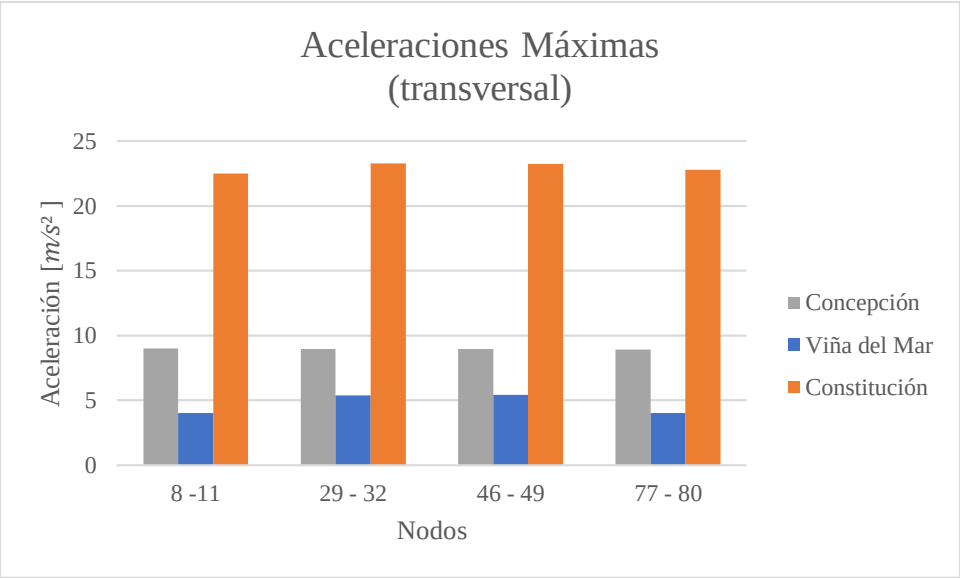


Figura 6.9 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección transversal.

Al comparar estos resultados respecto a los del modelo original se puede observar que las aceleraciones en los tres registros sísmicos disminuyeron en 5 [m/s²] para el caso de Constitución, entre 6[m/s²] y 7 [m/s²] para el registro sísmico de Concepción en los estribos y cepa central respectivamente y por último en 1.4 [m/s²] aproximadamente para el registro sísmico de Viña del Mar.

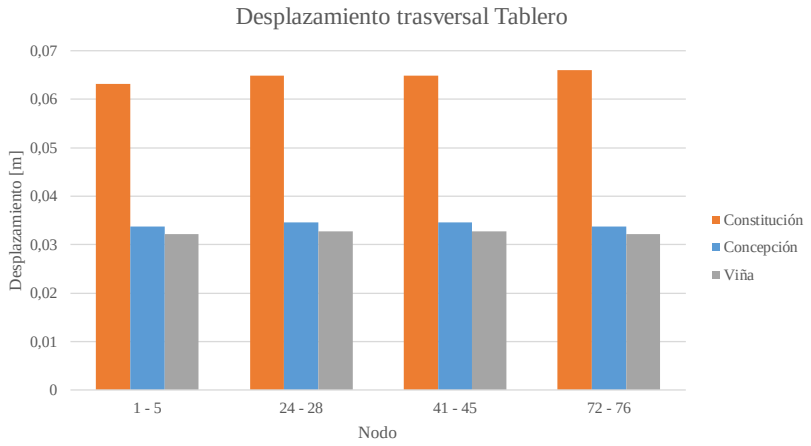
6.2. Análisis del modelo con amortiguadores viscosos modelo 17140

El análisis dinámico realizado al modelo con los amortiguadores viscosos se realizó para los tres registros sísmicos expuestos en el Capítulo 4, en las mismas direcciones expuestas.

6.2.1. Desplazamientos relativos máximos

Para este caso se realizó el análisis dinámico del modelo con tres amortiguadores de fuerza 165 (kip), en la Figura 6.10. se puede apreciar en el punto (a) los desplazamientos relativos máximos de 8 nodos sobre los apoyos elastoméricos, de la misma manera que en los otros análisis, en donde se puede observar que los desplazamientos máximo son para Constitución de 6.6 [cm], Concepción de 3.45 [cm] y por último Viña del Mar con un desplazamiento de 3.3 [cm]; se puede inferir que con un amortiguador de fuerza 165 [kip] en los registros de Viña del Mar y Concepción, ya las vigas longitudinales no impactan con los topes laterales ni los dañan. Por otro lado, en la Tabla 6.4 se puede observar que la disminución del desplazamiento transversal respecto al modelo original sobrepasa el 65% en todos los registros sísmicos, también se puede ver que el porcentaje de disminución ahora es más similar para todos los registros sísmicos siendo para concepción un 69%, Viña del Mar un 67% a 69% y Constitución entre 63% y 67%.

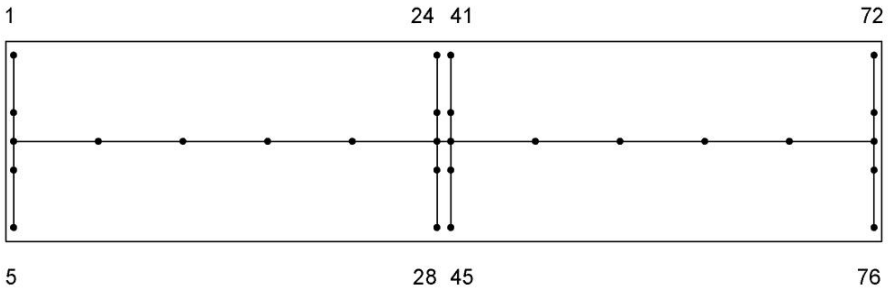
(a)



Desplazamiento transversal del tablero

Nodo	Dirección	Concepción	Constitución	Viña del mar
1 - 5	Z	0,0337	0,0632	0,0322
24 - 28	Z	0,0345	0,0649	0,0327
41 - 45	Z	0,0345	0,0649	0,0327
72 - 76	Z	0,0337	0,0660	0,0322

(b)



(c)

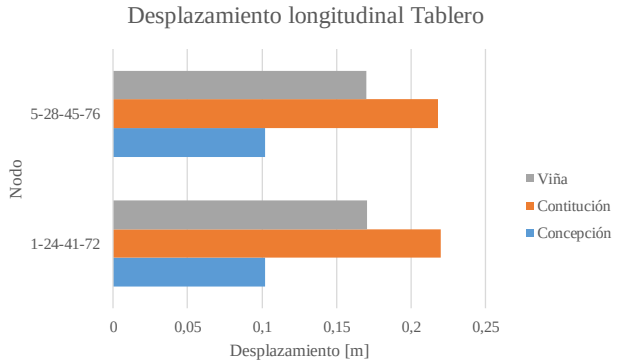


Figura 6.10 Resultados análisis tiempo historia del modelo con amortiguadores viscosos, para los tres registros sísmicos utilizados; (a) Gráfica de desplazamientos relativos máximo transversal de 8 nodos, sobre el tablero; (b)) Ilustración de la posición de los nodos sobre el tablero del paso inferior; (c) Desplazamiento relativo máximo longitudinal.

