



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO



**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE
INGENIERÍA CIVIL**

MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE LAS ESTRUCTURAS

**“VULNERABILIDAD SÍSMICA DE VIADUCTO CURVO DE CONCRETO
REFORZADO”**

TESIS

**COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS**

PRESENTA:

Ing. JAIRO ARELLANO OLAYO

DIRECTOR DE TESIS:

Dr. JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

MORELIA, MICHOACÁN, AGOSTO DE 2023

RESUMEN

Los sismos son uno de los fenómenos naturales que causan mayor daño a las edificaciones y a los puentes. Dada la importancia socioeconómica de estas construcciones, es necesario conocer su vulnerabilidad sísmica, para mitigar los daños durante su vida útil.

En este trabajo se evalúa la vulnerabilidad sísmica de un viaducto curvo de concreto reforzado ubicado en la ciudad de Morelia Michoacán. La caracterización de sus propiedades dinámicas se realiza con base en campañas de mediciones de vibración ambiental y un modelo numérico refinado, que permiten determinar sus modos y frecuencias de vibrar.

Para cuantificar su vulnerabilidad, se realizan análisis dinámicos no lineales y se calculan índices de daño de las pilas que conforman el viaducto, así mismo se evalúan otros elementos estructurales como topes sísmicos y apoyos de neopreno, para en base a ello obtener estimar la vulnerabilidad del viaducto en estudio.

Palabras clave: Vulnerabilidad sísmica, índice de daño, viaducto curvo, vibración ambiental, comportamiento sísmico.

ABSTRACT

Earthquakes are one of the natural phenomena that usually cause important damages to buildings and bridges. Given the socioeconomic relevance of the constructions in a country, it is relevant to assess their seismic vulnerability, in order to mitigate possible damages during their useful life.

In this study, the seismic vulnerability of a curved reinforced concrete viaduct located in the city of Morelia, Michoacán, is evaluated. The characterization of the dynamic properties of the bridge is carried out based on campaigns of environmental vibration measurements and a refined numerical model, which allow determining mode shapes and frequencies of vibration.

To quantify the seismic vulnerability, nonlinear dynamic analysis is carried out to calculate expected damage indices in piers. Additionally, other structural elements such as shear keys and neoprene bearings are also evaluated to assess the performance of the viaduct under earthquake actions.

DEDICATORIA

A mi hermosa hija Camila, por toda las sonrisas y momentos de alegría que me ha dado, porque a pesar de los problemas y adversidades siempre me mantuvo el ánimo y me dio la fuerza necesaria para seguir adelante...

AGRADECIMIENTOS

A dios y a mi familia por siempre estar conmigo y de esta manera poder culminar esta etapa tan fabulosa de mi vida.

A mi papá y a mi mamá que gracias al esfuerzo que han realizado ahora estoy cumpliendo uno de mis tantos sueños.

A mi amiga, novia, esposa Lupita que tanto la amo, por siempre estar a mi lado apoyándome a pesar de todos los problemas que se nos han presentado.

A mis hermanos Elizabeth, Mari Ruth, Gael por siempre estar presentes y mantener su apoyo a lo largo de mi carrera.

Al Dr. José Manuel Jara Guerrero, por todo el apoyo brindado durante la realización de este trabajo, por darme siempre ánimos para poder culminar mi tesis, que gracias a la paciencia y perseverancia se pudo lograr.

Al Dr. Guillermo Martínez Ruiz por todos sus consejos y apoyo brindado que me otorgó durante la carrera.

A mis compañeros y amigos de la carrera que siempre me apoyaron y me dieron ánimos para continuar en el posgrado.

A CONACYT (Consejo Nacional de Humanidades, Ciencias y Tecnologías) por el apoyo de beca otorgado que gracias a él puede estudiar el posgrado.

A la Facultad de Ingeniería Civil y en especial a la División de Estudios de Posgrado, donde tuve la oportunidad de estudiar la Maestría.

A todos mis profesores que me apoyaron a lo largo de la carrera.

Tabla de contenido

RESUMEN.....	2
ABSTRACT	3
DEDICATORIA.....	4
AGRADECIMIENTOS	5
ÍNDICE DE FIGURAS	10
ÍNDICE DE TABLAS	14
OBJETIVO GENERAL.....	16
OBJETIVOS PARTICULARES	16
INTRODUCCIÓN.....	16
1. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PUENTES CURVOS.....	18
1.1. DAÑOS EN PUENTES	18
1.1.1. Terremoto de Northridge 1994, Estados Unidos	18
1.1.2. Terremoto de Loma Prieta 1989, Estados Unidos.....	20
1.1.3. Terremoto de Hyogo-ken Nanbu, Kobe 1995, Japón	21
1.1.4. Terremoto de Taiwán (Chi-Chi) 1999, China	23
1.2. VULNERABILIDAD SÍSMICA.....	27
2. DESCRIPCIÓN DEL VIADUCTO EN ESTUDIO	28
2.1. LOCALIZACIÓN	28
2.2. GEOMETRÍA.....	29
2.3. SUPERESTRUCTURA.....	30

2.4.	SUBESTRUCTURA	32
2.5.	MATERIAL	35
2.6.	APOYOS	35
3.	MEDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL	37
3.1.	INSTRUMENTACIÓN	37
3.1.1.	Acelerómetros.....	38
3.1.2.	Unidad central.....	39
3.2.	DESCRIPCIÓN DE CAMPAÑAS DE MEDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL	39
3.2.1.	Configuración de sensores	40
3.3.	PROCESO NUMÉRICO DE LAS MEDICIONES	44
3.3.1.	Análisis Modal Operacional.....	45
3.4.	CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DEL VIADUCTO	46
4.	MODELO NUMÉRICO DEL VIADUCTO	50
4.1.	TIPO DE ELEMENTOS EN EL MODELO NUMÉRICO	51
4.1.1.	Elementos tipo barra.....	51
4.1.2.	Elementos tipo link.....	52
4.1.3.	Elementos tipo Shell.....	54
4.1.4.	Elementos tipo Gap.....	55
4.2.	RESTRICCIONES EN LA BASE	56
4.3.	PROPIEDADES DE MATERIALES	57
4.4.	ANÁLISIS DE CARGAS	58
4.4.1.	Cargas permanentes	58
4.4.2.	Carga Viva Vehicular.....	60

4.5.	ACCIÓN SÍSMICA	62
4.5.1.	Clasificación de las construcciones según su importancia	63
4.5.2.	Regionalización sísmica	63
4.5.3.	Factores que modifican el espectro	65
4.5.4.	Espectro de diseño	67
4.6.	COMBINACIONES DE CARGA	67
4.6.1.	Estados límites	68
4.6.2.	Cargas permanentes (PL)	68
4.6.3.	Cargas transitorias.....	69
4.6.4.	Factores y combinaciones de carga	70
4.6.5.	Combinación de carga RESISTENCIA I.....	72
4.6.6.	Combinación de carga EVENTO EXTREMO I.....	73
4.7.	RESULTADOS DE DISEÑO	74
4.8.	MODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRAR	76
4.8.1.	Formas modales del modelo numérico.....	76
4.8.2.	Calibración del modelo numérico	78
4.9.	DEMANDA SÍSMICA EN EL SITIO	79
4.9.1.	Sismicidad en México	80
4.9.2.	Selección de los registros sísmicos.....	81
4.9.3.	Escalamiento	86
4.10.	ANÁLISIS NO LINEALES	88
4.10.1.	Definición de nodos y elementos	89
4.10.2.	Propiedades no lineales de los materiales y masas.....	89
4.10.3.	Diafragma de losa.....	93

4.10.4. Modelo de pilas	94
4.10.5. Modelo de topes sísmicos	101
4.10.6. Modelo de apoyos de neopreno	110
4.10.7. Modelo de juntas de expansión	111
4.10.8. Condiciones de frontera	111
4.10.9. Análisis No Lineales en PERFORM3D	114
5. VULNERABILIDAD SÍMICA	116
5.1. ÍNDICE DE DAÑO	116
5.1.1. Modelo de Park & And	116
5.1.2. Pushover para pilas	117
5.1.3. Resultados de los índices de daño	120
5.2. ESTADOS LÍMITE DE APOYOS DE NEOPRENO	125
5.2.1. Resultados de estados límite para apoyos de neopreno	126
5.3. TOPES SÍSMICOS	129
CONCLUSIONES	131
BIBLIOGRAFÍA	133

Índice de Figuras

<i>Figura 1-1. Colapso del puente de la autopista Hanshin (Ghoshk 1995)</i>	<i>22</i>
<i>Figura 1-2. Falla de empalmes soldados a presión de gas en pila de puente (Ghoshk 1995).....</i>	<i>23</i>
<i>Figura 1-3. Vanos colapsados y pilares dañados del puente Wu-Shi (Hung Lu et al., 2010).....</i>	<i>25</i>
<i>Figura 1-4. Derrumbe de dos primeros vanos en direccion norte del puente Wu-Shi (Chang et al., 2000).....</i>	<i>25</i>
<i>Figura 1-5. Agrietamientos por flexión y cortante en pila del puente. (Chang et al., 2000)</i>	<i>26</i>
<i>Figura 1-6. Deslizamiento de la superestructura del puente Don-Fong. (Hung Lu et al., 2010)</i>	<i>26</i>
<i>Figura 1-7. Deslizamiento de la superestructura Puente Shin-Yi. (Hung Lu et al., 2010)</i>	<i>27</i>
<i>Figura 2-1. Macrolocalización</i>	<i>28</i>
<i>Figura 2-2. Microlocalización.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 2-3. Viaducto Curvo</i>	<i>29</i>
<i>Figura 2-4. Planta viaducto curvo de concreto reforzado.....</i>	<i>30</i>
<i>Figura 2-5. Dimensiones de trabe AASHTO VI</i>	<i>31</i>
<i>Figura 2-6. Diafragma extremo en trabes AASHTO VI, Pila 2</i>	<i>31</i>
<i>Figura 2-7. Caballete 1, vista en planta</i>	<i>33</i>
<i>Figura 2-8. Pila 2, vista en elevación.....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 2-9. Pila 2, vista en planta</i>	<i>34</i>
<i>Figura 2-10. Apoyos y placas de neopreno en el viaducto curvo</i>	<i>36</i>
<i>Figura 3-1. Sensor triaxial (EpiSensor ES-T)</i>	<i>38</i>
<i>Figura 3-2. Grabadora multicanal (Granite-12).....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 3-3. Posición de sensores 1, 2, 3, 4 y 5.....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 3-4. Posición de sensores 6</i>	<i>42</i>
<i>Figura 3-5. Posición de sensores 7</i>	<i>42</i>
<i>Figura 3-6. Posición de sensores 8</i>	<i>43</i>
<i>Figura 3-7. Posición de sensores 9</i>	<i>44</i>
<i>Figura 3-8. Identificación de frecuencias en el viaducto curvo</i>	<i>47</i>

<i>Figura 3-9. Primera forma modal del viaducto ($f=0.781$ Hz)</i>	<i>48</i>
<i>Figura 3-10. Segunda forma modal del viaducto ($f=0.879$ Hz)</i>	<i>48</i>
<i>Figura 3-11. Tercera forma modal.....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 3-12. Tercera forma modal del viaducto ($f=1.172$ Hz).....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 4-1. Modelo numérico de viaducto en SAP2000.....</i>	<i>50</i>
<i>Figura 4-2. Elementos tipo frame en modelo de viaducto.....</i>	<i>51</i>
<i>Figura 4-3. Geometría de apoyos de neopreno (A) fijo, (B) móvil.....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 4-4. Elemento tipo link lineal en SAP2000</i>	<i>54</i>
<i>Figura 4-5. Elemento tipo shell en el modelo numérico.....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 4-6. Esquema de elemento gap</i>	<i>55</i>
<i>Figura 4-7. Elementos tipo gap en el modelo matemático.....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 4-8. Restricciones en la base de pilas.....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 4-9. Cargas por eje, separación entre ejes y peso de camiones de diseño</i>	<i>60</i>
<i>Figura 4-10. Ancho de carril de carga.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 4-11. Cargas móviles en SAP2000.....</i>	<i>62</i>
<i>Figura 4-12. Regionalización sísmica (MDOC).....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 4-13. Ubicación de la región sísmica del viaducto.....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 4-14. Espectro de diseño transparente y espectro de diseño modificado.....</i>	<i>67</i>
<i>Figura 4-15. Primera forma modal obtenida en SAP2000.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura 4-16, Segunda forma modal obtenida en SAP2000 ($f=0.861$ Hz).....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 4-17. Quinta forma modal modelo extruido.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 4-18. Quinta forma modal en SAP2000 ($f=0.986$ Hz).....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 4-19. Cinturón de fuego del Pacífico (https://www.gob.mx/cenapred/articulos/en-el-cinturon-de-fuego-del-pacifico-la-actividad-sigue-siendo-normal?idiom=es)</i>	<i>79</i>
<i>Figura 4-20. Placas tectónicas (http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/reportes-especiales/2022/SSNMX_rep_esp_20220919_Michoacan_M74.pdf).....</i>	<i>80</i>
<i>Figura 4-21. Histograma de registros de la fuente de subducción</i>	<i>82</i>

<i>Figura 4-22. Histograma de registros sísmicos de la fuente de intraplaca.....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 4-23. Espectros de respuesta de los sismos de subducción (N90W).....</i>	<i>85</i>
<i>Figura 4-24. Espectros de respuesta de los sismos de subducción (N00W).....</i>	<i>85</i>
<i>Figura 4-25. Espectros de respuesta de los sismos de intraplaca (N00W).....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 4-26. Espectros de respuesta escalados de los sismos de subducción T=2500 años (N90W).....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 4-27. Espectros de respuesta escalados de los sismos de subducción T=2500 años (N00W).....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 4-28. Espectros de respuesta escalados de los sismos de intraplaca T=2500 (N90W).....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 4-29. Diagramas Momento-Curvatura (a) Caballete 1 (b) Pila 2.....</i>	<i>95</i>
<i>Figura 4-30. Diagramas Momento-Curvatura (a) Pilas 3 (b) Pila 4.....</i>	<i>96</i>
<i>Figura 4-31. Diagramas Momento-Curvatura (a) Pila 5 (b) Pila 6.....</i>	<i>96</i>
<i>Figura 4-32. Diagramas Momento-Curvatura (a) Pila 7 (b) Pila 8.....</i>	<i>96</i>
<i>Figura 4-33. Curva idealizada (YULRX) (a) Pila 9 (b) Caballete 10.....</i>	<i>100</i>
<i>Figura 4-34. Diagrama de iteración (a) Caballete 1 y 2 (b) Pila 2, 3 y 4.....</i>	<i>101</i>
<i>Figura 4-35. Diagrama de iteración (a) Pila 5, 6 y 7 (b) Pila 8 y 9.....</i>	<i>101</i>
<i>Figura 4-36. Esquema del modelo para los Topes Sísmicos (Megally et al., 2002).....</i>	<i>102</i>
<i>Figura 4-37. Modelo histerético de topes sísmicos Pila 6 (a) Tope 1 (b) Tope 2 (c) Tope 3 (d) Tope 4.....</i>	<i>107</i>
<i>Figura 4-38. Modelo histerético de topes sísmicos Pila 7 (a) Tope 1 (b) Tope 2 (c) Tope 3 (d) Tope 4.....</i>	<i>108</i>
<i>Figura 4-39. Modelo histerético de topes sísmicos Pila 8 (a) Tope 1 (b) Tope 2 (c) Tope 3 (d) Tope 4.....</i>	<i>108</i>
<i>Figura 4-40. Modelo histerético de topes sísmicos Pila 9 (a) Tope 1 (b) Tope 2 (c) Tope 3 (d) Tope 4.....</i>	<i>109</i>
<i>Figura 4-41. Modelo numérico del viaducto en PERFORM3D.....</i>	<i>114</i>
<i>Figura 4-42. Definición del amortiguamiento modal.....</i>	<i>114</i>
<i>Figura 5-1. Curva de capacidad (a) Caballete 1 (b) Caballete 10.....</i>	<i>118</i>
<i>Figura 5-2. Curva de capacidad (a) Pila 2 (b) Pila 3.....</i>	<i>118</i>
<i>Figura 5-3. Curva de capacidad (a) Pila 4 (b) Pila 5.....</i>	<i>119</i>
<i>Figura 5-4. Curva de capacidad (a) Pila 6 (b) Pila 7.....</i>	<i>119</i>
<i>Figura 5-5. Curva de capacidad (a) Pila 8 (b) Pila 9.....</i>	<i>119</i>
<i>Figura 5-6. Comparación de curvas de capacidad de pilas intermedias.....</i>	<i>120</i>

<i>Figura 5-7. Índice de daño por flexión de Park & And, para columnas circulares (Figura obtenida de Qian Li (2012)</i>	<i>123</i>
<i>Figura 5-8. Estados límite de apoyos de neopreno. (a) Apoyo fijo, (b) apoyo móvil.....</i>	<i>125</i>
<i>Figura 5-9. Estados límite de apoyos de neopreno (a) Caballete 1 (A. fijo) (b) Caballete 10 (A. móvil).....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 5-10. Estados límite de apoyos de neopreno Pila 2 (a) Apoyo móvil (b) Apoyo fijo.....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 5-11. Estados límite de apoyos de neopreno Pila 3 (a) Apoyo móvil (b) Apoyo fijo.....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 5-12. Estados límite de apoyos de neopreno Pila 4 (a) Apoyo móvil (b) Apoyo fijo.....</i>	<i>127</i>
<i>Figura 5-13. Estados límite de apoyos de neopreno Pila 5 (a) Apoyo móvil (b) Apoyo fijo.....</i>	<i>127</i>
<i>Figura 5-14. Estados límite de apoyos de neopreno Pila 6 (a) Apoyo móvil (b) Apoyo fijo.....</i>	<i>127</i>
<i>Figura 5-15. Estados límite de apoyos de neopreno Pila 7 (a) Apoyo móvil (b) Apoyo fijo.....</i>	<i>128</i>
<i>Figura 5-16. Estados límite de apoyos de neopreno Pila 8 (a) Apoyo móvil (b) Apoyo fijo.....</i>	<i>128</i>
<i>Figura 5-17. Estados límite de apoyos de neopreno Pila 9 (a) Apoyo móvil (b) Apoyo fijo.....</i>	<i>128</i>
<i>Figura 5-18. Comportamiento histerético de topes sísmicos (a) Falla de tope sísmico (b) Resistencia de tope sísmico</i>	<i>129</i>

Índice de tablas

<i>Tabla 1-1. Descripción de daños en puentes que colapsaron en el terremoto de Northridge (Basöz et al., 1998)</i> -----	19
<i>Tabla 1-2. Descripción características y daños en puentes que colapsaron en el terremoto de Loma Prieta (Basöz et al., 1998)</i> -----	21
<i>Tabla 1-3. Daños en puentes carreteros inspeccionados en el terremoto de Chi-Chi 1999 (Chang et al., 2000)</i> -----	25
<i>Tabla 2-1. Altura de caballetes y pilas del viaducto</i> -----	35
<i>Tabla 2-2. Materiales de elementos estructurales del viaducto</i> -----	35
<i>Tabla 3-1. Frecuencia y periodos obtenidos</i> -----	47
<i>Tabla 4-1. Rigidez horizontal y vertical de apoyos</i> -----	54
<i>Tabla 4-2. Peso de vehículos (SCT)</i> -----	61
<i>Tabla 4-3. Porcentaje de acero longitudinal de planos estructurales</i> -----	74
<i>Tabla 4-4. Porcentaje de acero longitudinal obtenido del diseño</i> -----	75
<i>Tabla 4-5. Comparación de frecuencias y periodos</i> -----	78
<i>Tabla 4-6. Total, de sismos registrados por año de acuerdo al SSN, tabla tomada de</i> <i>http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/estadisticas/</i> -----	81
<i>Tabla 4-7. Eventos sísmicos seleccionados de la fuente sísmica de intraplaca</i> -----	83
<i>Tabla 4-8. Eventos sísmicos seleccionados de la fuente sísmica de subducción</i> -----	84
<i>Tabla 4-9. Masas de pilas</i> -----	91
<i>Tabla 4-10. Masas de cabezales</i> -----	92
<i>Tabla 4-11. Masas vigas AASHTO</i> -----	92
<i>Tabla 4-12. Resultados del cálculo de la longitud de la articulación plástica</i> -----	94
<i>Tabla 4-13. Propiedades de las columnas</i> -----	97
<i>Tabla 4-14. Puntos de la curva YULRX</i> -----	98
<i>Tabla 5-1. Clasificación de daño según el índice de Park y Ang (1985).</i> -----	117

<i>Tabla 5-2. Índices de daño sismos intraplaca</i> -----	120
<i>Tabla 5-3. Índices de daño sismos de subducción</i> -----	121
<i>Tabla 5-4. Índices de daño (promedio general)</i> -----	121
<i>Tabla 5-5. Índices de daño en pilas considerando T/M</i> -----	124
<i>Tabla 5-6. Estados límites para apoyos de neopreno</i> -----	125
<i>Tabla 5-7. Número de veces que fallaron o resistieron los topes sísmicos</i> -----	130

Objetivo general

Evaluar la vulnerabilidad sísmica de un viaducto curvo de concreto reforzado localizado en la capital del estado de Michoacán, mediante análisis no lineales y mediciones de vibración ambiental para la calibración del modelo matemático.