Tabla 6.4 porcentajes de disminución del desplazamiento relativo máximo en la dirección transversal respecto al desplazamiento relativo máximo transversal del modelo original.

Nodo	Dirección	Concepción	Constitución	Viña del mar
1 - 5	Z	69,06%	66,73%	67,79%
24 - 28	Z	69,02%	65,12%	67,16%
41 - 45	Z	69,02%	65,05%	67,16%
72 - 76	Z	69,91%	62,97%	69,22%

Luego, aunque los porcentajes son similares para los 3 registros sísmicos estos porcentajes son respecto al desplazamiento del modelo sin amortiguadores, para cada uno de los casos, ya que, Concepción paso de desplazarse 10.9 [cm] a 3.4 [cm], Viña del Mar paso de 10.5 [cm] a 3.2 [cm] y por último Constitución paso de desplazarse 19 [cm] a desplazarse 6.3 [cm] disminuyendo 12.7 [cm] el desplazamiento.

Por otro lado, los elementos de impacto también superan el distanciamiento máximo que hay entre los estribos y el tablero de 0.08 [m], y empieza a impactar el tablero con el estribo, también el desplazamiento longitudinal no vario casi nada respecto al desplazamiento longitudinal del modelo base, lo cual se debe a que en esta dirección no se colocaron disipadores de energía.

Además de esto, también es posible notar que para el análisis tiempo historia de Constitución, los apoyos elastoméricos, superan el desplazamiento límite de la deformación elástica, que en la dirección longitudinal es de 0,026 [m] y en la dirección transversal de 0,026 [m] en los estribos y 0.019 [m] en la cepa, por lo cual se puede observar que empieza a trabajar en la zona inelástica.

En la Figura 6.11 se muestra la curva constitutiva de un amortiguador viscoso en el centro del tablero, el cual, se ingresó como elemento Damper, con un coeficiente de amortiguamiento en la dirección trasversal" z" de 1445 [kN*seg/m] y el exponente de amortiguamiento α=1, en la gráfica se puede observar que el desplazamiento esta desplazado hacia el lado positivo, con un desplazamiento máximo cercano a los 6 [cm] y la fuerza máxima cercana a los 275 [kN].

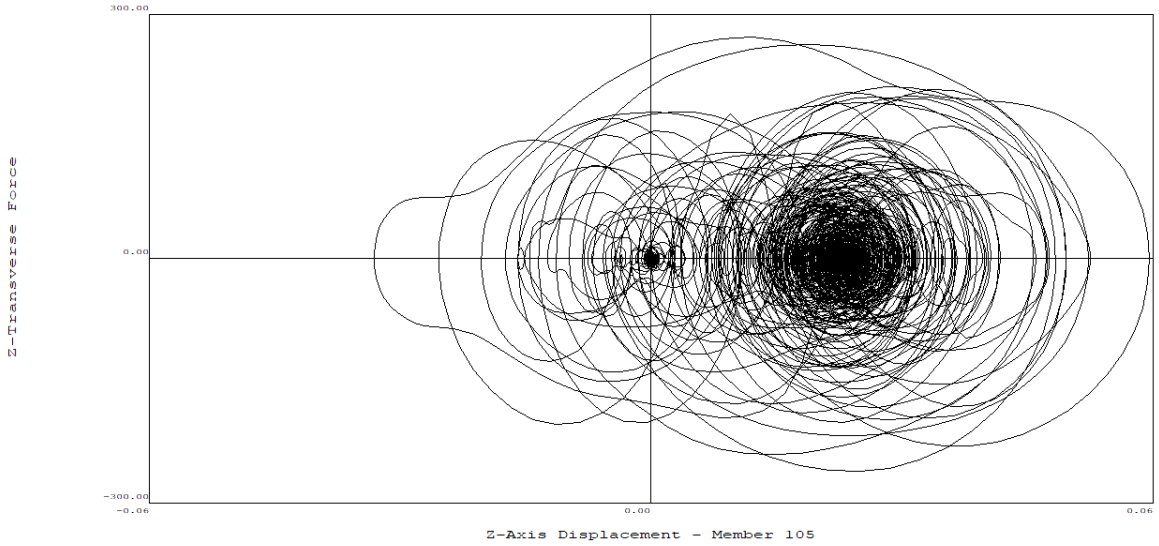


Figura 6.11 Curva característica de un amortiguador viscoso en el centro del tablero, miembro 105

6.2.2. Aceleraciones máximas

El análisis de aceleraciones máximas se realizó en los mismos nodos que en los modelos anteriores los cuales se presentan en la Figura 6.12, divididos en 4 pares de nodos, 2 sobre los apoyos elastoméricos en los estribos del puente, y 2 pares para el centro, sobre los apoyos elastómeros en la cepa central.

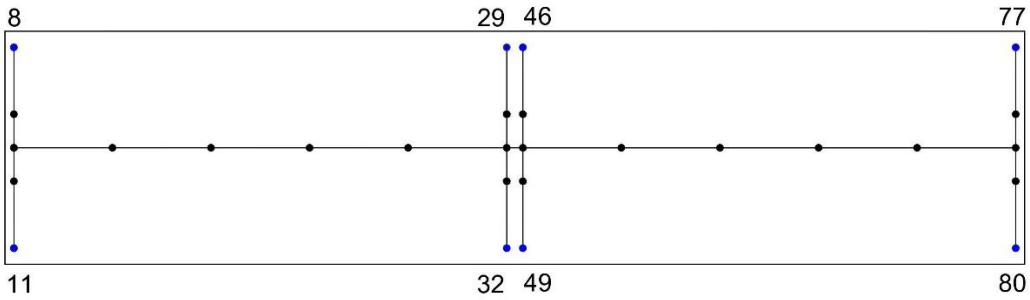


Figura 6.12 Nodos.

De manera similar a los análisis anteriores, la Figura 6.13 muestra la aceleración máxima de los nodos sobre los apoyos elastómeros, en la dirección longitudinal, de esta se puede observar que las aceleraciones en los registros de concepción y Viña del Mar y constitución mantienen el mismo patrón que los datos del modelo original, mayores aceleraciones en el centro y aceleraciones menores en los estribos. En el caso de Concepción la aceleración máxima sobre los estribos fue de 14.8 [m/s²] mientras que en la cepa fue de 17.1 [m/s²]; en el registro de Constitución las aceleraciones fueron de 33 [g] y 34.7 [m/s²] y por último para el registro sísmico de Viña del Mar fue de 24.6 [g] en los estribos y 27.8 [m/s²] en la cepa central.