Objetivos particulares

- Determinar los elementos más vulnerables de un viaducto en curva
- Caracterizar dinámicamente el viaducto curvo de concreto reforzado mediante mediciones de vibración ambiental
- Definir la demanda sísmica en el sitio de localización del viaducto
- Realizar el modelo numérico de la superestructura y de la subestructura

Introducción

Los puentes curvos son estructuras que con el paso de los años se han implementado cada vez más debido a su gran utilidad y eficacia en el transporte moderno y a la capacidad para adaptarse con las limitaciones geométricas y restricciones topográficas de carreteras existentes. De la misma manera ofrecen el beneficio de ser estéticamente agradables y los costos de construcción son competitivos con respecto a los puentes rectos.

Son estructuras generalmente utilizadas para vías de acceso a autopistas e intersecciones de zonas urbanas y así mismo permiten el flujo de tráfico sin obstáculo; dada su geometría particular imponen requisitos específicos en su comportamiento sísmico. Debido a su geometría se convierten en estructuras irregulares y dada esta condición su comportamiento bajo cargas sísmicas y verticales de igual manera será irregular.

Los daños en estructuras civiles como son los puentes han sido frecuentes a lo largo de los años. Dada su importancia para la economía y comunicación del país es necesario conducir acciones

de prevención para garantizar su seguridad en condiciones de servicio y ante acciones extremas que puedan ocurrir en su vida útil. Estas estructuras deben ser monitoreadas constantemente para asegurar una adecuada funcionalidad, ya que si llegan a fallar generarían grandes pérdidas económicas, humanas y la comunicación entre ciudades y comunidades se detendría repentinamente.

La gran necesidad de conocer el comportamiento y respuesta de puentes curvos ante eventos sísmicos para así diseñar transportes más seguros y asegurar su funcionalidad y operación durante y después de posibles eventos sísmicos para evitar el daño o colapso nos lleva al estudio de estas estructuras.

1. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PUENTES CURVOS

La geometría en particular de los puentes curvos hace que los análisis elásticos y no lineales para determinar su respuesta sísmica sean más complejos en comparación con los puentes regulares.

Con respecto a los puentes rectos, la geometría de los viaductos curvos induce daños sísmicos severos principalmente debido a la rotación de la superestructura y el desplazamiento hacia el exterior de la curva.

1.1. Daños en puentes

Sismos relativamente recientes ocurridos en años pasados como: terremoto de Loma Prieta 1989 en Estados Unidos, Northridge 1994 en Estados Unidos, Hyogoken-Nanbu (Kobe) 1995 en Japón y Taiwán (Chi-Chi) 1999 en China, han demostrado la gran vulnerabilidad sísmica de puentes ante estos eventos extraordinarios ya que se registraron grandes daños y pérdidas económicas muy importantes.

1.1.1. Terremoto de Northridge 1994, Estados Unidos

Ocurrido en la madrugada del 17 de enero de 1994 en California, terremoto de magnitud de momento sísmico (Mw) de 6.7 e intensidad de IX en la escala de Mercalli. Se reportó colapso y daños de varias estructuras en las autopistas, los puentes fueron estructuras con grandes daños y, debido a esto, el transporte fue interrumpido lo que provocó el desvío de tráfico durante meses posteriores al terremoto.

Los puentes dañados se encontraron en cuatro condados: Los Ángeles, Ventura, Riverside y Orange, en los que se cuantificaron un total de 233 puentes con daños incluyendo puentes estatales y locales. Los mayores daños se registraron en los condados de los Ángeles y Ventura que fue donde se registraron las máximas aceleraciones de suelo.

De los 233 puentes dañados en el terremoto de Northridge el 85% eran estructuras de concreto armado.

Durante el sismo se registró el colapso de seis puentes cuyas características se mencionan en la Tabla 1-1.

Tabla 1-1. Descripción de daños en puentes que colapsaron en el terremoto de Northridge (Basöz et al., 1998)

No.	Nombre del puente	Descripción del daño	Año de diseño
53 1609	La Cienega-Venice UC	Muchas de las pilas de la estructura principal sufrieron falla por compresión.	1964
53 1960F	Ruote 14/5 Separation&OH	Colapso de 2 vanos en la ruta 5	1971
53 1964F	Conector Norte	Caída de dos vanos desde el estribo 1 al eje 3	1971
53 1797L	Gavin Canyon UC	Colapso de los vanos 2 y 4 debido a escasa longitud de apoyo	1967
53 1797R	Gavin Canyon UC	Colapso de los vanos 2 y 4 debido a escasa longitud de apoyo	1967
53 2205	Mission-Gothic UC	Colapso parcial. 2 pilas con falla por pandeo en el eje 1, 1 con pandeo en el eje 2.	1973

Algunas de las causas por la que estas estructuras fallaron fueron la alta inclinación, torsión, irregularidad en rigidez de la subestructura e inadecuado ancho de apoyos. Importante mencionar que estos puentes fueron construidos usando códigos antiguos, de acuerdo con reglamentos de diseño anteriores a 1971.

De los seis puentes colapsados en el terremoto de Northridge, dos tienen la geometría de puentes curvos el puente Ruote 14/5 Separation&OH (53 1960F) y Conector Norte (53 1964F) por ello el importante análisis de estas estructuras con su geometría en particular.

1.1.2. Terremoto de Loma Prieta 1989, Estados Unidos

Terremoto ocurrido el 17 de octubre de 1989 (5:04 P.M., hora del pacifico) ocurrió en el área de la bahía de San Francisco con magnitud de onda superficial de 7.1, escala de intensidad de Mercalli Modificada máxima de IX causó grandes daños y varios colapsos de puentes registrados en la zona. El epicentro del terremoto de Loma Prieta se localizó en las montañas de Santa Cruz, en las regiones afectadas las aceleraciones máximas del suelo en campo libre superaron los 0.6g cerca de la fuente y 0.26g hasta una distancia de 60 millas.

Las pérdidas humanas totales registradas fueron de 62, de las cuales 41 fueron por el colapso del viaducto Cypress que fue el impacto más trágico y uno debido al colapso de un tramo del puente de la bahía de San Francisco y Oakland.

Una de las características del terremoto de Loma Prieta fue el efecto principalmente en el sistema de transporte: puentes y viaductos.

En el área de la bahía de San Francisco se contabilizaron 2,329 puentes estatales y 2,456 puentes locales. La mayor parte de los daños registrados en el terremoto de Loma Prieta fueron en puentes estatales, la mayor parte de los puentes estatales eran estructuras de concreto, solo alrededor del 7% eran puentes de acero. El 80% de los puentes dañados en el terremoto fueron estructuras de concreto.

En el sistema carretero se reportó el colapso de tres puentes de gran importancia. La Tabla 1-2 resume las características y descripción de los daños de los puentes colapsados durante el terremoto de Loma Prieta.

El puente de la Bahía estuvo fuera de servicio durante un mes mientras se realizaba la reparación y esto trajo consigo grandes pérdidas económicas y costosas alternativas de viaje. El principal daño del puente fue la falla de dos vanos de cierre superior e inferior.

Tabla 1-2. Descripción características y daños en puentes que colapsaron en el terremoto de Loma Prieta (Basöz et al., 1998)

Nombre del puente	Puente de la Bahía de San Francisco - Oakland	Viaducto de la calle Cypress	Struve Slough
Puente No.	33 0025	33 0178	36 0088L/R
Ruta	I-180	I-880	SR-1
No. De vanos	42	42	22
Superestructura¹	STL, STT	CB	CSC
Estribos²	N	B	A
Subestructura³	H, N	H, I, J	I
Continuidad	Discontinuo	Discontinuo	Continuo
Año de diseño	1936	1957	1964
Inclinación⁴	0	99	30
Tipo de suelo⁵	D	D	C
Historia de refuerzo	Fase I, 1962	Fase I, 1977	Fase I, 1984
PGA (g)	0.19	0.06 - 0.27	0.41
Descripción del daño	Agrietamiento de pilas, fallo de vanos, daño en pernos de conexión	Colapso de 48 pilas, Demolido	Colapso de una porción importante de la estructura. Demolido
Costo estimado de reparación (\$) ⁶	7,033,600	250,484,000	6,335,400

¹CB=viga cajón de concreto; CSC= puente de losa continua de concreto; STL: puente de armadura continua de acero; STT= puente de armadura de acero
²A: diafragma; B: apoyo; N: Tipo muro
³H: pilas/ejes múltiples; J: pila/eje simple; I: eje de pilas; N: pila muro
⁴99 representa una inclinación variable a lo largo del puente.
⁵C: depósito aluvial joven y poco denso; D: lodo [Campbell, 1991]
⁶Fuente: Formularios de evaluación de los daños en los puentes del terremoto de Loma Prieta, [Caltrans, 1989]; en dólares 1989.

1.1.3. Terremoto de Hyogo-ken Nanbu, Kobe 1995, Japón

El terremoto de Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japón, ocurrió el 17 de enero de 1995 a las 5:46 de la mañana, hora local, exactamente un año después del gran terremoto ocurrido en Northridge (1994), California. Terremoto de Ms=6.8 (Mw=7) el primer terremoto registrado en golpear una ciudad moderna y el peor desastre relacionado con un terremoto en Japón.

El terremoto causó más de 6,000 muertos y más de 30,000 personas resultaron heridas. Las pérdidas económicas se estimaron en \$100,000 millones de dólares (Kimura 1996).

En el terremoto de Kobe se observaron daños en los puentes de las rutas nacionales 2, 43, 71 y 176, la autopista Hanshin (ruta 3), línea de Bayshore (ruta 5) así mismo en autopista Meishin y

la Autopista Ghugoku de la Corporación Pública de Autopistas de Japón. Igualmente se contabilizaron miles de puentes dañados en Kobe y ciudades cercanas al terremoto.

Los daños en los puentes de las autopistas fueron catastróficos, las principales causas fueron fallas de cortante y flexión en las pilas de concreto que eran no dúctiles, fallos de pandeo y flexión en las pilas de acero, vigas desprendidas esto debido a fallo en la superficie de rodamiento y otra causa importante fueron los grandes movimientos en los cimientos debido a la licuefacción.

De los daños en puentes originados durante el terremoto de Kobe, existe una en particular que quizá fue una de las más espectaculares; se trata del colapso de la autopista Hanshin en Fukae (Figura 1-1), en la que un tramo de aproximadamente 600m de longitud colapsó al este de Kobe. El sistema de autopistas de Hanshin consistía principalmente en carreteras elevadas apoyadas en pilas individuales.



Figura 1-1. Colapso del puente de la autopista Hanshin (Ghoshk 1995)

Algunas investigaciones estructurales sobre el comportamiento y causas del colapso de la autopista Hanshin (Fukae) lo han relacionado a diferentes factores estructurales como son: refuerzo

transversal inadecuado de las pilas, anclaje inadecuado del refuerzo longitudinal y uso de métodos poco conservadores (elásticos) para determinar la fuerza cortante de diseño (Seible 1995, Park 1996, Kawashima & Unjoh 1997, Anastasopoulos 1999, Sun 2000; Abe 2000).

Sin embargo, las condiciones del suelo y la interacción dinámica entre la cimentación y la superestructura agravaron aún más su comportamiento inelástico, contribuyendo así al colapso (Mylonakis et al., 2004).

Otra característica que se observó en las fallas de las pilas fue el rompimiento de los empalmes (soldados a presión de gas) (Figura 1-2) que es una práctica muy común en Japón. Estos empalmes fallaron en su mayoría en puentes antiguos.



Figura 1-2. Falla de empalmes soldados a presión de gas en pila de puente (Ghoshk 1995)

1.1.4. Terremoto de Taiwán (Chi-Chi) 1999, China

Siendo las 01:47 A.M. (hora local) el 21 de septiembre de 1999 un devastador terremoto sacudió el centro de Taiwán, con una magnitud de 7.3. Este terremoto también conocido como

Terremoto del 921 o “Chi-Chi”. Tuvo su epicentro muy cercano al pueblo de Chi-Chi en la región de Nantou a 23. 85° de latitud norte y 120.81° de longitud este, con una profundidad focal de 7km.

El terremoto de Chi-Chi causó más de 2,300 muertos, más de 10,000 personas heridas y dejó 100,000 personas sin hogar (Shin et al, 2000).

Dicho terremoto fue activado a causa de la falla de Chelungpu, a lo largo de dicha falla se tienen contabilizados aproximadamente 1,000 puentes de carreteras en cuatro condados: Taichung, Nantou, Changhua y Yunlin. De esos puentes sometidos al sismo la mayoría no presentó daños graves y fueron construidos desde 1960 hasta 1999. Alrededor del 10% sufrió daños leves a severos, consistentes en: tramos colapsados, asentamientos del suelo, falla de cortante y flexión.

La mayoría de los puentes dañados se relacionó con el movimiento de la superestructura y la separación en las juntas de dilatación. Siete puentes colapsaron debido a la ruptura del suelo que pasa directamente a través del puente.

Un dato en particular del terremoto del “Chi-Chi” se refiere a que el número de pilas dañadas fue relativamente menor, muy diferente a lo ocurrido en el terremoto de Northridge, California 1994. Lo que conduce a un desempeño sísmico específico de los puentes carreteros en Taiwán.

La mayor parte de los puentes dañados en el terremoto de Taiwán se encontraron en Taichung y Nantou, que fueron los que se ubicaban más cerca del epicentro (Tabla 1-3). Además, son los dos condados en donde se tuvo registrado que hubo más víctimas durante el terremoto. Como se observa en la Tabla 1, el 80.1% de los puentes tuvo un buen comportamiento ya que no sufrieron daños, el 17.2% tuvo daño menor a moderado y el 2.7% de los puentes inspeccionados sufrieron daños mayores o colapso.

Tabla 1-3. Daños en puentes carreteros inspeccionados en el terremoto de Chi-Chi 1999 (Chang et al., 2000)

Condado	Total de puentes inspeccionados	Sin Daño	Daño Menor a Moderado	Daños mayores
Taichung	196	131	52 (26.5%)*	13 (6.6%)
Changhua	199	182	17 (8.5%)	0
Nantou	410	315	82 (20.0%)	13 (3.2%)
Yunlin	176	158	18 (10.2%)	0
Total	981(100%)	786(80.1%)	169(17.2%)	26(2.7%)
* el porcentaje se basa en el total de puentes inspeccionados en cada condado				

Algunos de los principales puentes dañados en el terremoto de Taiwán se describen a continuación. El *punte Wu-Shi* pasa a través de la falla de Chelungpu en la ruta providencial 3. Se trata de dos puentes paralelos de 18 vanos. Los daños principales en este puente fue la caída de vanos y daños en las pilas (Figura 1-3). En este puente los dos primeros vanos en dirección norte colapsaron esto debido al movimiento del terreno (Figura 1-4). Las pilas del cuerpo derecho sufrieron una falla masiva por cortante, sin embargo, se observaron grietas por flexión y daño en los soportes. Al contrario, las pilas del cuerpo izquierdo sí sufrieron fallas severas de cortante debido a las grandes fuerzas transversales.



Figura 1-4. Derrumbe de dos primeros vanos en direccion norte del puente Wu-Shi (Chang et al., 2000)



Figura 1-3. Vanos colapsados y pilares dañados del puente Wu-Shi (Hung Lu et al., 2010)

Otro ejemplo fue el *Puente Don-Fong* de 22 vanos, ubicado en la ruta providencial 3, que consiste en tres puentes paralelos con una longitud de 572m cada uno. En el lugar se registró una aceleración máxima del suelo (PGA) cerca de los 500 gal. El puente sufrió daños debido al terremoto de Taiwán provocando un desplazamiento de la superestructura hacia el sur y de la misma manera el desprendimiento de algunos apoyos (Figura 1-6). Este puente presentó grandes agrietamientos por flexión y cortante en una de las pilas (Figura 1-5). Como consecuencia de la pérdida de los apoyos se provocó la caída del tablero del puente Don-Fong.

Algunos otros puentes con similar mecanismo de falla al del Puente Don-Fong, fueron: el puente Yen-Feng, el puente Shin-Yi, el puente Kuan-Lung y el puente Cheng-Feng. Todos estos puentes sufrieron deslizamiento de la superestructura y daño en apoyos, provocando un mecanismo de deslizamiento/fricción.



Figura 1-5. Agrietamientos por flexión y cortante en pila del puente. (Chang et al., 2000)



Figura 1-6. Deslizamiento de la superestructura del puente Don-Fong. (Hung Lu et al., 2010)



Figura 1-7. Deslizamiento de la superestructura Puente Shin-Yi. (Hung Lu et al., 2010)

1.2. Vulnerabilidad sísmica

Los viaductos curvos son uno de los componentes de mayor importancia en una red de tráfico, por lo que su funcionamiento después de un evento extraordinario, como son los sismos, es de vital importancia para tomar acciones en situaciones de emergencia.

La vulnerabilidad de puentes curvos depende de varios factores como: el año de construcción, tipo de subestructura, tipo de superestructura, curvatura, inclinación, refuerzo transversal, refuerzo longitudinal, entre otros. Actualmente, uno de los métodos más comunes es cuantificar índices de daño para una intensidad sísmica dada, y cuyo valor puede relacionarse con el estado límite de daño esperado de la estructura.

2. DESCRIPCIÓN DEL VIADUCTO EN ESTUDIO

El Viaducto en estudio se encuentra ubicado en Morelia, capital del estado de Michoacán. Se trata de un viaducto curvo de concreto reforzado. En este capítulo se describen detalladamente sus componentes estructurales de la superestructura y de la subestructura.

2.1. Localización

El viaducto curvo forma parte de la obra distribuidor vial tecnológico, se encuentra en Av. Morelos Norte, en la ciudad de Morelia Michoacán. Ubicado en el KM: 2+000.00 de la carretera Morelia-Salamanca, MEX 43.

La Figura 2-1 muestra la Macrolocalización del viaducto y el la Figura 2-2 la Microlocalización.

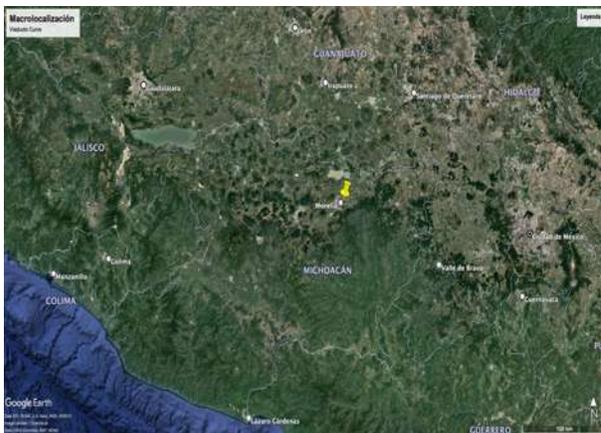


Figura 2-1. Macrolocalización

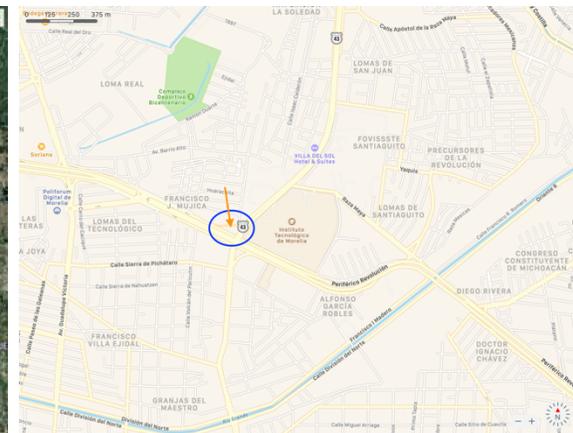


Figura 2-2. Microlocalización

La ubicación geográfica del viaducto tiene las siguientes coordenadas: latitud 19.721802° y longitud -101.188397° .

El viaducto elevado beneficia a aproximadamente a 15 mil 500 vehículos que circulan por la zona, reduciendo el tiempo de recorrido de un cuarto de hora, a solo un minuto. Está diseñado para

el tránsito de todos los vehículos que circulan en las carreteras de México, de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2017.

La construcción inició en febrero del 2021 y la apertura del viaducto elevado a la circulación se realizó el 22 de marzo del 2022. Actualmente no se tiene conocimiento de alguna modificación realizada.

El viaducto se encuentra localizado en la frontera de las zonas sísmica B y C, donde la intensidad sísmica es media-moderada.



Figura 2-3. Viaducto Curvo

2.2. Geometría

La longitud total del viaducto elevado curvo es de 367 m; tiene un ancho de calzada de nueve metros, y está conformado por nueve tramos de longitud variable (Figura 2-4). Como se

observa en la Figura 2-4, la geometría es curva y asimétrica y este cuenta con una pendiente longitudinal y transversal. Además de los caballetes 1 y 10, el puente se soporta en ocho pilas de concreto reforzado.

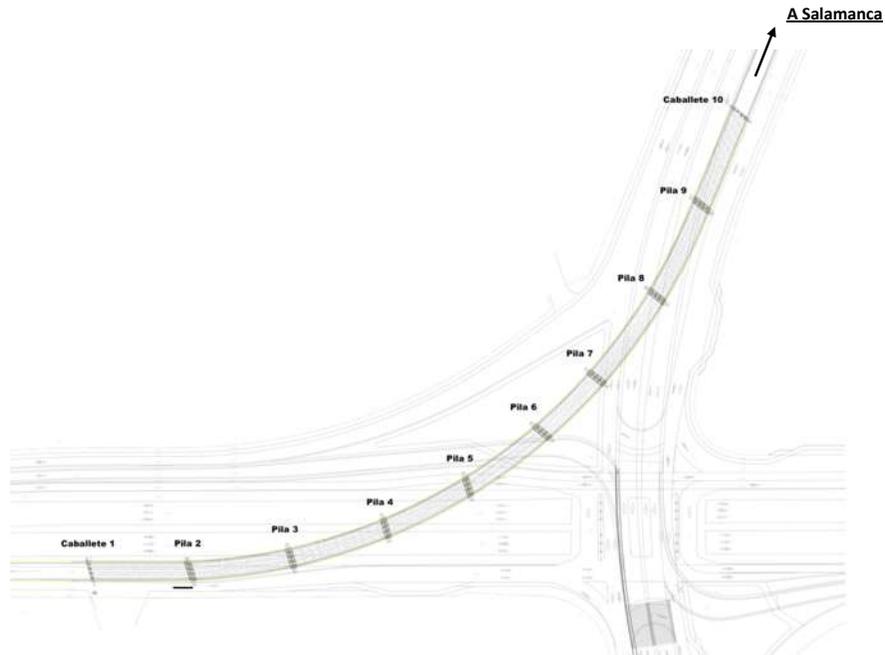


Figura 2-4. Planta viaducto curvo de concreto reforzado

2.3. Superestructura

La superestructura del viaducto curvo se encuentra conformada por nueve claros, cada claro con cuatro traveses AASHTO VI, cuyas dimensiones se muestran en la Figura 2-6. La superficie de rodamiento se construyó con una losacero 25 cal. 18 de 22 centímetros de espesor y se colocó carpeta asfáltica de 4 centímetros de espesor. En la Figura 2-7 se muestra la sección transversal de la losacero.

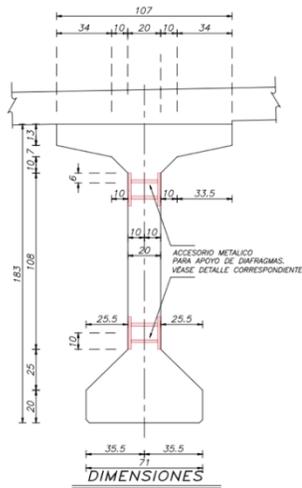
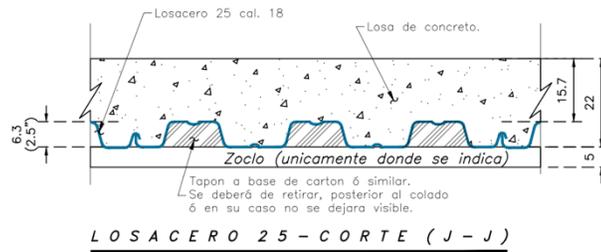


Figura 2-5. Dimensiones de trabe AASHTO VI



LOSACERO 25 - CORTE (J - J)

Figura 2-7. Sección transversal losacero

Las traveses AASHTO VI son ligadas y rigidizadas lateralmente por cinco diafragmas de acero, uno en cada extremo de las traveses y tres intermedios (Figura 2- y Figura 2-6).

Las traveses descansan sobre apoyos de neopreno colocados sobre bancos de concreto con las siguientes dimensiones: 83.44 x 119.95 centímetros en pilas y 83.44 x 135.59 centímetros en caballetes, la altura de cada banco es variable. Los apoyos de neopreno tienen dimensiones de 60 x 40 x 5.7 cm (apoyo fijo) y 60 x 40 x 7.3 cm (apoyo móvil).

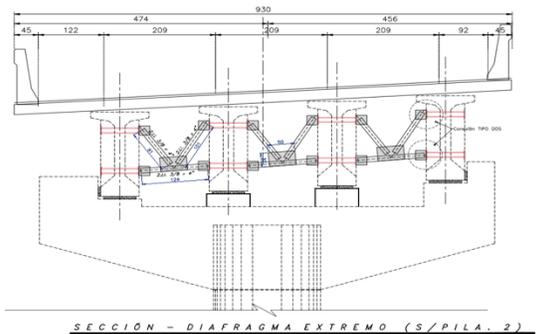


Figura 2-6. Diafragma extremo en traveses AASHTO VI, Pila 2

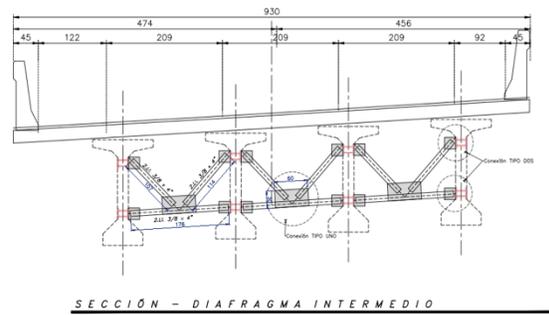


Figura 2-9. Diafragma intermedio de traveses AASHTO VI

2.4. Subestructura

La subestructura se encuentra conformada por dos caballetes, uno en cada extremo del viaducto elevado (caballete 1 al inicio del viaducto y caballete 10 al final del viaducto) y ocho pilas intermedias (pila 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9). Los caballetes están formados con dos columnas circulares de concreto armado con una sección transversal de 1.5 metros de diámetro, ligadas mediante un cabezal de dimensiones 1.8 x1.5 metros (Figura 2- y 2-11).

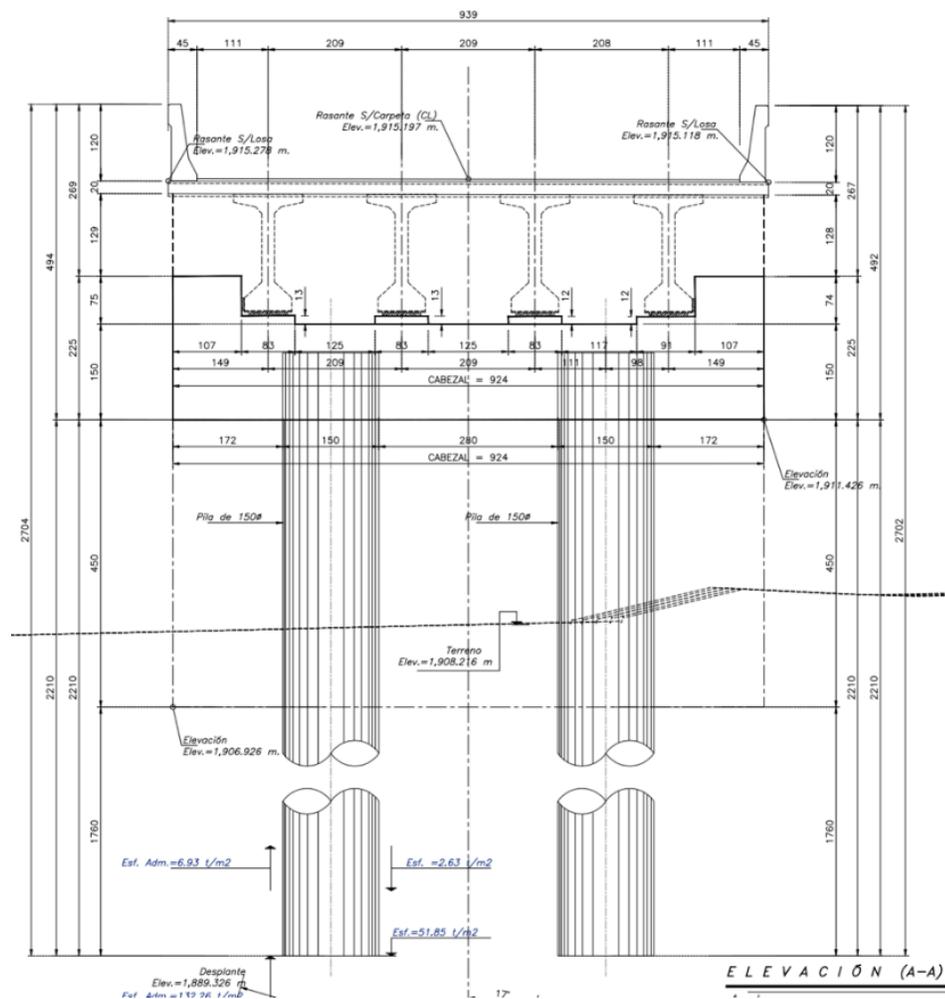


Figura 2-10. Caballete 1, vista en elevación

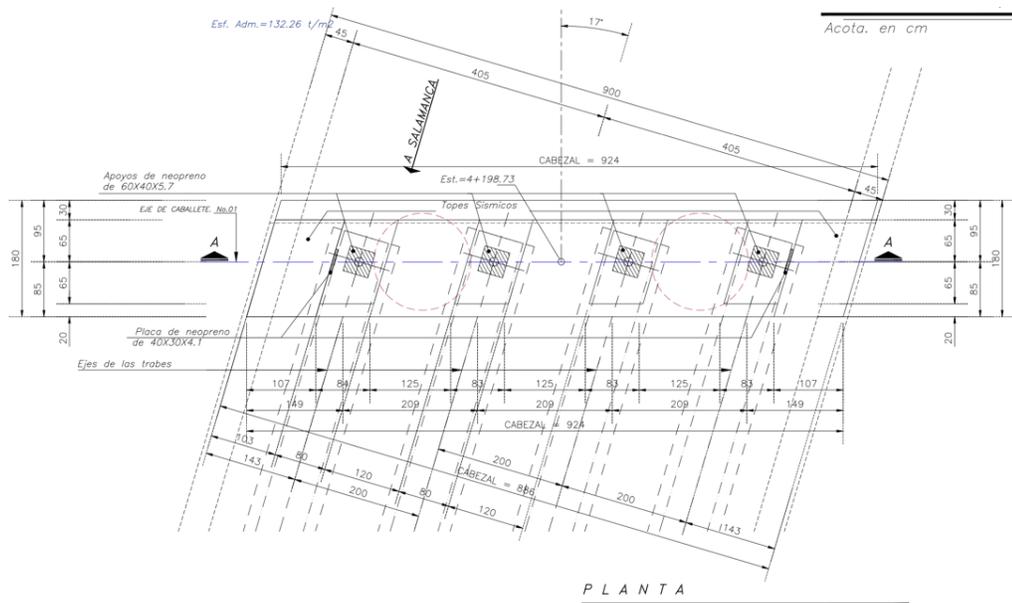


Figura 2-7. Caballete 1, vista en planta

Las pilas intermedias del viaducto tienen una longitud variable cada una de ellas que se resumen en la Tabla 2-1. Altura de caballetes y pilas del viaducto El diámetro de la sección transversal es de dos metros y se encuentran ligadas mediante un cabezal de sección variable (Figura 2- y 2-13).

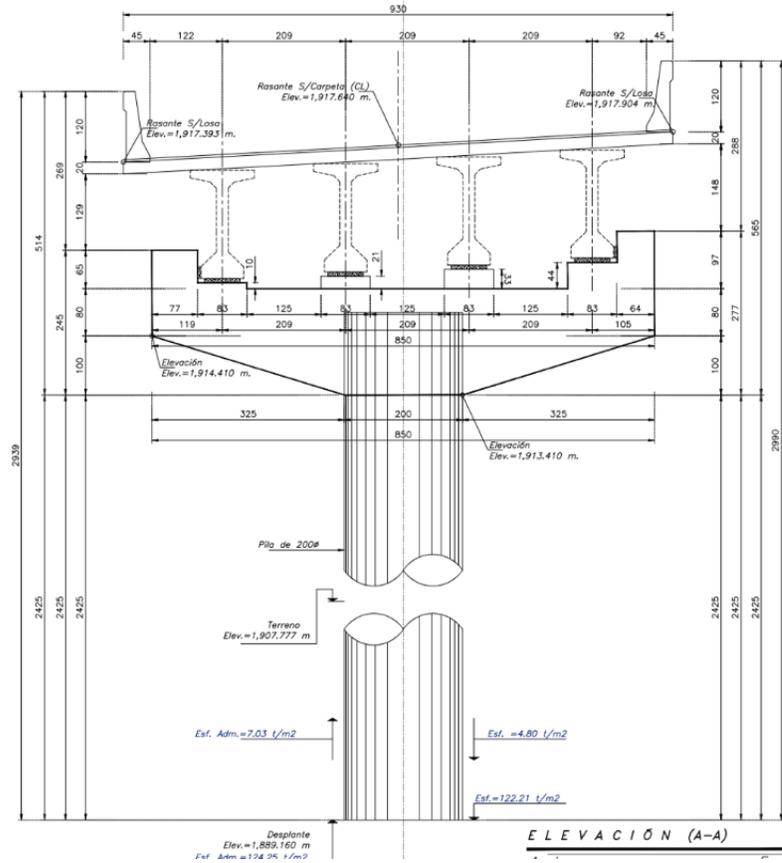


Figura 2-8. Pila 2, vista en elevación

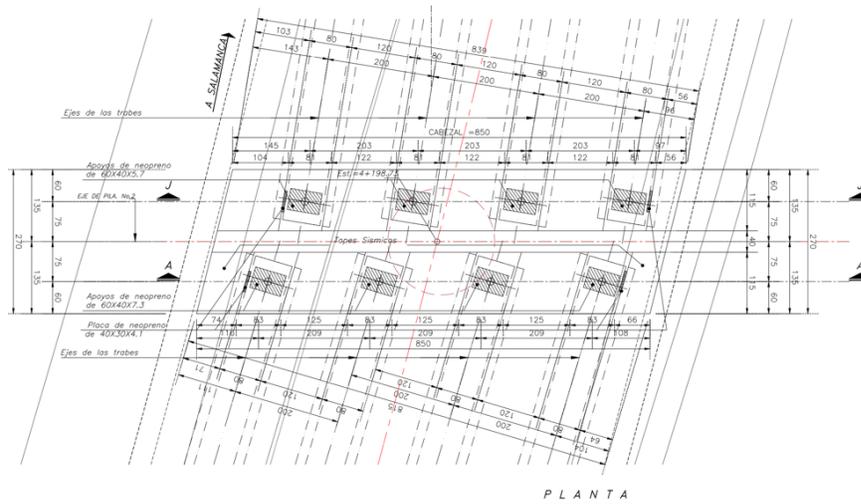


Figura 2-9. Pila 2, vista en planta

Tabla 2-1. Altura de caballetes y pilas del viaducto

Elemento de la subestructura	Altura (m)
Caballete 1	3.210
Pila 2	6.659
Pila 3	6.317
Pila 4	6.036
Pila 5	12.960
Pila 6	12.262
Pila 7	10.639
Pila 8	16.597
Pila 9	4.395
Caballete 10	1.320

2.5. Material

Los materiales que conforman los elementos estructurales del viaducto se obtuvieron de planos estructurales y se resumen en la Tabla 2-2.

Tabla 2-2. Materiales de elementos estructurales del viaducto

Elemento estructural	Resistencia del concreto ($f'c$ en $\frac{kg}{cm^2}$)	Acero de refuerzo (fy en $\frac{kg}{cm^2}$)
Pilas	300	4200
Cabezales, bancos y topes	250	4200
Trabes ASSHTO VI	500	≥ 4000 Acero de presfuerzo: 19000
Losa y losacero	300	4000
Diafragmas	300	A36 de 2530

2.6. Apoyos

Los apoyos del puente que soportan las trabes ASSHTO VI son de neopreno con dimensiones de 60X40X5.7 cm (apoyo fijo) y 60X40X7.3 cm (apoyo móvil). Existen también placas de neopreno en las vigas laterales que se ubican al lado de los topes sísmicos con dimensiones de 40X30X4.1 cm (Figura 2-10).

3. MEDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

Al igual que cualquier otra estructura, los puentes vibran de acuerdo con sus propiedades dinámicas. Es importante caracterizar estos movimientos vibratorios con base en mediciones experimentales para validar el modelo numérico y con ello predecir el comportamiento esperado de la estructura.

Cuando se realizan pruebas experimentales para calcular las propiedades dinámicas de puentes, se registran dos posibles tipos de vibración: vibración forzada (VF) y vibración ambiental (VA). Las pruebas de vibración ambiental consisten en medir las vibraciones de cualquier estructura con base en las excitaciones producidas por ruidos ambientales, como viento y tránsito vehicular. Por otro lado, las vibraciones forzadas son aquellas en las cuales se genera una excitación de manera artificial, normalmente mediante un actuador mecánico que afecte a la estructura para producir la vibración en la estructura de manera forzada.

Las mediciones utilizadas en esta investigación para la caracterización de las propiedades dinámicas del viaducto, se realizaron mediante la medición de vibraciones ambientales, ya que tienen la ventaja de no ocupar una fuente de excitación artificial y por ende el costo es más económico.

En el presente capítulo se aborda la descripción de las campañas de mediciones de vibración ambiental realizadas en el viaducto.

3.1. Instrumentación

La instrumentación consistió en colocar en la estructura sensores de aceleración de manera estratégica para medir su vibración. Los sensores se colocan en los sitios que se relacionan con las formas modales que se pretenden identificar.

3.1.1. Acelerómetros

Para realizar una campaña de medición es necesario contar con el equipo adecuado para medir la vibración ambiental de la estructura. Algunos de los más usados son los sensores que miden la aceleración en un instante de tiempo dado, llamados acelerómetros, estos son utilizados ampliamente para medir movimientos dinámicos, como lo es la vibración ambiental.

Los sensores utilizados en las mediciones de vibración ambiental fueron sensores triaxiales fabricados por la empresa Kinometrics. Los sensores triaxiales ES-T (EpiSensor ES-T) utilizados se muestran en la Figura 3-1. La unidad consta de tres módulos de acelerómetro de equilibrio de fuerza EpiSensor montados ortogonalmente en un pequeño y práctico paquete. Con rangos de grabación a gran escala de ± 0.25 a ± 4 g (seleccionable por el usuario), el EpiSensor proporciona un registro a escala de los movimientos sísmicos incluso en lugares cercanos a la falla y en una amplia variedad de tipos de estructuras. (https://kinometrics.com/post_products/episensor-es-t/).



Figura 3-1. Sensor triaxial (EpiSensor ES-T)

3.1.2. Unidad central

La información adquirida por los sensores en las mediciones, es almacenada mediante una grabadora multicanal de alto rango de registro dinámico, Granite-12 (Figura 3-2) de la empresa Kinometrics. La consola permite conexión de hasta 36 canales y da una gran precisión de sincronización.



Figura 3-2. Grabadora multicanal (Granite-12)

Esta unidad central de recolección de datos está conectada a los sensores, la cual recolecta la información que estos miden en voltaje como función del tiempo, para posteriormente transformarla en una señal digital en aceleración y así llevar a cabo su procesamiento en un paso posterior.

3.2. Descripción de campañas de mediciones de vibración ambiental

Para la realización de la campaña de medición de vibración ambiental lo primero fue determinar las posiciones en las cuales se van a colocar los sensores, teniendo la geometría del viaducto se emplearon entre tres y cuatro acelerómetros en cada medición. Las posiciones de los sensores se establecieron a lo largo del viaducto curvo, en dirección longitudinal y en dirección transversal, para realizar un barrido del viaducto y abarcar todos los claros del puente.

Se realizó una sola campaña de medición de vibración ambiental al viaducto curvo de concreto reforzado, el día 27 de septiembre del 2021, en la cual se configuraron nueve posiciones que definen las configuraciones de los sensores y que se describen a continuación.

3.2.1. Configuración de sensores

Se establecieron un total de nueve posiciones distribuidas a lo largo de los tableros, estableciendo un sensor fijo y el resto como móviles. El sensor fijo es utilizado como sensor de referencia en la técnica de identificación de sistemas. Los sensores miden la aceleración en tres direcciones ortogonales: longitudinal, trasversal y vertical. Cada configuración está conformada por cuatro sensores, en las que se coloca un sensor fijo en el punto de referencia y otros tres sensores móviles en las distintas posiciones.

- **Posición de sensores 1, 2, 3, 4 y 5**

Las primeras cinco mediciones se realizaron en el tablero localizado entre la pila 5 y la pila 6. Cada medición tuvo una duración de 10 minutos para su registro.

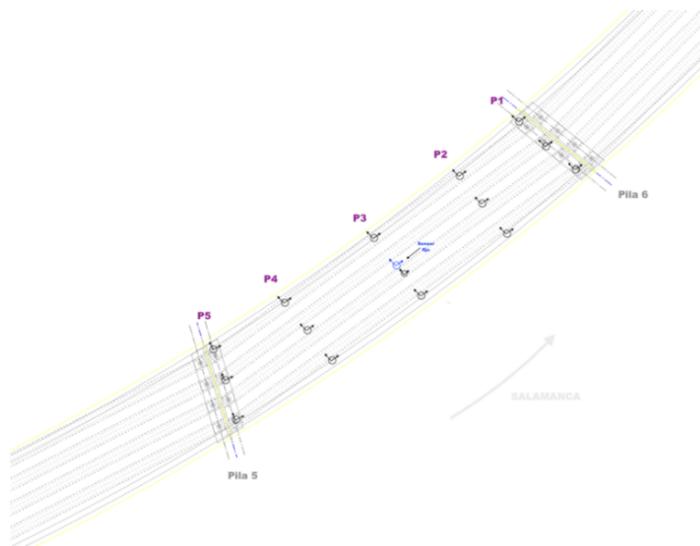


Figura 3-3. Posición de sensores 1, 2, 3, 4 y 5

El sensor fijo se colocó en el centro del claro del tablero entre la pila 5 y pila 6, y la primera configuración (P1) se realizó con los tres sensores móviles ubicados al final del claro. La fecha y hora de la primera medición fue 2021/09/27 – 15:29:55 UTC.

La segunda configuración (P2) se realizó dejando el sensor fijo o de referencia en la misma posición (centro del claro) y moviendo los tres sensores móviles a tres cuartos del claro, ubicando estos tres sensores a lo largo del ancho de la calzada del viaducto. La fecha y hora de la segunda medición fue 2021/09/27 – 15:45:48 UTC.

En la tercera configuración (P3) de los sensores, de igual manera, el sensor de referencia no se movió del centro del claro y los tres sensores móviles se recorrieron al centro del claro, como se observa en la figura. La fecha y hora de la tercera medición fue 2021/09/27 – 15:59:58 UTC.

Finalmente, en la cuarta y quinta configuración (P4 Y P5) los sensores móviles se recorrieron a un cuarto del claro para la configuración P4 y al inicio del claro para la configuración P5. La fecha y hora de la cuarta medición fue 2021/09/27 – 16:17:53 UTC y para la quinta medición 2021/09/27 – 16:34:16 UTC.

- **Posición de sensores 6**

En la sexta configuración de los sensores, con una duración de registro de 10 minutos, el sensor de referencia continuó en la misma posición de las mediciones anteriores. Los tres sensores móviles se movieron a diferentes posiciones, uno al centro del claro entre la pila 2 y pila 3, el segundo al centro del claro entre la pila 3 y pila 4 y el tercero al centro del claro entre la pila 4 y pila 5. La fecha y hora de la sexta medición fue 2021/09/27 – 17:48:31 UTC.

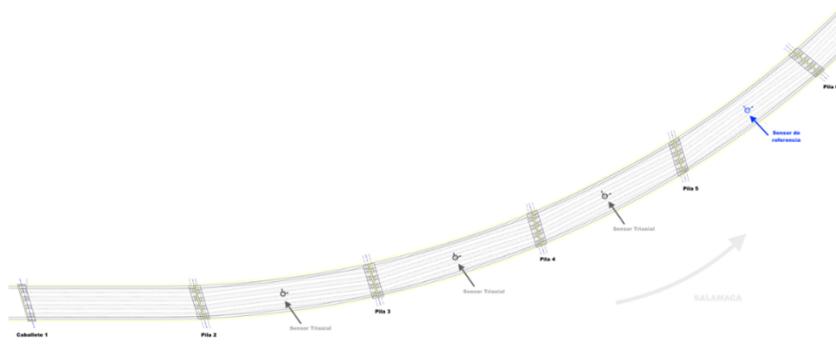


Figura 3-4. Posición de sensores 6

- **Posición de sensores 7**

La séptima configuración se realizó trasladando los sensores móviles a centros del claro; el primer sensor móvil al centro del claro entre la pila 6 y pila 7, el segundo al centro del claro entre pila 7 y pila 8, el tercer sensor al centro del claro entre pila 8 y pila 9, mientras que el sensor de referencia continuó en la misma posición. La fecha y hora de la séptima medición fue 2021/09/27 – 18:31:16 UTC.

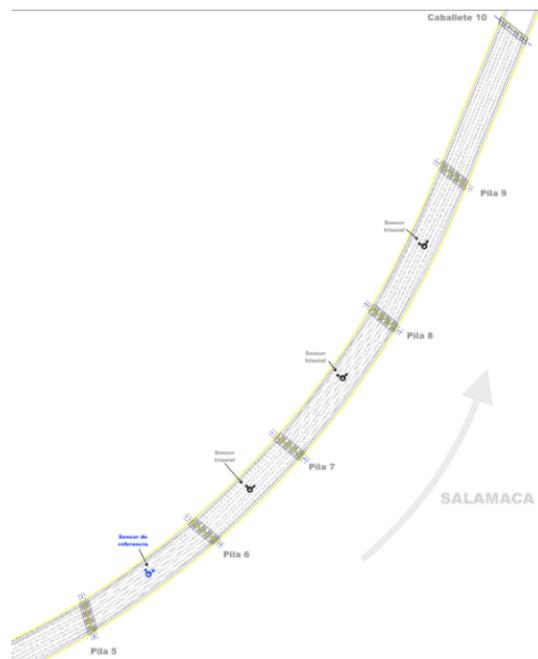


Figura 3-5. Posición de sensores 7

- **Posición de sensores 8**

En la octava configuración de sensores triaxiales, los tres sensores móviles se trasladaron a las siguientes posiciones: el primer sensor al centro del tablero e inicio del claro entre la pila 6 y 7, el segundo sensor móvil se trasladó al centro del tablero e inicio del claro entre la pila 7 y pila 8, para concluir el tercer sensor se posiciono también al centro del tablero e inicio del claro entre la pila 8 y pila 9. Como en los casos anteriores, el sensor de referencia no cambio de posición. La fecha y hora de la octava medición se registró el 2021/09/27 – 18:56:20 UTC.

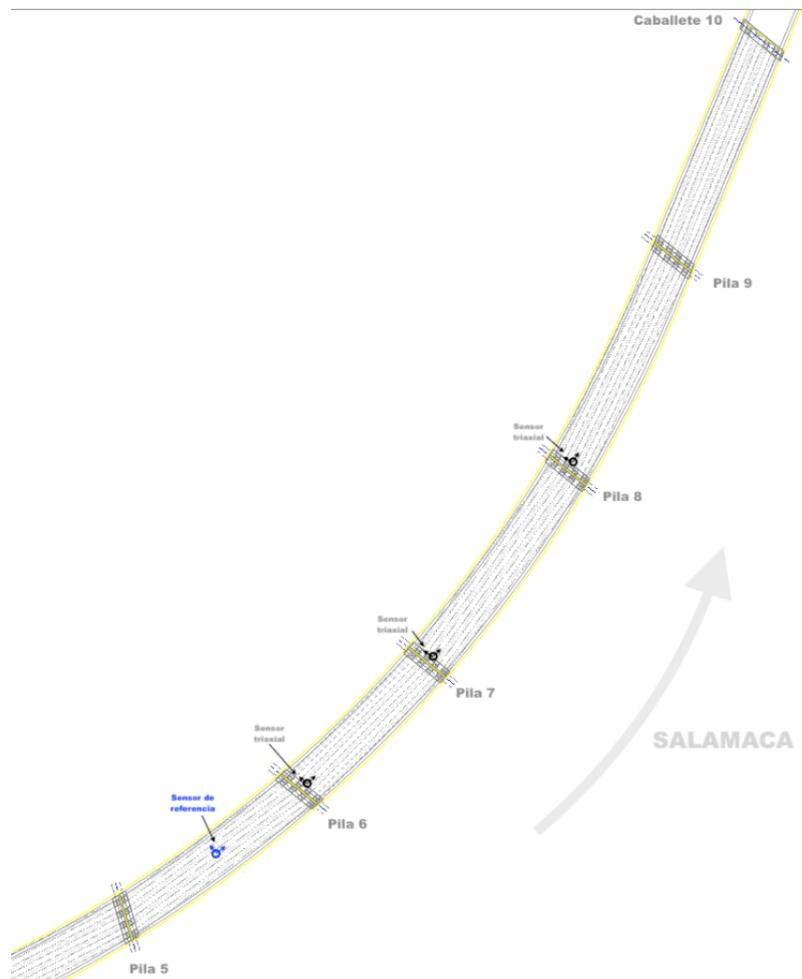


Figura 3-6. Posición de sensores 8

- **Posición de sensores 9**

Para concluir, la novena configuración de sensores triaxiales se realizó el día y hora: 2021/09/27 – 19:53:12 UTC, con un tiempo de duración de registró de 10 minutos. En esta configuración los sensores móviles se trasladaron a las siguientes posiciones: primer sensor al centro del tablero y final del claro entre la pila 2 y 3, segundo sensor al centro del tablero y final del claro entre la pila 3 y 4, y tercer sensor al centro del tablero y final del claro entre pila 4 y 5.

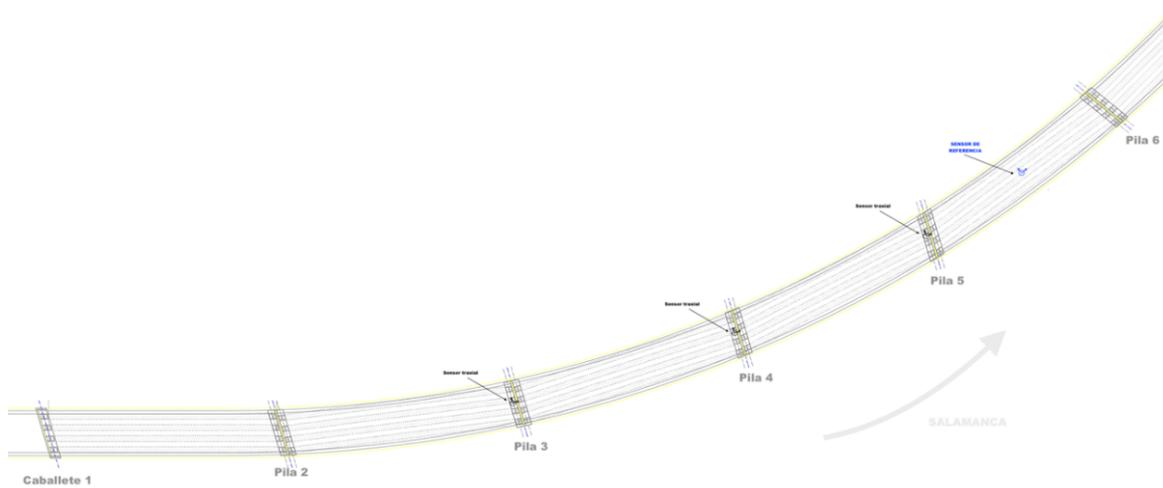


Figura 3-7. Posición de sensores 9

3.3. Proceso numérico de las mediciones

Tras la realización de la campaña de medición de vibración ambiental, los registros obtenidos se procesaron y analizaron aplicando un procesamiento digital de señales, con la finalidad de caracterizar el comportamiento dinámico de la estructura, a través de obtener sus modos y frecuencias de vibrar. Este proceso se denomina Análisis Modal Operacional (OMA).

3.3.1. Análisis Modal Operacional

Esta técnica de identificación modal busca estimar los parámetros dinámicos de frecuencia natural, modos de vibrar y coeficiente de amortiguamiento modal de la estructura. La principal ventaja de esta técnica es que no requiere de una excitación artificial, ya que registra el movimiento de la estructura debido al medio ambiente como es el viento, tráfico vehicular, peatones, o cualquier otro ruido ambiental.

Para el Análisis Modal Operacional (AMO), se procesaron los datos de las campañas de vibración ambiental utilizando el Software de análisis ARTEMIS Modal 4.0.0.2, el cual incorpora varios tipos de análisis modales operacionales en el dominio del tiempo y en el dominio de la frecuencia.

En el software, el modelo para el AMO requiere definir la geometría del tablero del viaducto, así mismo la posición del sensor de referencia y las posiciones de cada configuración de los sensores móviles. El software utiliza elementos básicos para crear el modelo numérico. Se definen nodos, que tienen tres coordenadas (X, Y, Z), líneas definidas por dos nodos, y también se introducen superficies triangulares usando tres nodos.

Una vez definidos nodos, líneas y superficies es necesario introducir también los registros de datos de las mediciones de vibración ambiental. El conjunto de técnicas de identificación modal usadas en ARTEMIS para el procesamiento se clasifican en dos: dominio de la frecuencia y dominio del tiempo. En el dominio de la frecuencia se utiliza un método básico de selección de picos conocido como Peak Picking (PP), la descomposición en dominio de la frecuencia (FDD, Frequency Domain Decomposition) y la descomposición del dominio de la frecuencia mejorada (EFDD – Enhanced FDD). Por otra parte, para el dominio del tiempo se tiene el método de identificación del subespacio estocástico (SSI – Stochastic Subspace Identification).

La técnica empleada en este trabajo es la descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD, Frequency Domain Decomposition). Esta técnica es similar a la técnica de identificación de picos ya que las frecuencias naturales se representan por los picos que se presentan en la gráfica de la función de densidad espectral de potencia (PSD). La técnica parte de la descomposición en valores singulares, de la matriz espectral, así la matriz espectral es descompuesta en un conjunto de funciones auto espectrales. Cada una de ellas corresponde a un grado de libertad de una frecuencia modal del sistema. Las frecuencias naturales pueden obtenerse por observación y se logran identificar modos muy cercanos entre sí a partir de los valores singulares.

El Software ARTeMIS Modal, una vez definidos los elementos que componen la estructura e incorporar la información de las mediciones de vibración ambiental, puede de forma automática realizar la estimación modal a través de las distintas técnicas. Sin embargo, como se mencionó la técnica empleada en el trabajo es la descomposición en el dominio de la frecuencia.

3.4. Características dinámicas del viaducto

Utilizando la técnica de descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD), mediante ARTeMIS Modal se obtienen las densidades de energía espectral que en forma visual permite la obtención de las frecuencias naturales. Para el viaducto se lograron identificar claramente tres formas modales.