Para los tres registros sísmicos (Constitución, Concepción y Viña del Mar) las aceleraciones se mantuvieron bastante similares a las del amortiguador viscoso de fuerza 55 kips, con diferencias menores a 0.8 [m/s²].

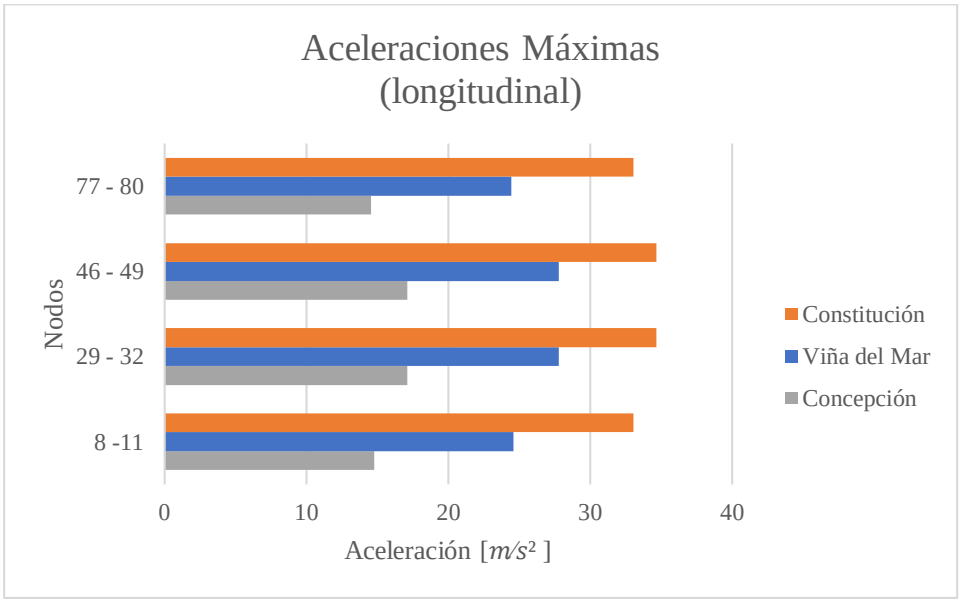


Figura 6.13 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección longitudinal.

Las aceleraciones máximas en la dirección transversal se presentan en la Figura 6.14 la cual sigue un patrón parecido al de la dirección transversal del modelo original mayor en el centro del tablero y mucho menor en los extremos. Para el registro sísmico de Concepción los valores fueron de 3.9 [m/s²] en los extremos y de 5.3 [m/s²] en la cepa central, los valores para el registro de Constitución fueron de 6.1 [m/s²] en los extremos y de 7.5 [m/s²] en el centro y por último en Viña del Mar los valores de aceleración máxima fueron de 3.5 [m/s²] en los extremos y de 4 [m/s²] en el centro.

Al comparar estos resultados con los del modelo original se puede ver que en los tres registros sísmicos la aceleración máxima en la dirección transversal disminuyeron ostensiblemente, en el caso del registro sísmico de Concepción disminuyo aproximadamente en 11 [m/s²] en los extremos del puente y 10.7 [m/s²] en el centro, en el caso de Constitución disminuyo en 21 [m/s²] en los extremos y centro del tablero, mientras que en el registro de Viña del Mar las aceleraciones disminuyeron en 0.5 [m/s²] aproximadamente en los 8 nodos sobre los elastómeros.

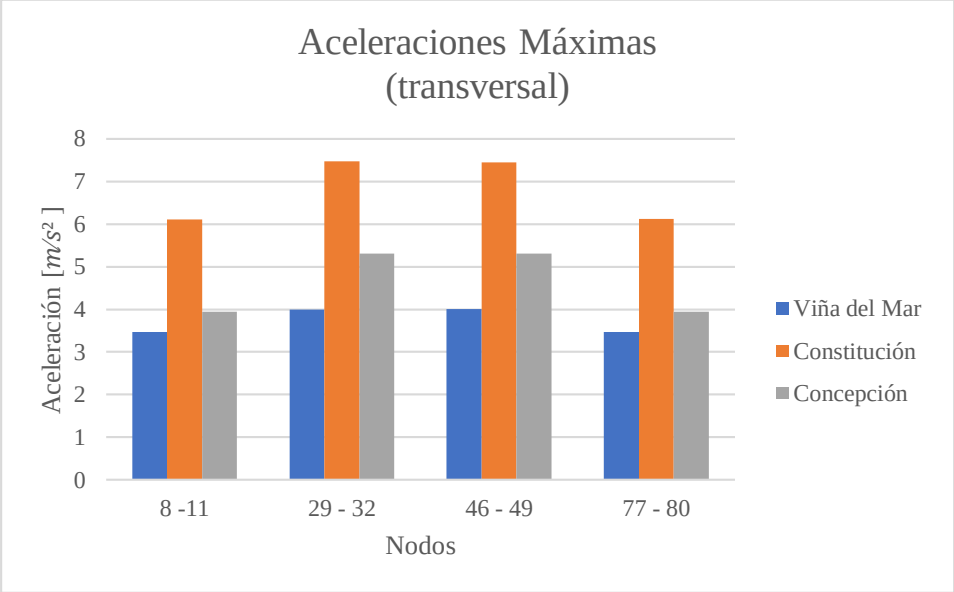


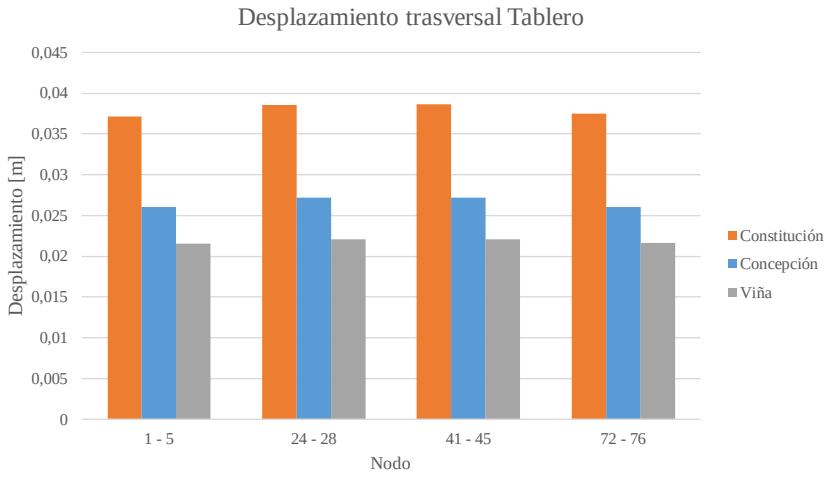
Figura 6.14 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección transversal.