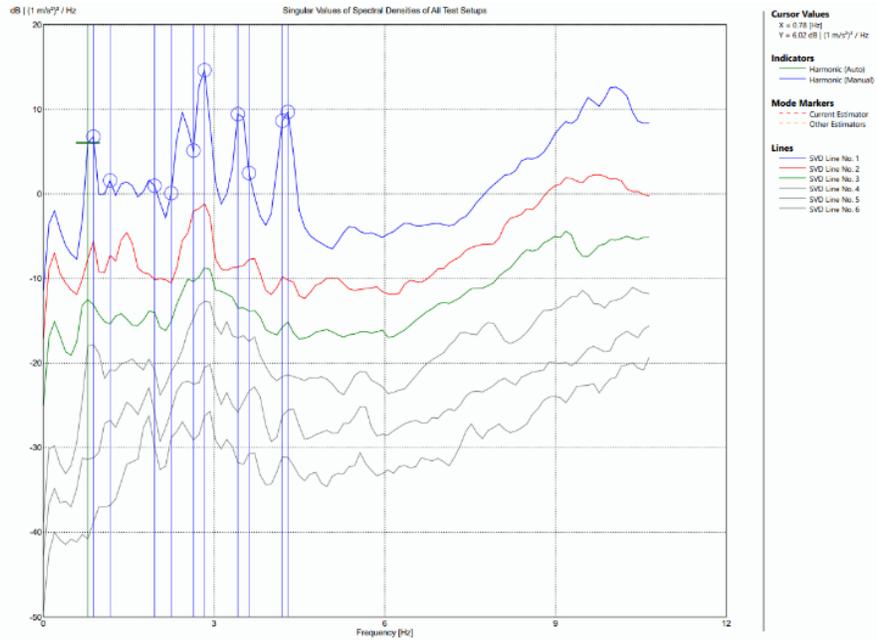


Figura 3-8. Identificación de frecuencias en el viaducto curvo

Las frecuencias y periodos obtenidos son los siguientes:

Tabla 3-1. Frecuencia y periodos obtenidos

MODO	FRECUENCIA (Hz)	PERIODO (S)
1	0.781	1.28
2	0.879	1.137
3	1.172	0.853

La primera forma modal obtenida se muestra en la Figura 3-9. Corresponde a un movimiento trasversal en los primeros tableros del viaducto; sin embargo, por la configuración curva del puente, en los tableros posteriores el movimiento se vuelve longitudinal por lo que el primer modo es una combinación en las dos direcciones trasversal y longitudinal al puente.

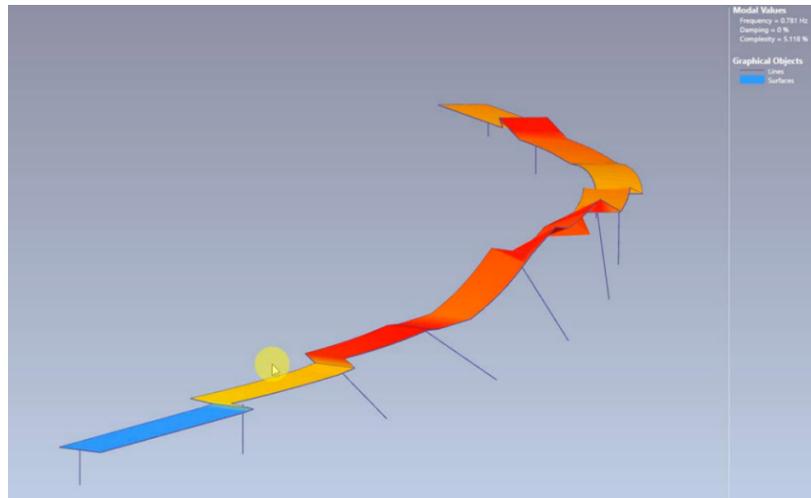


Figura 3-9. Primera forma modal del viaducto (f=0.781 Hz)

La segunda forma modal identificada tiene una frecuencia de 0.879 Hz, con movimiento similar a la primera forma modal, y corresponde a una combinación en la dirección longitudinal y transversal del viaducto (Figura 3-10).

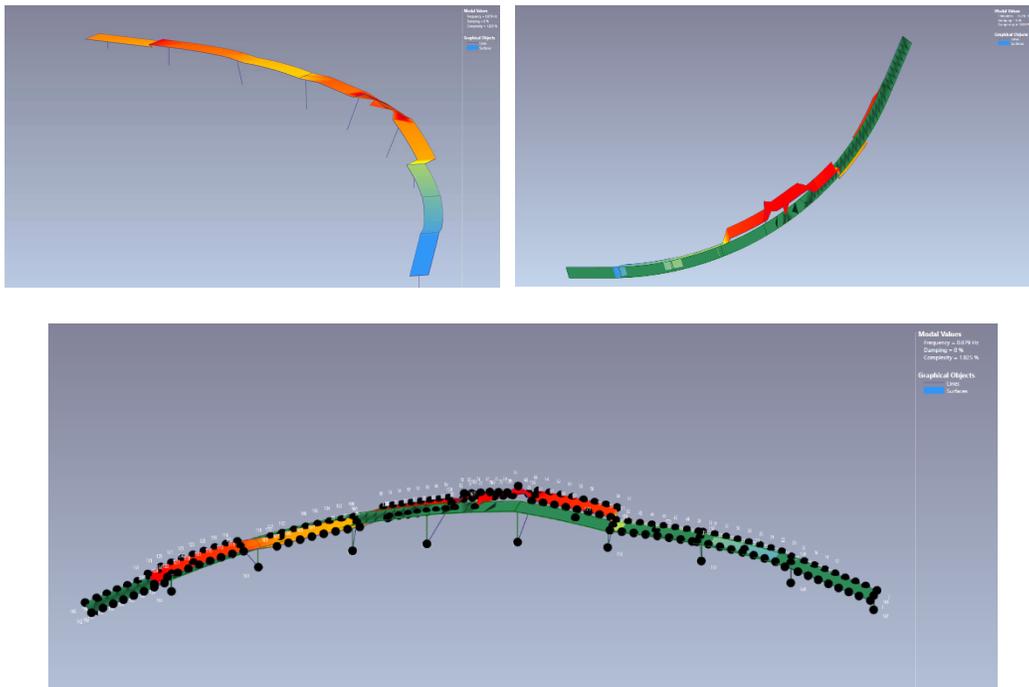


Figura 3-10. Segunda forma modal del viaducto (f=0.879 Hz)

La tercera forma modal obtenida se muestra en la Figura 3-11. Tiene una frecuencia de 1.172 Hz y corresponde a un modo en la dirección longitudinal al viaducto.

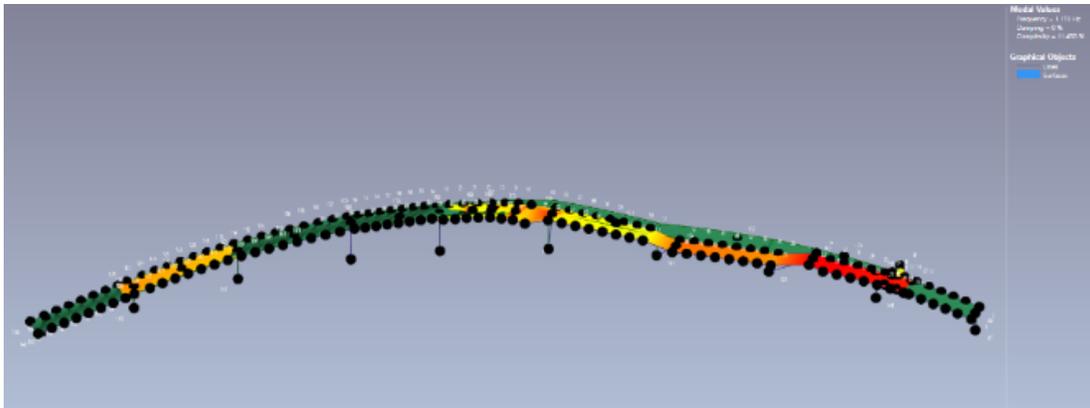


Figura 3-11. Tercera forma modal

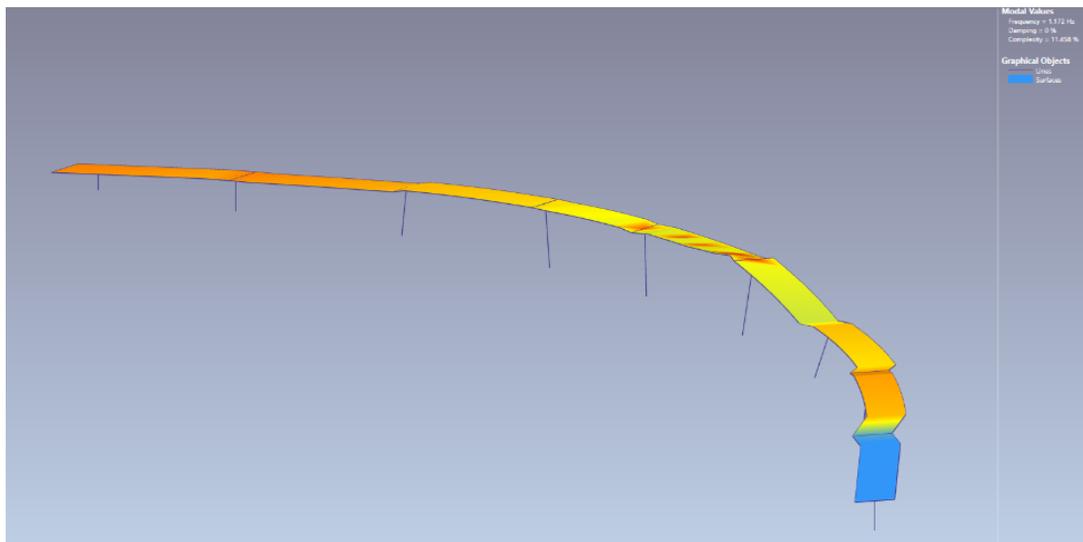


Figura 3-12. Tercera forma modal del viaducto ($f=1.172$ Hz)

Estas propiedades dinámicas obtenidas experimentalmente, se utiliza para calibrar el modelo numérico que será utilizado en cuantificar la vulnerabilidad sísmica del puente. Cuando los resultados obtenidos experimentalmente no concuerdan con los del modelo numérico, se deben verificar las características del modelo numérico, rigideces de los elementos y propiedades de los materiales empleados para justificar y comprender las diferencias obtenidas.

4. MODELO NUMÉRICO DEL VIADUCTO

El modelo numérico del viaducto se realizó empleando el software SAP2000 Ultimate V.24.0.0. En esta sección se describen los elementos que se utilizaron para crear el modelo numérico y su calibración con el modelo experimental realizado en ARTEMIS.

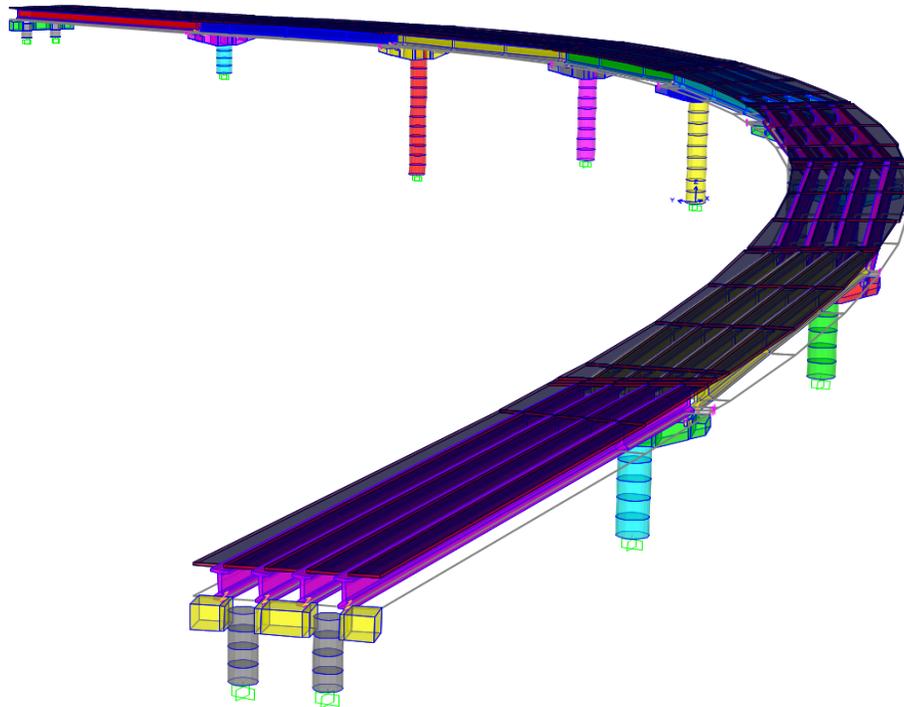


Figura 4-1. Modelo numérico de viaducto en SAP2000

Con base en un análisis modal se obtienen los periodos de vibrar y frecuencias, que se utilizan para calibrar el modelo experimental.

4.1. Tipo de elementos en el modelo numérico

Los elementos utilizados para crear el modelo de la estructura del viaducto fueron: elementos tipo barra, elemento finito tipo placa (Shell-Thin), elemento tipo link lineal y elemento tipo link no lineal.

4.1.1. Elementos tipo barra

Los elementos tipo barra (frame) se utilizaron para modelar pilas, caballetes, cabezales, traveses AASHTO tipo VI, bancos y diafragmas (Figura 4-2). Las columnas de caballetes y de las pilas se modelaron con comportamiento no lineal y el resto de los elementos con comportamiento lineal. Como se observa, las columnas de las pilas se discretizaron en varios elementos para considerar la distribución de la masa en estos elementos. El concreto utilizado para pilas y caballetes es $f'c=300$ kg/cm², para cabezales y bancos $f'c=250$ kg/cm², para traveses AASHTO VI $f'c=500$ kg/cm².

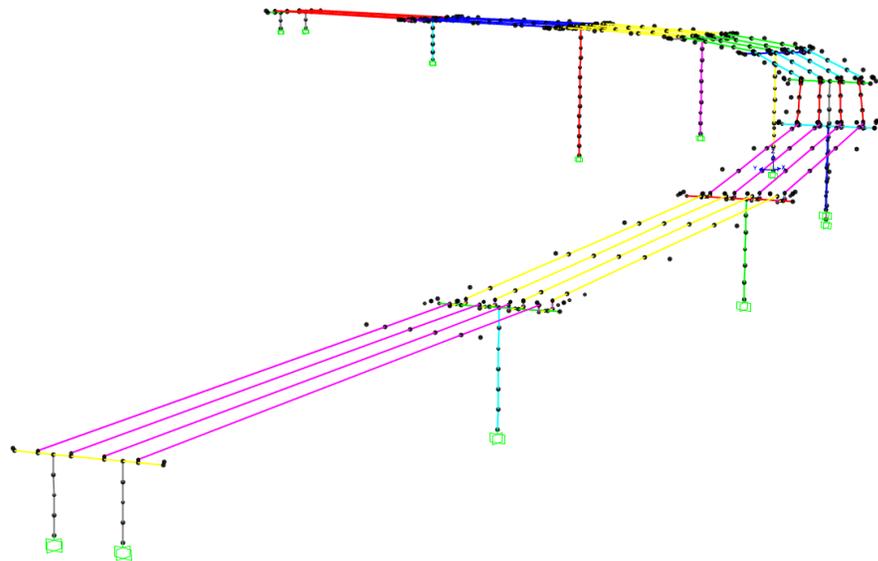


Figura 4-2. Elementos tipo frame en modelo de viaducto

La altura de cada pila es variable, su longitud puede consultarse en la sección 2.4. Los elementos tipo barra de las pilas se dividió el elemento para conformar segmentos de aproximadamente un metro. También se definió una zona rígida, ZR, para el cabezal y columna, para representar la parte de la columna que se introduce en el cabezal.

4.1.2. Elementos tipo link

Los apoyos de neopreno se modelan por medio de los elementos tipo link, que se definen mediante las rigideces del apoyo en las tres componentes, rigidez lateral (X, Y) y rigidez vertical (Z).

4.1.2.1. Apoyos de Neopreno

La función de los apoyos es transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura y son colocados debajo de las traveses AASHTO. Otra función es la de permitir los desplazamientos laterales producto de alguna acción sísmica, cambios de temperatura o fuerzas de frenado de los vehículos.

Los apoyos de neopreno para el viaducto tienen una sección transversal rectangular de $b=0.60$ m, $d=0.40$ m y un área $A=0.24$ m². Se usaron en el proyecto dos apoyos con diferente espesor: los apoyos fijos con una altura $h=0.057$ m y los apoyos móviles con una altura $h=0.073$ m. Un extremo de las traveses descansa sobre un apoyo fijo y el otro sobre un apoyo móvil.

Los apoyos de neopreno tienen las siguientes propiedades:

- Dureza Shore 60
- Módulo de rigidez a cortante $G=1$ MPa = 101.97 t/m²
- Módulo de compresibilidad $k=16.86$ MPa = 1719.24 t/m²

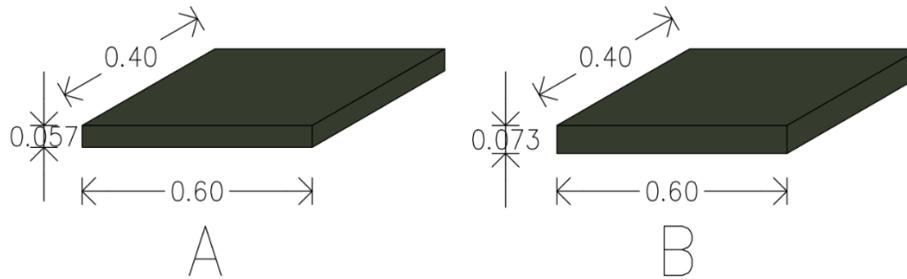


Figura 4-3. Geometría de apoyos de neopreno (A) fijo, (B) móvil

Para calcular la rigidez vertical y lateral de los apoyos se emplean las siguientes ecuaciones:

$$k_h = \frac{GA}{h_t}$$

$$k_v = \frac{6GS^2Ak}{(6GS^2 + k)h_t}$$

$$S = \frac{bd}{2e_n(b + d)}$$

Donde:

k_h = Rigidez horizontal del apoyo de neopreno

k_v = Rigidez vertical del apoyo de neopreno

G = Módulo de rigidez a cortante

A = Área del apoyo de neopreno

h_t = Espesor efectivo del neopreno

k = Módulo de compresibilidad

S = Factor de forma

b y d = Dimensiones en planta del apoyo de neopreno

e_n = Espesor de capa intermedia de neopreno

En la Tabla 4-1 siguiente se presentan la rigidez horizontal y vertical de los apoyos de neopreno fijos y móviles:

Tabla 4-1. Rigidez horizontal y vertical de apoyos

Tipo de apoyo	Kh (t/m)	Kv (t/m)
FIJO	533.33	8902.38
MOVIL	413.793	6907.02

El modelo numérico de los apoyos de neopreno en el software, teniendo las rigideces horizontal y vertical simplemente se le asignan al elemento tipo link lineal y se modela como se muestra en la Figura 4-4.

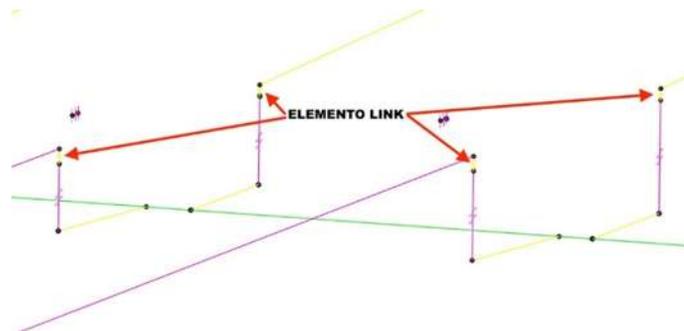


Figura 4-4. Elemento tipo link lineal en SAP2000

4.1.3. Elementos tipo Shell

La losacero se modeló mediante elementos finito tipo Shell-Thin (Figura 4-5), el espesor del elemento finito se obtuvo con una equivalencia del peso del concreto de la losacero, lo que llevó a un espesor equivalente de 0.20 m. La resistencia a compresión del concreto de acuerdo con los planos estructurales fue de $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$.