6.3. Análisis del modelo con amortiguadores viscosos modelo 17160

6.3.1. Desplazamientos relativos máximos

Se analizaron los desplazamientos relativos del modelo con 3 amortiguadores viscosos de fuerza 330 (kip). Los resultados de este análisis se presentan en la Figura 6.15 donde se puede observar en el punto (a) los desplazamientos máximos relativos en la dirección transversal en el cual se muestra que los desplazamientos disminuyen casi en un 80% respecto al modelo original. Esta disminución respecto al modelo original se presenta en la tabla 6.5, en esta tabla se puede observar que se disminuyó el desplazamiento en al menos un 75% para todos los registros sísmicos lo cual no se logró con los dispositivos tipo de ADAS. Por otro lado, se puede observar que para el registro sísmico de Constitución que es el mayor de los tres se logra un 79% promedio de disminución en el desplazamiento, para el registro sísmico de concepción la disminución fue de un 76% aproximado y para el registro de Viña del Mar fue de un 78% aproximado y en termino de centímetros la disminución de los desplazamientos fue de 8.8 [cm], 15.3 [cm] y 7.8 [cm] para Concepción, Constitución y Viña del Mar respectivamente al agregar los disipadores.

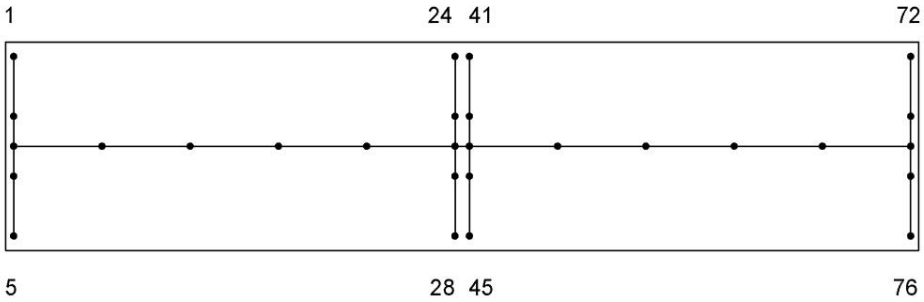
(a)



Desplazamiento transversal del tablero

Nodo	Dirección	Concepción	Constitución	Viña del mar
1 - 5	Z	0,0260	0,0372	0,0216
24 - 28	Z	0,0272	0,0386	0,0221
41 - 45	Z	0,0272	0,0386	0,0221
72 - 76	Z	0,0260	0,0375	0,0216

(b)



(c)

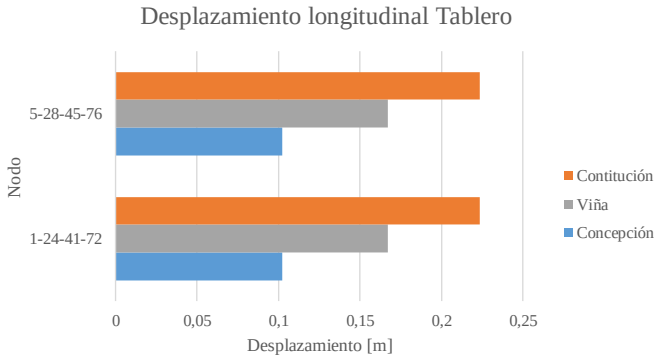


Figura 6.15 Resultados análisis tiempo historia del modelo con disipadores de energía tipo Viscoso, para los tres registros sísmicos utilizados; (a) Gráfica de desplazamientos relativos máximo transversal de 8 nodos, sobre el tablero; (b) Ilustración de la posición de los nodos sobre el tablero del paso inferior; (c) Desplazamiento relativo máximo longitudinal.

Tabla 6.5 Porcentajes de disminución del desplazamiento relativo transversal respecto al desplazamiento relativo transversal sin amortiguadores.

Nodo	Dirección	Concepción	Constitución	Viña del mar
1 – 5	Z	76,15%	80,43%	78,38%
24 – 28	Z	75,62%	79,24%	77,79%
41 – 45	Z	75,62%	79,21%	77,79%
72 – 76	Z	76,79%	78,95%	79,33%

Por otro lado, los elementos de impacto también superan el distanciamiento máximo que hay entre los estribos y el tablero de 0.08 [m] y empieza a impactar el tablero con el estribo, también el desplazamiento longitudinal no vario casi nada respecto al desplazamiento longitudinal del modelo base, lo cual se debe a que en esta dirección no se colocaron disipadores de energía.

Además de esto, también es posible notar que para los 3 análisis tiempo historia, los apoyos elastoméricos, casi ni trabajan en la zona inelástica en la dirección transversal, pero en la dirección longitudinal que es de 0,026 [m] si empieza a trabajar en la zona inelástica.

En la Figura 6.16 se muestra la curva constitutiva de un amortiguador viscoso en el centro del tablero el cual se ingresó como elemento Damper, con un coeficiente de amortiguamiento en la dirección trasversal" z" de 2890 [kN*seg/m] y el exponente de amortiguamiento α=1, en la gráfica se puede observar que la gráfica ya no esta tan desplazada hacia el lado positivo, con un desplazamiento máximo cercano a los 3 [cm] y la fuerza máxima cercana a los 350 [kN].

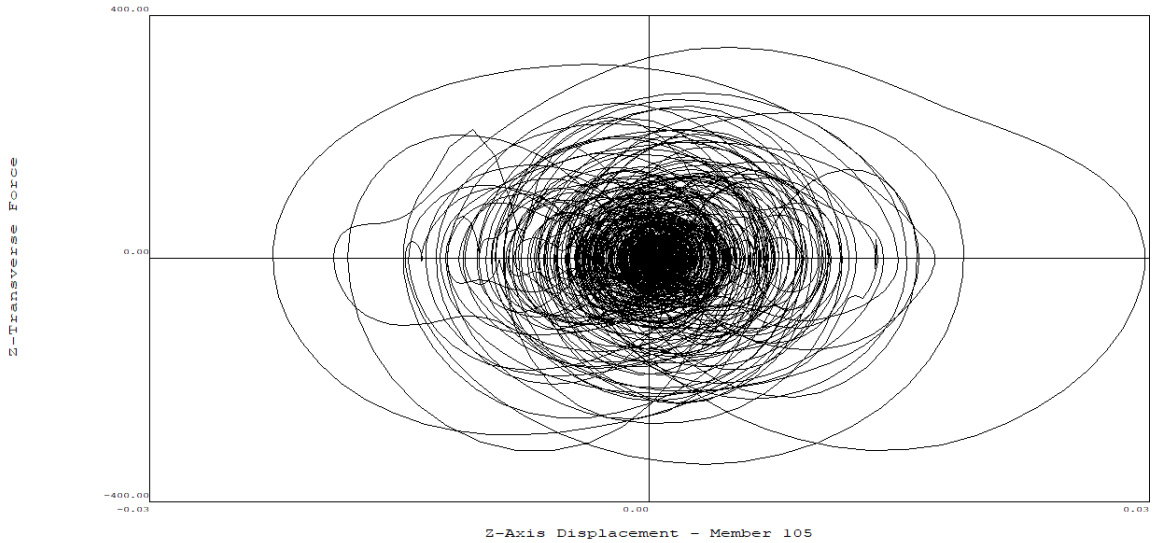


Figura 6.16 Curva característica de un amortiguador viscoso sobre la cepa central, miembro 105.