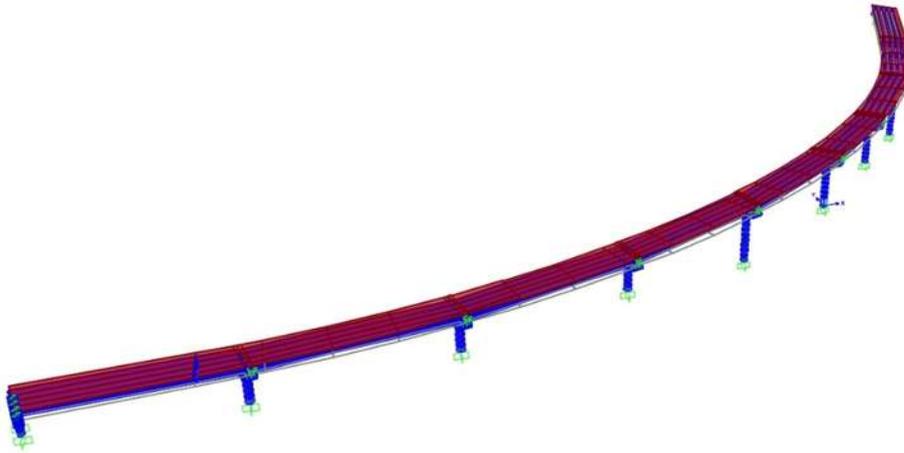


Figura 4-5. Elemento tipo shell en el modelo numérico

4.1.4. Elementos tipo Gap

Para el modelado de las juntas de expansión, se utilizaron elementos no lineales de contacto. Se usó el elemento gap (hueco), que para el análisis no lineal considera una separación igual al ancho de la junta y cuando este elemento se cierra, se considera una rigidez infinita.



Figura 4-6. Esquema de elemento gap

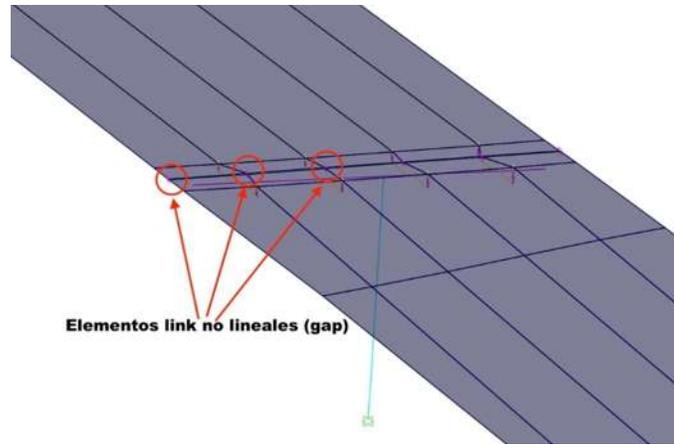


Figura 4-7. Elementos tipo gap en el modelo matemático

4.2. Restricciones en la base

El modelo asume que la base de las columnas es rígida, por lo tanto, se restringen los desplazamiento y rotaciones en todas las direcciones (X, Y y Z), y se considera una estructura empotrada en la base de las columnas.

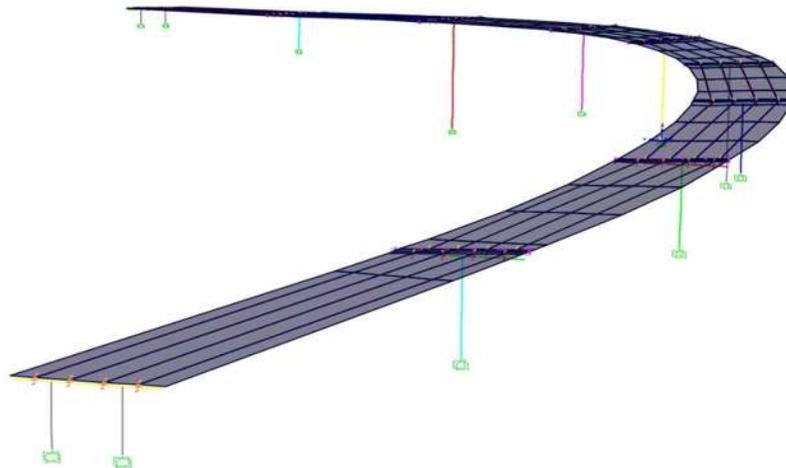


Figura 4-8. Restricciones en la base de pilas

4.3. Propiedades de materiales

El viaducto curvo es de concreto reforzado, por lo que sus principales materiales son el concreto y acero.

Las propiedades de los materiales que se definieron son: Módulo de elasticidad o módulo de Young, E; Coeficiente de Poisson, ν ; coeficiente de expansión térmica, α ; módulo de cortante, G; peso volumétrico, γ .

Además, se definieron las propiedades para el acero de refuerzo, que incluyen: esfuerzo de fluencia de acero, F_y ; esfuerzo de ruptura en tensión, F_u ; esfuerzo de fluencia esperado, F_{ye} ; esfuerzo de tensión esperado, F_{te} y peso volumétrico, γ .

- **Concreto $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$**
 - Resistencia a la compresión a 28 días (f'_c): 250 kg/cm^2
 - Coeficiente de expansión térmica (α): $9.90\text{E-}06 \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$
 - Peso volumétrico (γ): $2,400 \text{ kg/m}^3$
 - Módulo de Elasticidad (E): $221359.44 \text{ kg/cm}^2$
 - Relación de Poisson (ν): 0.2
 - Módulo de Cortante (G): 92233.1 kg/cm^2

- **Concreto $f'_c=300 \text{ kg/cm}^2$**
 - Resistencia a la compresión a 28 días (f'_c): 300 kg/cm^2
 - Coeficiente de expansión térmica (α): $9.90\text{E-}06 \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$
 - Peso volumétrico (γ): $2,400 \text{ kg/m}^3$
 - Módulo de Elasticidad (E): $242,487.11 \text{ kg/cm}^2$
 - Relación de Poisson (ν): 0.2
 - Módulo de Cortante (G): $101,036.3 \text{ kg/cm}^2$

- **Concreto $f_c^{\wedge}=500 \text{ kg/cm}^2$**
 - Resistencia a la compresión a 28 días (f_c^{\wedge}): 500 kg/cm^2
 - Coeficiente de expansión térmica (α): $9.90\text{E-}06 \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$
 - Peso volumétrico (γ): $2,400 \text{ kg/m}^3$
 - Módulo de Elasticidad (E): $313,049.52 \text{ kg/cm}^2$
 - Relación de Poisson (ν): 0.2
 - Módulo de Cortante (G): $130,437.3 \text{ kg/cm}^2$

- **Acero de refuerzo (ASTM A615 G60)**
 - Resistencia a la tensión (f_y): 4218.42 kg/cm^2
 - Esfuerzo mínimo de ruptura en tensión (F_u): 6327.62 kg/cm^2
 - Esfuerzo de fluencia esperado (F_{ye}): 4640.25 kg/cm^2
 - Esfuerzo de tensión esperado (F_{ue}): 6960.38 kg/cm^2
 - Peso volumétrico (γ): $7,849 \text{ kg/m}^3$
 - Módulo de Elasticidad (E): $2,038,901.9 \text{ kg/cm}^2$
 - Relación de Poisson (ν): 0.3

4.4. Análisis de cargas

Las solicitaciones de cargas para el viaducto se integran en tres grupos: cargas permanentes (PL), cargas vehiculares (LL) y acciones sísmicas (EQ).

4.4.1. Cargas permanentes

Se consideran como cargas muertas el peso propio de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para esta investigación las cargas permanentes a considerar son las siguientes:

⇒ Cargas permanentes (PL):

- DC: carga muerta de componentes estructurales y accesorios no estructurales.
- DW: carga muerta de superficies de desgaste y servicios públicos

El programa de análisis SAP2000 considera de manera automática el peso propio de los elementos o secciones definidas en el modelo. Por lo que solo se realiza el análisis de cargas permanentes debida a los elementos adicionales como lo son el peso de la carpeta asfáltica y peso de guarniciones y parapetos.

La carga de los elementos adicionales se considera como carga uniformemente distribuida sobre el elemento shell que representa la losacero del viaducto curvo de concreto.

Para el peso adicional de la carpeta asfáltica se consideró un espesor de 0.10 metros, el peso volumétrico es $\gamma=2.20 \text{ t/m}^3$. Por lo tanto, para conocer la carga uniformemente distribuida sobre el elemento shell tenemos los siguiente:

$$w_{asfalto} = \gamma \times \text{espesor} = 2.20 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} (0.10 \text{ m}) = 0.22 \text{ t/m}^2$$

Por otra parte, la norma AASHTO permite de manera simplificada repartir de manera uniformemente distribuida la carga adicional de parapetos y guarniciones. A partir de la sección transversal de la guarnición se obtiene su área y su peso total, el peso volumétrico considerado para la guarnición es de $\gamma=2.40 \text{ t/m}^3$ (concreto reforzado). El peso total obtenido de este elemento es $w_{parapeto} = 0.1697 \text{ t/m}^2$.

Para obtener la carga total considerada de los elementos adicionales tenemos:

$$w_{total} = w_{asfalto} + w_{parapeto}$$

$$w_{total} = 0.22 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} + 0.1697 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$w_{total} = 0.3897 \frac{t}{m^2}$$

4.4.2. Carga Viva Vehicular

Para el análisis de la carga vehicular de puentes, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), establece que deben analizarse las diferentes condiciones de simultaneidad que se establezcan entre un carril cargado con un camión T3-S3 (Tipo 1) o T3-S2-R4 (Tipo 1) y el carril restante cargado con un camión HS-20, para definir la condición más desfavorable que gobierna el diseño.

Las cargas por eje y separación entre ejes de los camiones de diseño se muestran en la figura 4-9.

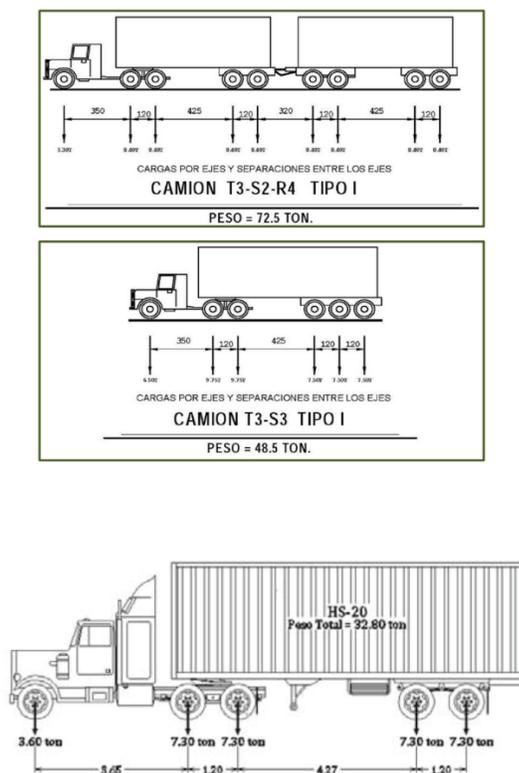


Figura 4-9. Cargas por eje, separación entre ejes y peso de camiones de diseño

El vehículo o configuración vehicular, así como el peso bruto vehicular en toneladas se muestra en la tabla 4-2.

Tabla 4-2. Peso de vehículos (SCT)

No.	Descripción de la carga Viva	Peso bruto vehicular en toneladas
1.-	T3-S2-R4 (TIPO I)	72.50
2.-	T3-S3 (TIPO I)	48.50
3.-	T3-S2-R4 (TIPO II)	58.00
4.-	T3-S3 (TIPO II)	43.00
5.-	HS-20	32.67
6.-	HS-15	24.50
7.-	H-15	13.61

Los carriles con los que cuenta el viaducto para el diseño son dos, que se utilizan para el diseño. El ancho de cada carril de carga de acuerdo a lo establecido en la normativa de la SCT son de tres metros y la longitud centro a centro de los ejes de los neumáticos es de 1.8 metros como se observa en la figura 4-10.

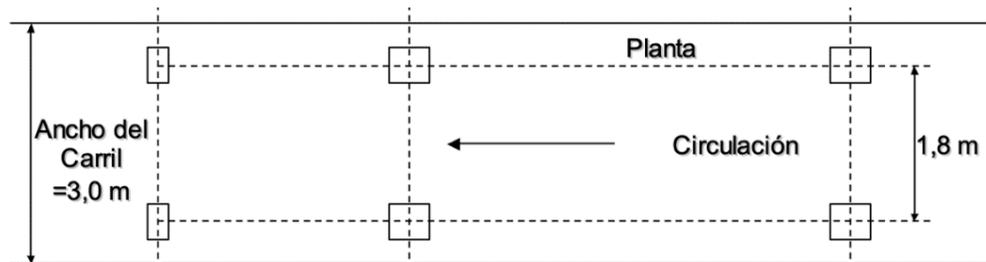


Figura 4-10. Ancho de carril de carga

Con estas consideraciones se ubican los ejes de los carriles, distancia medida del centro de línea del puente.

Definidos estos parámetros el programa de análisis SAP2000, cuenta con la opción para definir las cargas móviles. Con las cargas por eje, separación entre ejes de los camiones de diseño y ubicación del carril definimos y aplicamos esta carga móvil en el programa de análisis.

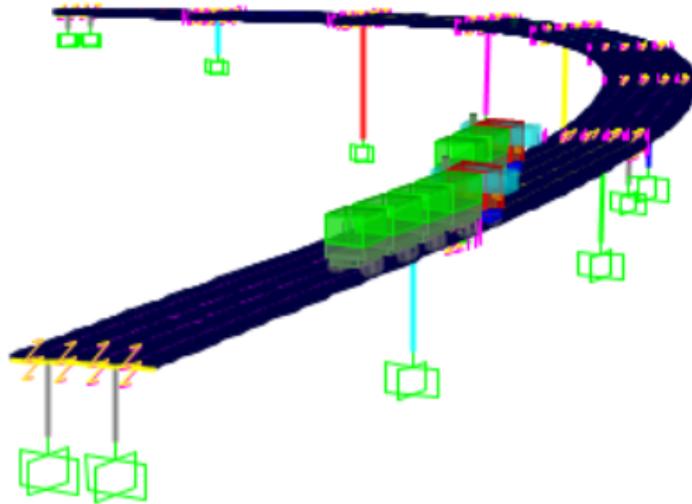


Figura 4-11. Cargas móviles en SAP2000

4.5. Acción Sísmica

Para realizar el análisis sísmico del viaducto, se utilizó el Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE, Diseño por Sismo 2015. (MDOC DS). Se consideran los efectos ocasionados por el sismo de acuerdo a la ubicación geográfica donde se ubica el viaducto, obteniendo un espectro de diseño con el programa PRODISIS V4.1, programa de diseño sísmico desarrollado por la Comisión Federal de Electricidad (CFE).

4.5.1. Clasificación de las construcciones según su importancia

El MDOC comenta que el destino de las construcciones debe tomarse como referencia para determinar la importancia, basada en la relevancia y magnitud de los daños que pueda generar en caso extremo de alguna falla estructural.

La clasificación se divide en tres grupos, estructuras no fundamentales (estructuras secundarias) B, estructuras fundamentales A y estructuras de gran importancia A+.

De acuerdo con lo anterior el viaducto curvo pertenece al **Grupo A**, estructuras fundamentales. Que de acuerdo al MDOC son: Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas, daños ecológicos o culturales, científicos o tecnológicos de magnitud intensa o excepcionalmente alta, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial después de un sismo.

4.5.2. Regionalización sísmica

Como la intensidad del peligro sísmico varía en todo el territorio nacional, el MDOC propone una regionalización en la cual considera cuatro zonas: zona A con intensidad sísmica baja, zona B con intensidad sísmica moderada, zona C con intensidad sísmica alta y zona D de intensidad sísmica muy alta. Las cuales se observan en la Figura 4-12.

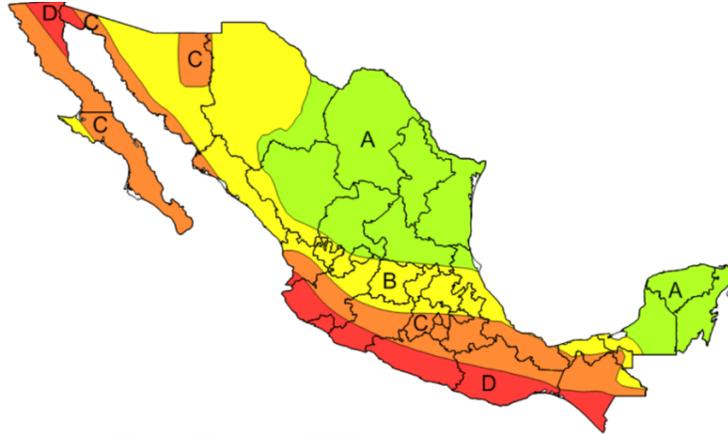


Figura 4-12. Regionalización sísmica (MDOC)

Por las coordenadas de la ubicación del viaducto curvo, la zona sísmica en la que se encuentra el viaducto es en la frontera de las Zona B y C, donde la intensidad sísmica es moderada. La aceleración máxima en roca en zona B, $a_0r(\frac{cm}{s^2})$, se encuentra entre $50 \leq a_0r(\frac{cm}{s^2}) \leq 100$. Aunque este es solo un valor de referencias puesto que la aceleración máxima del terreno en la ciudad de Morelia se obtiene directamente con el programa PRODISIS.

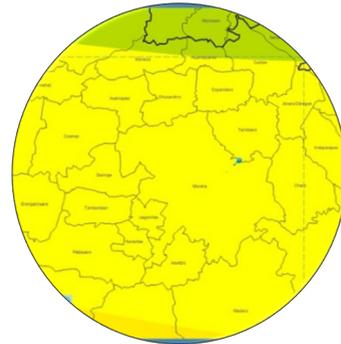


Figura 4-13. Ubicación de la región sísmica del viaducto

4.5.3. Factores que modifican el espectro

Las solicitaciones de diseño también dependen del sistema estructural, por lo que se deben considerar adicionalmente: amortiguamiento proporcionado por el tipo de estructura, la capacidad de disipar energía por el comportamiento inelástico o ductilidad y las características generales de la estructura para soportar cargas sísmicas.