6.3.2. Aceleraciones máximas

Para este análisis se tomaron los datos de aceleraciones máximas en la dirección longitudinal y transversal de los nodos 8, 11, 29, 32, 46, 49, 77, 80 los cuales se encuentran sobre los apoyos elastómeros del modelo distribuidos como se presenta en la Figura 6.17.

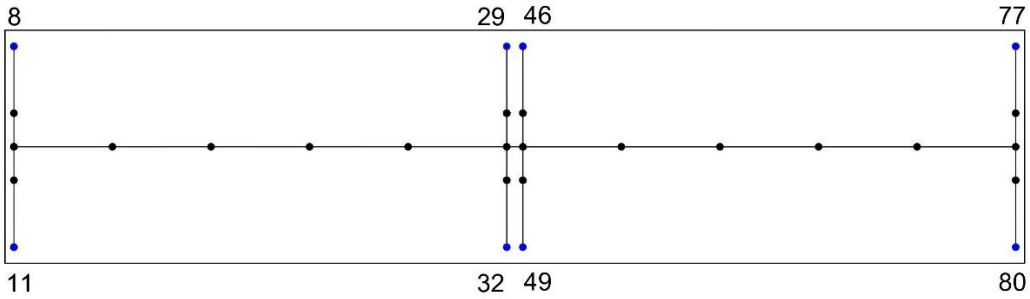


Figura 6.17 Nodos

Las aceleraciones máximas en los nodos, para la dirección longitudinal se muestran en Figura 6.18, donde se puede observar que las aceleraciones en los registros de Concepción, Viña del Mar y Constitución mantienen el mismo patrón que los datos de los análisis anteriores, y sin variaciones para el registro sísmico de Viña del Mar respecto a los resultados obtenidos con los otros amortiguadores viscosos utilizados. En el caso de Concepción la aceleración máxima sobre los estribos fue de 14.9 [m/s²] mientras que en la cepa fue de 18.2 [m/s²]; en el registro de Constitución las aceleraciones fueron de 30 [m/s²] y 34 en los estribos y cepa respectivamente; y por último para el registro sísmico de Viña del Mar los resultados fueron de una aceleración de 24.6 [m/s²] en los estribos y de 27.8 [m/s²] en la cepa central.

En el caso del registro sísmico de Viña del Mar la aceleración se mantuvo constante respecto al modelo con amortiguadores viscosos. Para el registro de Concepción se mantuvieron casi constante los valores respecto a modelo original disminuyendo en 1 [m/s²] en cada nodo, y por último para el registro de Constitución en los extremos del tablero aumento en 2 [m/s²] y en el centro se mantuvo.

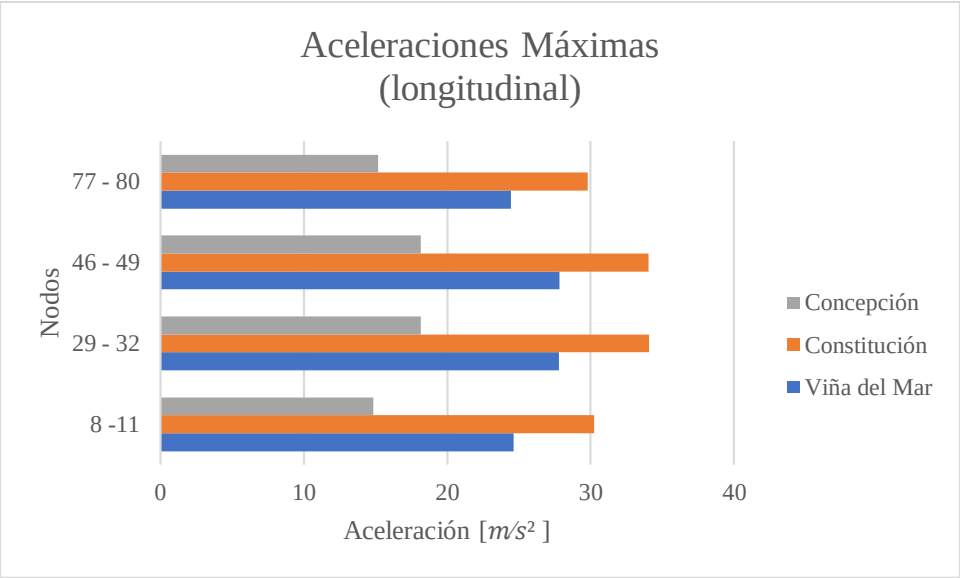


Figura 6.18 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección longitudinal

Las aceleraciones máximas en la dirección transversal se presentan en la Figura 6.19, en la cual se puede observar un patrón similar al de las aceleraciones en la dirección longitudinal, valores menores de aceleración en los extremos del puente que en el centro. Para el registro sísmico de Concepción los valores fueron de 4 [m/s²] en los extremos y de 5.9 [m/s²] en la cepa central, los valores para el registro de Constitución fueron de 7 [m/s²] en los extremos y de 8.4 [m/s²] en el centro y por último para el registro de Viña del Mar, los valores de aceleración máxima fueron de 3.2 [m/s²] en los extremos y de 4.3 [m/s²] en el centro.

Al comparar estos resultados con los del modelo original se puede ver que en el caso de Concepción disminuyo en 11 [m/s²] aproximadamente, en el caso de Constitución la disminución fue de 20 [m/s²] en los extremos del tablero y de 20 [m/s²]. en el centro, mientras que en el registro de Viña del Mar las aceleraciones disminuyeron 0.4 [m/s²] en los extremos y centro del tablero.