4.5.3.1. Factor reductor por ductilidad $Q'(T_e, Q)$

El factor por ductilidad, considera el comportamiento inelástico de la estructura. El espectro de diseño se divide entre el factor reductor por ductilidad $Q'(T_e, Q)$, con el fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas. El factor por ductilidad, dependiente del periodo, se calcula con las siguientes expresiones:

$$Q'(T_e, Q) = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta(T_e, \zeta_e) T_e}{k T_b}} & \text{si } T_e \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta(T_e, \zeta_e) p_b(T_e)}{k}} & \text{si } T_e > T_b \end{cases}$$

Donde:

Q es el factor de comportamiento sísmico

$\beta(T_e, \zeta_e)$ es el factor de amortiguamiento

T_e es el periodo estructural

T_b es el límite superior de la meseta del espectro de diseño

k es un parámetro que controla la caída del espectro

$p_b\langle T_e \rangle$ es un factor empleado para definir la variación del espectro en la rama descendente, calculado de la siguiente forma:

$$p_b\langle T_e \rangle = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^2$$

En este trabajo utilizaremos un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$

4.5.3.2. Factor reductor por sobrerresistencia $R\langle T_e, R_o \rangle$

El Manual de Obras Civiles propone para edificaciones el siguiente factor reductor por sobrerresistencia.

$$R\langle T_e, R_o \rangle = \begin{cases} R_o + 1.0 - \sqrt{\frac{T_e}{T_a}} & \text{si } T_e \leq T_a \\ R_o & \text{si } T_e > T_a \end{cases}$$

Donde:

T_a es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño

R_o es la sobrerresistencia índice que depende del sistema estructural

Para puentes, el factor de sobrerresistencia para reducir las ordenadas espectrales se estipula en el MDOC como $R_o = 1.5$.

4.5.3.3. Amortiguamiento estructural, ζ_e

Para estructuras de concreto reforzado, según el MDOC el amortiguamiento estructural es de $\zeta_e = 5\%$.

4.5.4. Espectro de diseño

Mediante el programa PRODISIS V4.1 y las coordenadas del viaducto se obtuvo el espectro de diseño transparente para el tipo de estructura e importancia estructural definidas anteriormente.

El espectro de diseño transparente fue modificado por los factores reductores de ductilidad, sobrerresistencia y amortiguamiento estructural mencionado anteriormente. La Figura 4-14 muestra el espectro transparente y el espectro reducido.

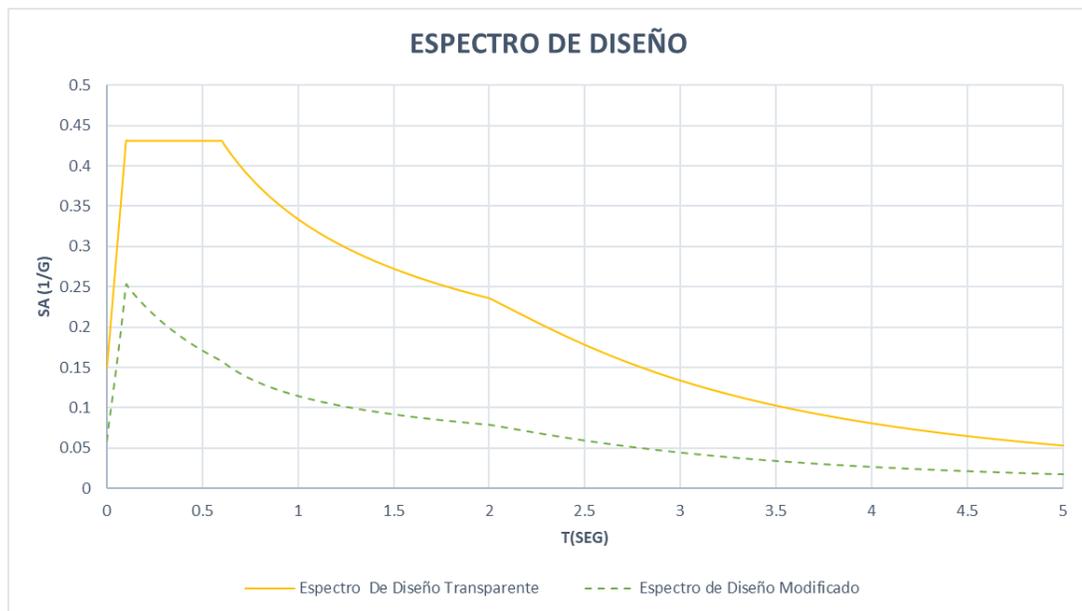


Figura 4-14. Espectro de diseño transparente y espectro de diseño modificado

4.6. Combinaciones de carga

Para el diseño del viaducto curvo se utilizaron las combinaciones de carga especificadas en la norma ASHTO LRFD Bridge Design Specification 2017. El viaducto se sometió a las combinaciones de carga especificadas y se determinaron los armados teóricos para comparar con armados de los planos constructivos.

4.6.1. Estados límites

Las combinaciones de carga para el diseño del viaducto corresponden a los siguientes estados límite.

4.6.1.1. Estado límite de resistencia

El estado límite de resistencia busca asegurar la resistencia y la estabilidad, tanto local como global. Se proporciona para resistir las combinaciones de carga estadísticamente significativas especificadas que se espera que un puente experimente en su vida de diseño.

RESISTENCIA I – Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

4.6.1.2. Estado límite para eventos extremos

El estado límite de evento extremo se considera para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante un terremoto o una inundación importante, o cuando sea colisionado por un buque, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones de socavación.

EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas incluyendo el terremoto. El factor de carga para la carga viva γ_{EQ} , se determina en función del proyecto.

4.6.2. Cargas permanentes (PL)

Para esta investigación las cargas permanentes a considerar son las siguientes:

⇒ Cargas permanentes (PL):

- DC: carga muerta de componentes estructurales y accesorios no estructurales.
- DW: carga muerta de superficies de desgaste y servicios públicos

Para considerar en el modelo las cargas permanentes como una sola, realizaremos la suma de las cargas DC+DW y se llamarán PL.

$$PL=DC+DW$$

4.6.3. Cargas transitorias

Las cargas transitorias a considerar en el diseño del viaducto son las siguientes:

- Cargas transitorias
 - EQ: sismo
 - IM: Factor de impacto
 - LL: carga viva vehicular

Asignación de carga dinámica: IM

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, distintos de las fuerzas centrífugas y de frenado, se incrementarán en el porcentaje especificado en la tabla 3.6.2.1-1 para la tolerancia de carga dinámica.

Component	IM
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components:	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

El factor que se aplicará a la carga estática se tomará como $(1 + IM/100)$.

$$1 + \frac{IM}{100} = 1 + \frac{33}{100} = 1.33$$

El valor se obtiene de la tabla 3.6.2.1-1 [AASHTO, 2017]. IM=33% para todos los componentes del puente (excepto las juntas del tablero), aplicable para todos los estados límite considerados en este trabajo. De esta manera, la carga viva vehicular será afectada por 1.33.

Combinaciones sísmicas

Las combinaciones de solicitaciones sísmicas son las siguientes:

(EQ_x + 0.3EQ_y): 100 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en una de las direcciones perpendiculares combinado con 30 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular.

(EQ_y + 0.3EQ_x): 100 por ciento del valor absoluto en la segunda dirección perpendiculares combinado con 30 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en la primera dirección perpendicular.

4.6.4. Factores y combinaciones de carga

Con base en la tabla 3.4.1-1 [AASHTO, 2017] para los estados límite y las distintas solicitaciones de carga, las combinaciones de carga se muestran a continuación:

Table 3.4.1-1—Load Combinations and Load Factors

Load Combination	Limit State	DC	DD	DW	EH	EV	ES	EL	PS	CR	SH	LL	IM	CE	BR	PL	LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	Use One of These at a Time										
																										BL	IC	CT	CV							
Strength I (unless noted)	γ _p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ _{TG}	γ _{SE}	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
Strength II	γ _p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ _{TG}	γ _{SE}	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
Strength III	γ _p	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ _{TG}	γ _{SE}	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
Strength IV	γ _p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
Strength V	γ _p	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ _{TG}	γ _{SE}	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
Extreme Event I	1.00	γ _{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ _{TG}	γ _{SE}	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
Service III	1.00	γ _{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ _{TG}	γ _{SE}	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Los factores de carga para cargas permanentes se obtienen de la tabla 3.4.1-2 [AASHTO, 2017] y se muestran a continuación:

Table 3.4.1-2—Load Factors for Permanent Loads, γ_p

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
	• Active	1.50	0.90
	• At-Rest	1.35	0.90
	• AEP for anchored walls	1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
	• Overall Stability	1.00	N/A
	• Retaining Walls and Abutments	1.35	1.00
	• Rigid Buried Structure	1.30	0.90
	• Rigid Frames	1.35	0.90
	• Flexible Buried Structures		
	o Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts	1.50	0.90
	o Thermoplastic Culverts	1.30	0.90
	o All others	1.95	0.90
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

El factor que incrementa la carga muerta es: $\gamma_p = 1.25$

Debe considerarse la posibilidad de una carga viva parcial, es decir, $\gamma_{EQ} < 1,0$, con los terremotos. La aplicación de la regla de Turkstra para combinar cargas no correlacionadas indica que, $\gamma_{EQ} = 0.50$ es razonable para una amplia gama de valores de tráfico medio diario de camiones.

4.6.4.1. Factor modificador de carga η_i : un factor relacionado con la ductilidad, la redundancia y la clasificación operativa

Para calcular el valor del factor de modificación de las cargas, el cual está relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa, se usan dos ecuaciones cuya aplicación depende del valor del factor de carga, γ_i , a utilizar. Así:

Para las cargas en que un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

Para las cargas en las que es apropiado un valor mínimo de γ_i :

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$$

η_D : factor relativo a la ductilidad

η_R : factor relativo a la redundancia

η_I : factor relativo a la clasificación operativa

Para el estado límite de resistencia, en diseños y detalles convencionales que cumplan con estas especificaciones que así se está considerando el viaducto, el valor del factor relacionado con la ductilidad se toma igual a la unidad $\eta_D = 1.0$. En todos los demás estados límite: $\eta_D = 1.0$.

El factor relacionado con la redundancia se considera para los niveles convencionales de redundancia $\eta_R = 1.0$ para el estado límite de resistencia, como para todos los demás estados.

El factor relacionado con la importancia operativa considerando que el viaducto en esta investigación es esencial, el factor relacionado con la importancia operativa deberá ser $\eta_I = 1.05$ para el estado límite de resistencia y $\eta_I = 1.0$ para todos los demás estados límite.

Utilizando un valor máximo de γ_i , sustituyendo los valores tenemos:

- Estado límite de resistencia I: $\eta_i = (1.0)(1.0)(1.05) = 1.05$
- Estado limite Evento extremo I: $\eta_i = (1.0)(1.0)(1.0) = 1.0$

4.6.5. Combinación de carga RESISTENCIA I

La combinación de carga correspondiente al estado límite RESISTENCIA I aplicando la normativa AASHTO resulta lo siguiente:

$$Resistencia\ I = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

- Cargas permanentes:
 - $\gamma_i = 1.25$ (tabla 3.4.1-2 [AASHTO, 2017])

- $Q_i = PL = DC + DW$
- $\eta_i = 1.05$ (estado límite de resistencia I)
- Cargas transitorias:
 - $\gamma_i = 1.75$ (tabla 3.4.1-1 [AASHTO, 2017])
 - $Q_i = LL \left(1 + \frac{IM}{100}\right) = 1.33LL$ (Incremento IM)
 - $\eta_i = 1.05$ (estado límite de resistencia I)

Esta combinación de carga no se incluye el sismo

Por lo tanto, tenemos la siguiente combinación de carga para el estado límite de Resistencia

I:

$$\mathbf{Resistencia\ I = 1.05[1.25PL + 1.75(1.33LL)]}$$

4.6.6. Combinación de carga EVENTO EXTREMO I

La combinación de carga correspondiente al estado límite EVENTO EXTREMO I aplicando la normativa AASHTO resulta lo siguiente:

$$Resistencia\ I = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

- Cargas permanentes:
 - $\gamma_i = 1.0$ (tabla 3.4.1-2 [AASHTO, 2017])
 - $Q_i = PL = DC + DW$
 - $\eta_i = 1.0$ (estado límite de evento extremo I)
- Cargas transitorias:
 - $\gamma_i = 0.5$ (tabla 3.4.1-1 [AASHTO, 2017])
 - $Q_i = LL \left(1 + \frac{IM}{100}\right) = 1.33LL$ (Incremento IM)
 - $\eta_i = 1.0$ (estado evento extremo I)

- Cargas debidas al sismo
 - $\gamma_i = 1.0$
 - $Q_i = \begin{pmatrix} (EQ_x + 0.3EQ_y) \\ (EQ_y + 0.3EQ_x) \end{pmatrix}$
 - $\eta_i = 1.0$ (estado evento extremo I)

Por lo tanto, la combinación de carga para el estado límite de EVENTO EXTREMO I es:

$$\text{Evento Extremo I} = PL + 0.5(1.33LL) + EQ_x + 0.3EQ_y$$

$$\text{Evento Extremo I.1} = PL + 0.5(1.33LL) + EQ_y + 0.3EQ_x$$

4.7. Resultados de diseño

Los elementos que se diseñaron fueron las pilas y se compara el porcentaje de acero longitudinal obtenido en el diseño con los porcentajes presentado en los planos estructurales del viaducto.

El diseño se realizó con base en la combinación más desfavorable establecida en la sección anterior. Llevado a cabo el análisis y en las siguientes tablas se resumen el diseño de cada una de las pilas:

Tabla 4-3. Porcentaje de acero longitudinal de planos estructurales

PORCENTAJE DE ACERO LONGITUDINAL EN PILAS (PLANOS)									
Elemento	D(cm)	A (cm ²)	Num-#Var	Total de vars	Vars.	Varilla No.	Area(cm ²)	Area vars.(cm ²)	p (%)
Caballote 1	150	17671.4587	24 paq. de 2 vars	48	G1, G2, G3(-)	8	5.07	243.22	1.376%
Pila 2	200	31415.9265	40 paq. de 3 vars	120	G1, G2, G3(-)	8	5.07	608.05	1.935%
Pila 3	200	31415.9265	40 paq. de 3 vars	120	G1, G2, G3(-)	8	5.07	608.05	1.935%
Pila 4	200	31415.9265	40 paq. de 3 vars	120	G1, G2, G3(-)	8	5.07	608.05	1.935%
Pila 5	200	31415.9265	40 paq. de 3 vars	120	G1, G2, G3(-)	10	7.92	950.08	3.024%
Pila 6	200	31415.9265	40 paq. de 3 vars	120	G1, G2, G3(-)	10	7.92	950.08	3.024%
Pila 7	200	31415.9265	40 paq. de 3 vars	120	G1, G2, G3(-)	10	7.92	950.08	3.024%
Pila 8	200	31415.9265	8 paq. de 3 Vars	24	A(-)	8	5.07	770.20	2.452%
			32 paq. De 4 Vars	128		8			
Pila 9	200	31415.9265	8 paq. de 3 Vars	24	A(-)	8	5.07	770.20	2.452%
			32 paq. De 4 Vars	128		8			
Caballote 10	150	17671.4587	24 paq. de 2 vars	48	G1, G2, G3(-)	8	5.07	243.22	1.376%

Como se observa en la Tabla 4-3, el porcentaje del acero longitudinal máximo que se obtuvo de los planos constructivos corresponde a las pilas 5, 6 y 7.

En el diseño del modelo matemático se usaron cuatro códigos:

- Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal 2017 (**RCDF 2017**)
- Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal 2004 (**RCDF 2004**)
- American Concrete Institute 2019 (**ACI 318-19**)
- American Concrete Institute 2014 (**ACI 318-14**)

Tabla 4-4. Porcentaje de acero longitudinal obtenido del diseño

Elemento	ACI 318-19		ACI 318-14		RCDF 2017		RCDF 2004	
	Q=2-R=1.5		Q=2-R=1.5		Q=2-R=1.5		Q=2-R=1.5	
	Inferior p (%)	Superior p (%)						
Caballote 1	1%	2.98%	1.00%	1.00%	1%	3.68%	1%	3.68%
Pila 2	1%	2.51%	1.00%	1.36%	1%	3.00%	1%	3.00%
Pila 3	1%	2.52%	1.00%	1.28%	1%	3.00%	1%	3.00%
Pila 4	1%	2.51%	1.00%	1.21%	1%	3.00%	1%	3.00%
Pila 5	1%	2.51%	1.00%	1.00%	1%	2.99%	1%	2.99%
Pila 6	1%	1.79%	1.00%	1.00%	1%	2.36%	1%	2.36%
Pila 7	1%	1.77%	1.00%	1.00%	1%	2.32%	1.09%	2.32%
Pila 8	1%	1.74%	1.00%	1.00%	1%	2.33%	1%	2.33%
Pila 9	1%	1.75%	1.00%	1.00%	1.31%	2.37%	1.31%	2.37%
Caballote 10	1%	2.36%	1.00%	1.00%	1%	2.79%	1%	2.80%

Para obtener el porcentaje de acero en las columnas se discretizaron estos elementos en longitudes aproximadas de un metro; de esta manera se calculó el porcentaje de acero en la parte inferior y superior de las pilas.

Como resultado del diseño con los diferentes códigos, los porcentajes de acero máximo son, de acuerdo al RCDF 2017, mayores a los de los planos estructurales. No obstante, se desconoce que espectro de diseño, factores de comportamiento sísmico y sobrerresistencia fueron utilizados en el diseño original, lo que podría marcar la diferencia.

4.8. Modos y Frecuencias de Vibrar

Se determinan a continuación los primeros modos de vibrar y sus respectivos periodos del viaducto curvo de concreto reforzado, obtenidos mediante el programa de análisis. Se realiza también una comparación de las propiedades dinámicas obtenidas mediante el análisis modal operacional (OMA).

4.8.1. Formas modales del modelo numérico

4.8.1.1. Primera forma modal

La primera forma modal obtenida en el programa de análisis se muestra en la Figura 4-15. Corresponde a un movimiento transversal al viaducto con una frecuencia de 0.765 Hz y un periodo de 1.30 s.

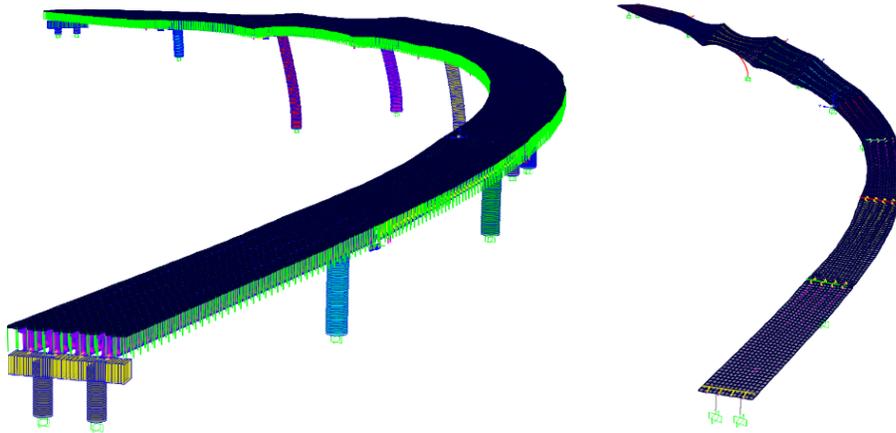


Figura 4-15. Primera forma modal obtenida en SAP2000

4.8.1.2. Segunda forma modal

La segunda forma modal tiene una frecuencia de 0.861 Hz, que corresponde a un periodo de 1.16 s. El movimiento de igual manera que en la primera forma modal es en dirección transversal,

sin embargo, en esta forma modal también se observa en los primeros tableros movimiento longitudinal al viaducto (Figura 4-16).