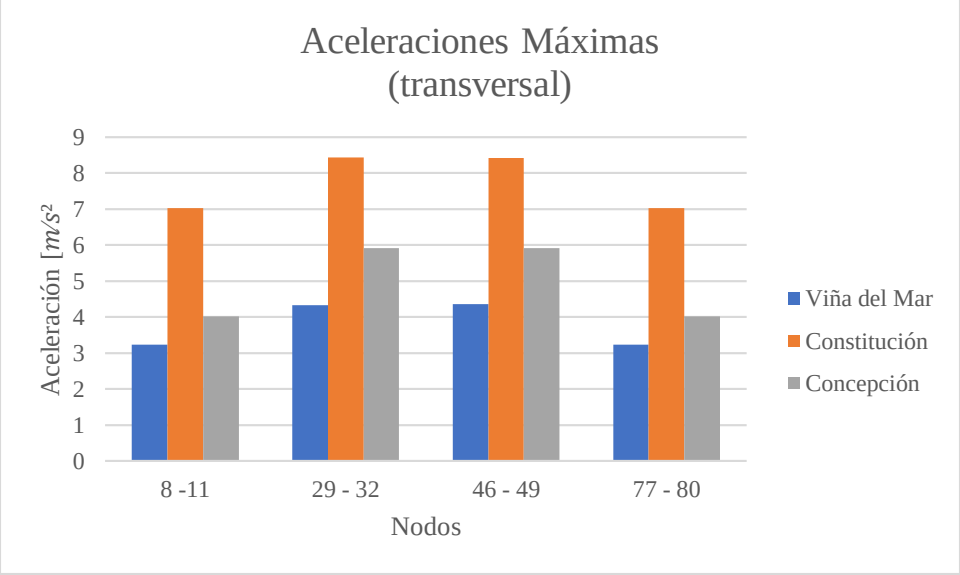


Figura 6.19 Aceleración máxima sobre el tablero en la dirección transversal.

6.4. Fuerza en los apoyos

En este punto (6.4) se presentan las fuerzas de corte transversales que se generaron bajo los apoyos elastoméricos en los estribos y en la cepa central, los nodos que se presentan en la Figura 6.20. para el caso de los amortiguadores tipo viscosos.

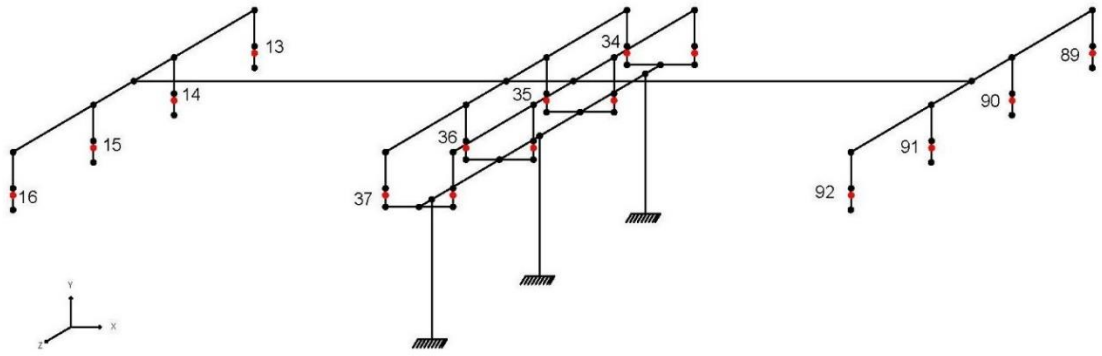


Figura 6.20 Nodos bajo los apoyos elastomericos.

En el caso de los amortiguadores viscosos se puede observar en las Tablas 6.6, 6.7 y 6.8 que la fuerza transversal en los nodos tuvo una disminución mucho mayor que en el caso de los amortiguadores tipo ADAS. En el caso del registro sísmico de Viña del Mar Tabla 6.6 se puede observar que en los extremos del estribo para el amortiguador viscoso tipo F55 hubo una disminución de un 15% de las fuerzas y de un 4 % en la cepa central; para el amortiguador F164 la disminución fue mucho mayor 34% en los estribos y de un 20% en la cepa central lo cual se condice con la baja de los desplazamientos transversales y de que las vigas longitudinales ya no impactan con los topes laterales; por último para el caso del amortiguador F330 las fuerzas transversales disminuyeron en un 56 % en los estribos y un 48 % en la cepa central con respecto al modelo sin amortiguadores.

Tabla 6.6 Fuerzas transversales máximas para el registro sísmico de Viña del Mar.

Viña del Mar	Sin Amortiguador		F55		F165		F330	
Ubicación	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$
Estribo	195	-212	186	-182	128	-125	86	-73
	159	-161	156	-155	127	-122	85	-73
	159	-161	156	-155	127	-122	85	-73
	195	-212	186	-182	128	-125	86	-73
Cepa central	164	-165	158	-157	131	-114	86	-73
	164	-165	158	-157	131	-114	86	-73
	164	-165	158	-157	131	-115	86	-73
	164	-165	158	-157	131	-115	86	-74
Estribo	223	-200	189	-181	129	-123	87	-74
	164	-158	157	-155	127	-112	85	-73
	164	-159	157	-155	127	-112	85	-73
	223	-200	189	-180	129	-123	87	-74

Los modelos con el registro sísmico de Concepción se comportaron de manera similar al del registro sísmico de Viña del Mar, con una disminución de 13%, 34% y 49% en los extremos de los estribos para los casos de los amortiguadores F55, F165 y F330 respectivamente; por otro lado, en la cepa central la disminución fue de 6% para el amortiguador F55, 17% para el F165 y por último una reducción de un 38% para el caso del amortiguador F330.

Tabla 6.7 Fuerzas transversales máximas para el registro sísmico de Concepción.

Concepción	Sin Amortiguador		F55 kip		F165 kip		F330 kip	
Ubicación	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$
Estribo	207	-197	180	-176	135	-146	104	-103
	160	-158	154	-153	134	-142	103	-100
	160	-158	154	-153	134	-142	103	-100
	207	-187	320	-173	135	-146	104	-103
Cepa central	167	-162	157	-156	138	-149	104	-100
	167	-162	157	-156	138	-149	104	-100
	167	-162	157	-156	138	-149	104	-101
	167	-160	157	-156	138	-149	104	-101
Estribo	206	-196	180	-176	135	-146	104	-103
	161	-159	154	-153	134	-142	103	-100
	161	-159	154	-153	134	-142	103	-100
	532	-192	313	-173	135	-146	104	-103

Luego, para el registro sísmico de Constitución de la misma manera que para los registros anteriores se puedo obtener una disminución de las fuerzas transversales directamente proporcional a los desplazamientos relativos estudiados con disminución de un 24%, 36% y de un 49% en los estribos para los casos de los amortiguadores F55, F165 y F330 respectivamente y disminución un poco menores en la cepa central de un 11% para el amortiguador F55, 17% para el amortiguador F165 y por último una disminución de un 22% para el amortiguador F330.

Tabla 6.8 Fuerzas transversales máximas para el registro sísmico de Constitución.

Constitución	Sin Amortiguador		F55 kip		F165 kip		F330 kip	
Ubicación	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$	Máx. $[kN]$	Min $[kN]$
Estribo	293	-238	224	-219	186	-173	149	-116
	178	-170	164	-164	156	-153	147	-113
	178	-170	164	-164	156	-153	147	-113
	293	-238	224	-213	186	-173	149	-116
Cepa central	191	-229	170	-169	158	-156	148	-116
	191	-177	170	-169	158	-156	148	-116
	191	-177	170	-169	158	-156	148	-116
	191	-174	170	-168	158	-156	148	-116
Estribo	281	-229	235	-217	186	-173	151	-119
	175	-168	166	-163	156	-153	148	-116
	175	-168	166	-163	156	-153	148	-116
	281	-229	235	-213	186	-173	151	-119

7. Comentarios y Conclusiones

El diseño de puentes en Chile tuvo dos inflexiones importantes: en el año 2000, cuando se flexibilizaron los requisitos en la construcción de estos y en 2010, luego del Terremoto del Maule donde se realizaron estudios de las normativas vigentes, realizando cambios en estas para asegurar que las estructuras puedan mantener la conectividad del país. Por otro lado, los principales problemas que presentaron los puentes en Chile para el Terremoto de Maule 2010, fueron principalmente por daños de conexión entre la superestructura y subestructura, descolocación de vanos por inclinación al no poder soportar las demandas de desplazamientos y fallas en topes laterales.

El Paso inferior Chada (caso estudio) presentó una rotación del tablero, fallas en topes laterales, estribos y vigas longitudinales por el impacto de estas con los topes laterales; fallas que se pudieron observar también en el modelo que se realizó de este paso inferior, en el cual el tablero se desplazó aproximadamente 19 [cm] en la dirección transversal, para el registro sísmico de Constitución, el cual, se desplazó mucho menos que el paso inferior Chada en el Terremoto de Maule 2010, esto puede deberse a distintos factores, entre los que están: una asimetría en el paso inferior Chada o una amplificación en las solicitaciones, por causa de que las estructuraciones sin travesaños ni barras antisísmicas, pueden ser vulnerables a situaciones en las que ocurren amplificaciones en las solicitaciones [12], factores que escapan del objetivo de este trabajo.

Luego en la dirección longitudinal, donde se colocaron elementos de impacto para reproducir el espaciamiento existente entre los estribos y el tablero se puede observar que este último impactó con los estribos y se desplazó entre 21 y 22 [cm] para el mismo registro. También se logra apreciar una pequeña rotación del modelo.

Por otro lado, al observar los resultados obtenidos al ingresar al modelo tres amortiguadores histeréticos de tipo ADAS, se pudo observar que, aunque hubo disminución en los desplazamientos transversales, solos cuando se aumentó la rigidez un 68% de la entregada al sistema por los apoyos elastoméricos, no se generó daños en los topes laterales para los registros sísmicos de Viña del Mar y Concepción; pero para el registro sísmico de Constitución solo disminuyó hasta llegar a 12.7 [cm] lo cual significa que los topes transversales sufrieron graves daños en esta dirección. implicando que estos dispositivos fueron más efectivos para la estructura considerando registros sísmicos de menor intensidad, pudiendo disminuir el desplazamiento transversal entre un 45% y 50% para los registros sísmicos de Viña del Mar y Concepción, pero para el registro sísmico de Constitución sólo se logró disminuir entre 30% y un 33% los desplazamientos relativos máximos.

Del mismo modo al revisar los resultados obtenidos del modelo con amortiguadores viscosos, se pudo observar una disminución del desplazamiento transversal, pero a diferencia del disipador de energía tipo ADAS los desplazamientos disminuyeron sustancialmente, con cada tipo de amortiguador viscoso iniciando con el amortiguador de fuerza 55 [kip] que disminuyó los desplazamientos en un 20 a 23% para el registro de Concepción, de un 31 a un 35% para el registro de Viña del Mar y un 38% para el registro de Constitución; para el amortiguador viscosos de fuerza 165 [kip] los desplazamientos transversales disminuyeron en un 69% 67% y 69% para los registros de Concepción, Constitución y Viña del Mar, respectivamente; luego para el amortiguador viscoso de fuerza 330 [kip] los desplazamientos disminuyeron en un 76.7%, un 80.5% y un 79% para los registros de concepción constitución y Viña del Mar.

De estos resultados se puede observar que con un amortiguador viscoso de fuerza 165 [kip], los desplazamientos para los registros de Viña y Concepción son de aproximadamente 3 [cm], con lo cual los apoyos elastoméricos entrarían a trabajar un poco en el rango inelástico y los topes transversales no impactarían con las vigas longitudinales, para el caso del registro de Constitución el desplazamiento supera por 1 [cm] el espaciamiento que hay entre las vigas y los topes transversales,

con los cuales chocaría, pero no generaría un colapso de la estructura. Y por último con el amortiguador con una fuerza de 330 [kip] los desplazamientos en los tres análisis ninguno supero los 4 [cm].

Al comparar las aceleraciones máximas en las direcciones longitudinales y transversales entre los modelos se puede observar una tendencia en la envolvente en todos los registros, en los extremos del tablero las aceleraciones tienden a ser menores que las aceleraciones sobre la cepa central. Por otro lado, al comparar las aceleraciones transversales de los modelos con ADAS y el modelo original para el ADAS con un 25% de la rigidez de los apoyos elastoméricos, las aceleraciones transversales aumentaron un poco para los registros sísmicos de Viña del Mar y Constitución, pero hubo una pequeña disminución para el registro sísmico de Concepción, luego para los ADAS con rigideces 45% y 68%, fueron disminuyendo las aceleraciones, mientras aumentaban las rigideces, para los 3 registros sísmicos.

Por otro lado, para los amortiguadores viscosos las aceleraciones máximas transversales, mostraron una tendencia clara: al ir aumentando el amortiguamiento de los disipadores viscosos las aceleraciones fueron disminuyendo, llegando a ser más estables cuando las vigas longitudinales, ya no chocan con los topes laterales.

Con estos resultados se puede concluir, que para esta estructura los dos dispositivos de disipación de energía lograron el objetivo de disminuir la respuesta de la estructura y disipar energía. Por un lado, el ADAS que su principal ventaja es ser capaz de alcanzar una serie de cargas cíclicas e incrementa la capacidad de disipar energía de la estructura, pero la complicación de este tipo de dispositivos es que la rigidez tuvo que aumentar significativamente para lograr disminuciones del desplazamiento máximo de un 50% para los registros de Viña y Concepción lo cual implica una disminución el período de la estructura. En cambio, los amortiguadores viscosos presentaron mejores resultados para los tres registros sísmicos en algunos casos doblando el porcentaje de reducción de los desplazamientos, sin agregar rigidez a la estructura, otro beneficio que se obtiene de estos dispositivos es que a mayor velocidad mayor es la fuerza de amortiguamiento que produce lo que se puede observar en los resultados obtenidos del amortiguador viscoso de fuerza 55 [kip] donde los porcentajes de reducción de desplazamiento fueron mayores para el registro sísmico de mayor intensidad.

También, se pudo observar que las fuerzas en los apoyos del puente disminuyeron al utilizar amortiguadores en el puente, siendo más considerables estas disminuciones en el caso de los amortiguadores viscosos, lo cual se condice con los resultados de los desplazamientos relativos máximos en estos casos, por otro lado, se pudo observar además que para todos los casos las fuerzas fueron mayores en los apoyos más cercanos a los topes laterales, los cuales impactaban con las vigas longitudinales.

Bibliografía

[1] AASHTO, "Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design", 2 editions, AASHTO, EE. UU,2011.

[2] Dirección de vialidad, “Manual de carreteras,” Ministerio de Obras Públicas, vol. 2, Santiago 2001, doi: 10.1515/zrph.2008.065.

[3] Gobierno de Chile, "Plan de reconstrucción terremoto y maremoto del 27 de febrero 2010", agosto 2010.Accessed: 30-Apr-2019. [Online]. Available: https://www.preventionweb.net/files/28726_plandereconstruccinagosto2010.pdf.

[4] Cámara Chilena de la Construcción, “Balance De La Infraestructura Balance De La Infraestructura,” 2010.

[5] Departamento de proyectos estructurales, "Nuevos criterios sísmicos para el diseño de puentes en Chile", Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Santiago, 2010.

[6] Departamento de proyectos estructurales, “Criterios Sísmicos Para el Diseño de Puentes en Chile.” Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Santiago, 2010.

[7] R. Bazaez y P. Dusicka, "Sesmic Retrofitting of reinforced concrete bridge bents utilizing hysteretic dampers", Journal of Bridge Engineering, vol 21, septiembre 2016.

[8] J. Comicheo, "Uso de arriostras restringidas al pandeo como fusibles estructurales en puentes de hormigón armado", Memoria de título, Obras Civiles, Universidad Técnico Federico Santa María, Valparaíso, Chile, 2018.

[9] C. Crhristopoulos; and A. Filiatrault, “Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation,” IUSS Press, Pavia, Italy 2006.

[10] Dirección de Vialidad," Manual de Carreteras, Volumen n°3" Ministerio de Obras Públicas, Santiago, Chile, 2016.

[11] I. Buckle, M. Hube, G. Chen, W. H. Yen, and J. Arias, “Structural performance of bridges in the offshore Maule earthquake of 27 February 2010,” Earthq. Spectra, vol. 28, doi: 10.1193/1.4000031.

[12] Departamento de Ingeniería Civil, "Terremoto en Chile 27 de febrero 2010" Universidad de Chile, Santiago: Maval, 2010.

[13] "Diseño y Construcción de puentes", class notes for IEG 3260, Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Tercer bimestre 2011.

[14] L. Peralta, "Evaluación de la rotación sísmica del tablero en puentes rectos e influencia del travesaño", Tesis de Magister, Ingeniería Civil, Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile, 2018.

[15] A. Martínez, “Efecto de las barras sísmicas en el comportamiento sísmico transversal de puentes de hormigón armado,” Tesis de Magister, Ingeniería Civil, Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile, 2015.

[16] W. P. Yen et al., "Post-earthquake Reconnaissance Report on Transportation Infrastructure Impact of the February 27, 2010, Offshore Maule Earthquake in Chile," Federal Highway

Administration; Missouri University of Science and Technology; University of Nevada Reno; Washington State Department of Transportation, Oct 2011.

[17] M. Berquist and R. DePasquale et al., “Fluid Viscous Dampers.” Taylor Devices, 2019.

[18] J Pardo, “Control de la respuesta dinámica de estructuras mediante el uso de disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal,” Memoria de Título, Fac. Ing Civil en Obras Civiles, Univ Austral, Valdivia, 2007.

[19] G. Haskell, D. Lee “Fluid Viscous Damping as an alternative to base isolation.” Taylor Devices, Santa Monica California.

[20] R. Bazaez and P. Dusicka, “Design Implementation of Buckling Restrained Braces for Seismic Retrofitting of Reinforced Concrete Multi-Column Bridge Bents,”, 2015, doi: 10.1061/9780784479117.043.

[21] F. M. Mazzolani, G. Della Corte, and M. D’Aniello, “Experimental Analysis of Steel Dissipative Bracing Systems for Seismic Upgrading,” J. Civ. Eng. Manag., vol. 15, 2009, doi: 10.3846/1392-3730.2009.15.7-19.

[22] S. Bagheri, M. Barghian, F. Saieri, and A. Farzinfar, “U-shaped metallic-yielding damper in building structures: Seismic behavior and comparison with a friction damper,” ISTRUC, vol. 3, 2015, doi: 10.1016/j.istruc.2015.04.003.

[23] M. Dolce, D. Cardone, F. C. Ponzo, and C. Valente, “Shaking table tests on reinforced concrete frames without and with passive control systems,” no. March, 2005, doi: 10.1002/eqe.501.

[24] J. Contreras, " Estudio de los efectos del Terremoto del 27 de febrero de 2010 en la zona de las comunas de Buin y Paine de la Región Metropolitana" Memoria de Título, Dep. Ing. Civil, Univ de Chile2012.

[25] A. J. Carr, “Ruaumoko3D.”, volume 3, Carr research ltd., Chrischurch, New Zealand, 2017.

[26] S. Megally, P. Silva, and F. Seible, “Seismic Response of Sacrificial shear key in bridge abutments,” Report, Dep of structural engineering, California Univ, San Diego, 2002.

[27] D. Villavicencio and P. Zúñiga, “Diseño y análisis por desempeño de una estructura de acero con disipadores histeréticos metálicos,” Memoria de Titulo, Fac. de Ing. Univ. de Cuenca, Cuenca, Ecuador, 2016.

[28] N. Xiang and J. Li, “Seismic Performance of Highway Bridges with Different Transverse Unseating-Prevention Devices,” J. Bridg. Eng., vol. 21, 2016, doi: 10.1061/(asce)be.1943-5592.0000909.

[29] P. Quintana Gallo, “The Nonlinear Dynamics Involved in the Seismic Assessment and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings,” Thesys, Univ of Canterbury, Christhurch, New Zealand, 2014.

[30] N. N. Lebedev, Special Functions and Their Applications, Dover Publications Inc., New York, United States, 1972.

[31] Instituto Nacional De Normalización. NCh170 Of85. Hormigón –Requisitos Generales, Santiago, 1985

[32] ACI 318S-11, “Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI318-11) y Comentarios,” American Concrete Institute, 2011.

[33] Kelly, J. M. y Konstantinidis, “Mechanics of rubber bearings for seismic and vibration isolation”, Chichester, Inglaterra, John Wiley & Sons Ltd, 2011.