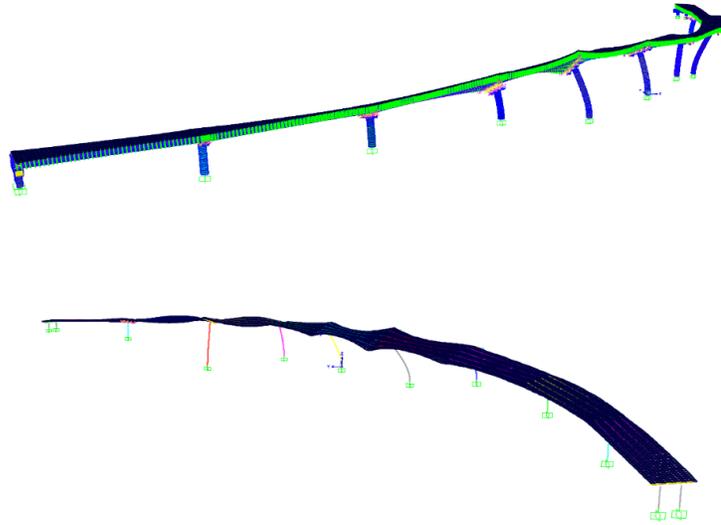


Figura 4-16, Segunda forma modal obtenida en SAP2000 ($f=0.861$ Hz)

4.8.1.3. Quinta forma modal

La quinta forma modal correspondió a un movimiento en la dirección longitudinal (Figura 4-17), con una frecuencia de 0.986 Hz y un periodo de 1.013 s.

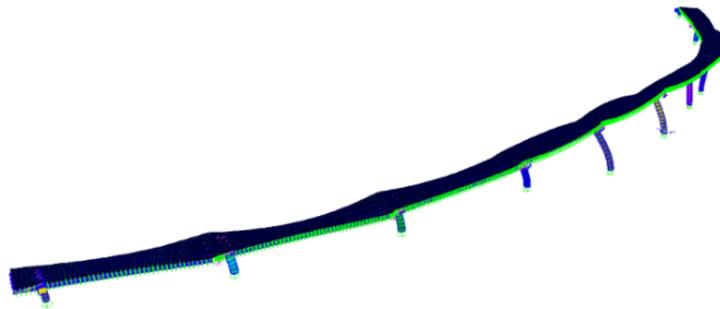


Figura 4-17. Quinta forma modal modelo extruido

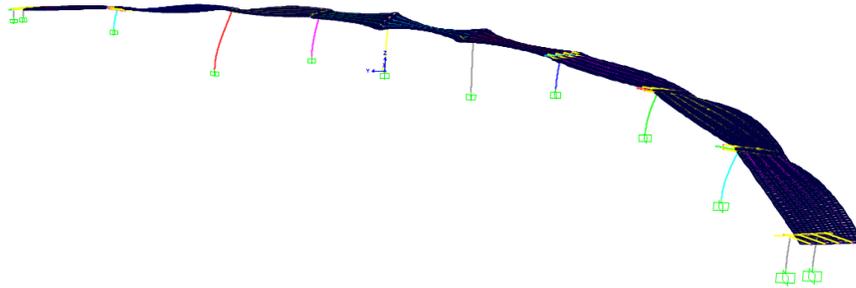


Figura 4-18. Quinta forma modal en SAP2000 (f=0.986 Hz)

4.8.2. Calibración del modelo numérico

Las propiedades dinámicas identificadas a partir de las pruebas de vibración ambiental, fueron utilizadas para calibrar el modelo numérico de elementos finitos realizado en SAP2000.

Como criterio de validación se utilizaron las formas modales las cuales corresponden a las frecuencias de 0.781 Hz, 0.879 Hz y 1.172 Hz, estimadas experimentalmente con la técnica de descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD). Estas se comparan con las formas modales obtenidas con el modelo numérico de elemento finito realizado en el programa de análisis SAP2000 (Tabla 4-5).

Tabla 4-5. Comparación de frecuencias y periodos

Ensayo de vibración ambiental		Modelo numérico en SAP2000	
Frecuencia fundamental (Hz)	Periodo de la estructura (s)	Frecuencia fundamental (Hz)	Periodo de la estructura (s)
0.781	1.280	0.765	1.306
0.879	1.137	0.861	1.160
1.172	0.853	1.166	0.857

Los resultados observados en la Tabla 4-5 indican que las frecuencias del ensayo de vibración ambiental son mayores a las del modelo numérico, sin embargo, la diferencia es muy pequeña. Por otro lado, las formas modales de estas frecuencias son enteramente similares, por lo que se considera validado el modelo numérico de la estructura.

4.9. Demanda sísmica en el sitio

México es un país con alta sismicidad provenientes de distintas fuentes, debido a que gran parte del territorio nacional se encuentra en la zona que conforma el Anillo de Fuego del Pacífico o también conocido como Cinturón de Fuego del Pacífico (Figura 4-19). En esta área, se concentra el 75% de los volcanes y se registra el 90% de la actividad sísmica a nivel mundial.



Figura 4-19. Cinturón de fuego del Pacífico (<https://www.gob.mx/cenapred/articulos/en-el-cinturon-de-fuego-del-pacifico-la-actividad-sigue-siendo-normal?idiom=es>)

Es de vital importancia realizar una elección adecuada de las acciones sísmicas que se aplicaran a los modelos numéricos para que representen de la mejor manera las condiciones sísmicas que puedan presentarse en la zona donde se ubica el viaducto curvo.

4.9.1. Sismicidad en México

El territorio mexicano se ubica dentro de cinco placas tectónicas, que son las zonas donde se registran continuamente sismos de magnitudes importantes (Figura 4-20). La placa de Norteamérica es donde se sitúa la mayor parte del país, la Placa de Cocos y Rivera localizadas al suroeste en la costa de pacifico, la Placa del Pacífico abarcando la península de Baja California y la Placa del Caribe localizada al sur de estado de Chiapas.

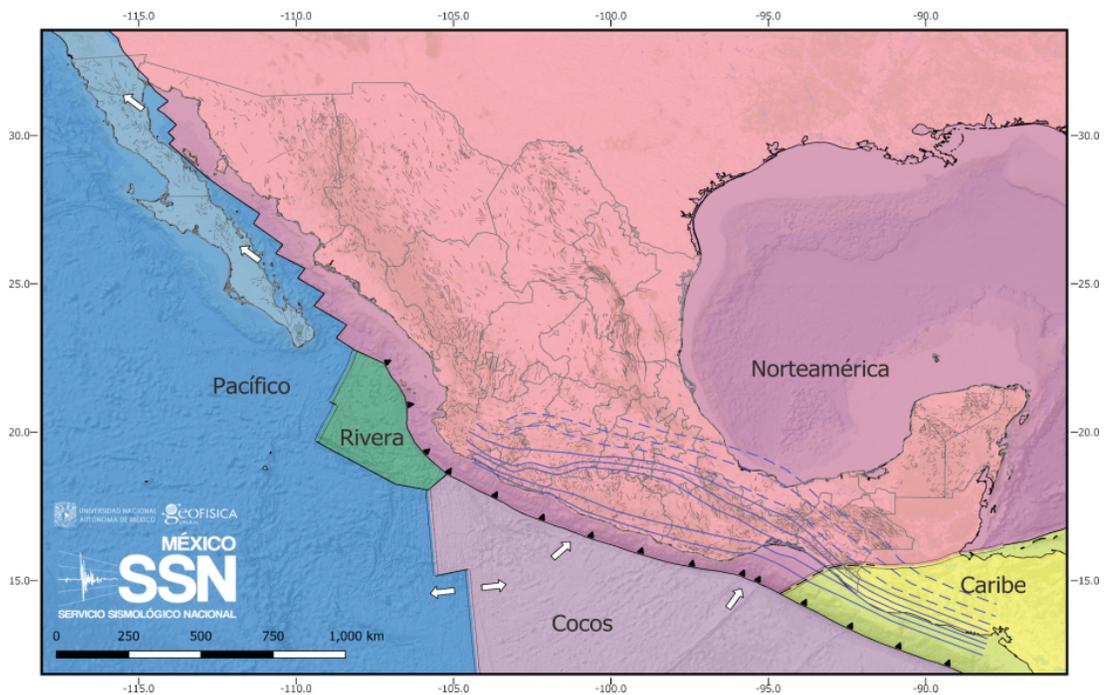


Figura 4-20. Placas tectónicas (http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/reportes-especiales/2022/SSNMX_rep_esp_20220919_Michoacan_M74.pdf)

La mayor actividad sísmica que se genera en el país, es principalmente debida a la interacción entre la Placa de Cocos y Rivera que subducen por debajo de la Placa de Norteamérica.

El Servicio Sismológico Nacional (SSN) tiene estadísticas de sismos reportados desde el año de 1990 hasta la fecha los cuales se muestran en la Tabla 4-6.

Tabla 4-6. Total, de sismos registrados por año de acuerdo al SSN, tabla tomada de <http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/estadisticas/>

AÑO	TOTAL DE SISMOS	MAGNITUD							
		No calculable*	0 - 2.9	3 - 3.9	4 - 4.9	5 - 5.9	6 - 6.9	7 - 7.9	8 - 8.9
1990	796	1	12	247	510	24	2	0	0
1991	728	4	2	183	509	29	1	0	0
1992	614	1	4	184	398	27	0	0	0
1993	916	1	47	274	548	40	5	1	0
1994	622	0	20	192	383	24	3	0	0
1995	678	0	17	188	438	26	6	2	1
1996	789	0	8	203	543	32	2	1	0
1997	1019	13	44	388	533	34	6	1	0
1998	1024	2	11	453	532	21	5	0	0
1999	1099	1	12	542	527	11	4	2	0
2000	1052	9	28	463	531	18	2	1	0
2001	1344	9	8	704	585	32	6	0	0
2002	1689	0	4	880	761	40	4	0	0
2003	1323	0	5	728	568	18	3	1	0
2004	1347	0	2	670	639	33	3	0	0
2005	1210	0	1	678	514	17	0	0	0
2006	1356	0	0	792	544	19	1	0	0
2007	1528	0	1	728	764	33	2	0	0
2008	1958	0	7	1154	780	15	2	0	0
2009	2301	0	5	1648	610	37	1	0	0
2010	3462	0	23	2454	954	27	3	1	0
2011	4272	0	44	3357	839	27	5	0	0
2012	5244	1	21	4106	1054	50	10	2	0
2013	5361	0	57	4221	1046	33	4	0	0
2014	7610	1	238	6366	955	42	7	1	0
2015	10947	1	251	9057	1605	30	3	0	0
2016	15547	0	557	13501	1453	29	7	0	0
2017	26564	0	470	21628	4383	79	2	1	1
2018	30407	0	1584	25657	3122	41	2	1	0
2019	26442	0	308	23002	3087	43	2	0	0
2020	30130	0	309	26756	3029	33	2	1	0
2021	29030	0	600	25802	2593	33	1	1	0
2022	29872	0	1020	26382	2436	28	5	1	0
2023	14160	0	403	12419	1323	13	2	0	0

4.9.2. Selección de los registros sísmicos

Los registros sísmicos se obtuvieron de la Base de Datos de Registros Acelerográficos de la UNAM (<https://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/Inicio.aspx>). Esta base de datos incluye temblores desde 1964, con magnitudes en el intervalo de $M=1.9$ a $M=8.2$.

El sistema permite al usuario encontrar la información disponible mediante un catálogo de sismos o una combinación de parámetros relacionados a cada estación, fecha de registro, fecha de ocurrencia, aceleración registrada y distancia radial.

Se seleccionaron registros sísmicos de subducción con estaciones sísmicas localizadas en un intervalo de distancia epicentral de 220 a 440 Km y eventos con magnitud mayor o igual que 6. Con base en este criterio se obtuvieron un total de 109 registros sísmicos. Este número se redujo con base en el histograma de la Figura 4-21. Se eligieron finalmente los registros con un intervalo de

distancia epicentral de 220 a 275 Km, que corresponde a la distancia epicentral más cercana de esta fuente sísmica a la ciudad de Morelia. La magnitud se conservó de $M \geq 6$, obteniendo un total de 46 registros sísmicos.

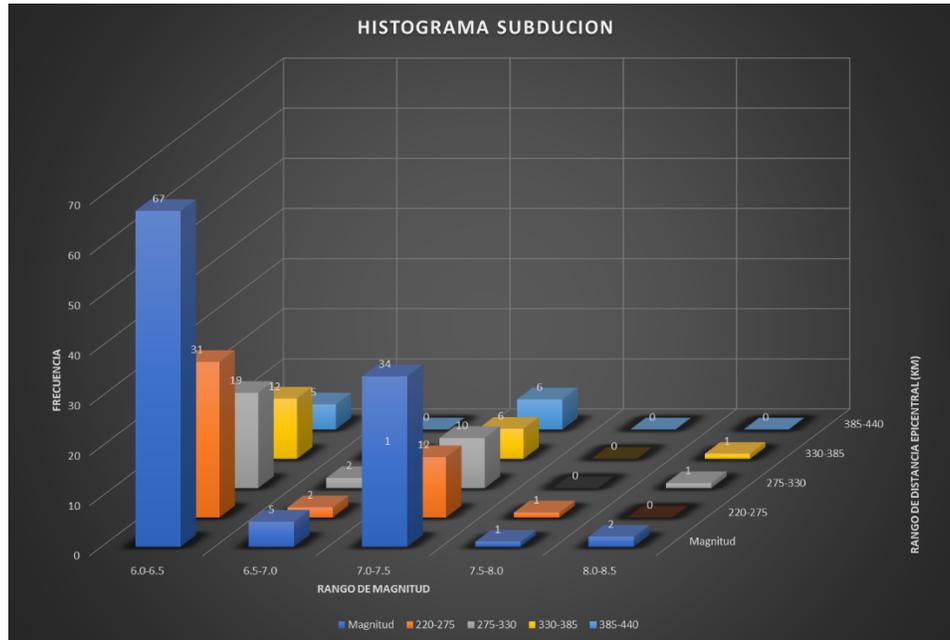


Figura 4-21. Histograma de registros de la fuente de subducción

De la misma manera para los registros de intraplaca, el criterio de selección fue inicialmente un radio de distancia epicentral de 84 a 349 Km y magnitud del evento mayor o igual a 6. Con ello se realizó el histograma del total de los registros sísmicos (Figura 4-22). Finalmente, se seleccionaron eventos registrados a distancia epicentral en el intervalo de 84 a 243 Km con magnitud mayor o igual que 6, lo que redujo la muestra a 32 acelerogramas.

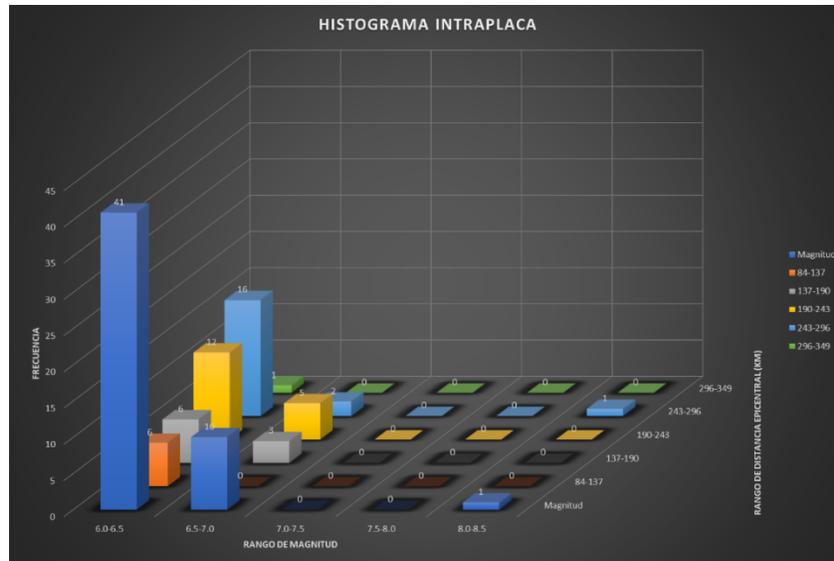


Figura 4-22. Histograma de registros sísmicos de la fuente de intraplaca

Las Tablas 4-7 (intraplaca) y 4-8 (interplaca) muestran los registros sísmicos finalmente seleccionados para realizar los análisis no lineales del distribuidor vial.

Tabla 4-7. Eventos sísmicos seleccionados de la fuente sísmica de intraplaca

ESTACION		Fecha	SISMO						REGISTRO		SUELO
Estado	Clave		Epicentro		Magnitud	Profundidad focal (km)	Distancia epicentral (km)	Fuente sísmica	Aceleración máxima (cm/s ²)	Callidad	
Michoacán	SNJE	11/12/2011	17.84	-99.98	6.5	58	161	INTRAPLACA	11.27	A	Roca
Michoacán	CANA	11/12/2011	17.84	-99.98	6.5	58	226	INTRAPLACA	9.11	A	Roca
Oaxaca	OXBJ	25/02/2011	17.73	-95.21	6	135	176	INTRAPLACA	8.28	A	Roca
Oaxaca	OXBJ	29/07/2014	17.7	-95.63	6.4	117	135	INTRAPLACA	20.09	A	Roca
Oaxaca	JAMI	15/06/1999	18.18	-97.512	6.5	69	212	INTRAPLACA	20.48	A	Roca
Oaxaca	TAMA	15/06/1999	18.18	-97.51	6.5	69	234	INTRAPLACA	7.26	A	Roca
Oaxaca	TAMA	12/02/2008	16.19	-94.54	6.6	90	217	INTRAPLACA	20.77	A	Roca
Oaxaca	TAMA	25/02/2011	17.73	-95.21	6	135	218	INTRAPLACA	3.87	A	Roca
Oaxaca	TAMA	29/07/2014	17.7	-95.63	6.4	117	188	INTRAPLACA	10.23	A	Roca
Guerrero	HMTT	11/12/2011	17.84	-99.98	6.5	58	150	INTRAPLACA	16.83	A	Roca
Guerrero	TEAC	15/06/1999	18.18	-97.51	6.5	69	211	INTRAPLACA	35.11	A	Roca
Guerrero	TEAC	11/12/2011	17.84	-99.98	6.5	58	102	INTRAPLACA	35.7	A	Roca
Guerrero	TNLP	22/05/1997	18.41	-101.81	6	59	240	INTRAPLACA	3.59	A	Roca
Guerrero	TNLP	15/06/1999	18.18	-97.51	6.5	69	217	INTRAPLACA	36.46	A	Roca
Guerrero	UNIO	11/12/2011	17.84	-99.98	6.5	58	194	INTRAPLACA	4.68	A	Roca
Guerrero	ATYC	22/05/1997	18.41	-101.81	6	59	197	INTRAPLACA	8.06	A	Roca
Guerrero	ATYC	11/12/2011	17.84	-99.98	6.5	58	84	INTRAPLACA	44.41	A	Roca
Chiapas	SCCB	06/07/2007	16.9	-94.1	6.2	100	158	INTRAPLACA	9.61	A	Roca
Chiapas	SCCB	12/02/2008	16.19	-94.54	6.6	90	212	INTRAPLACA	9.4	A	Roca
Chiapas	SCCB	07/04/2011	17.2	-94.34	6.7	167	190	INTRAPLACA	10.59	A	Roca
Chiapas	SCCB	14/06/2017	14.7282	-92.3167	6.9	107.1	221	INTRAPLACA	3.16	A	Roca
Chiapas	SCCB	01/02/2019	14.5818	-92.4807	6.5	76.2	235	INTRAPLACA	5.77	A	Roca
Chiapas	TGBT	06/07/2007	16.9	-94.1	6.2	100	108	INTRAPLACA	30.97	A	Roca
Chiapas	TGBT	12/02/2008	16.19	-94.54	6.6	90	167	INTRAPLACA	10.67	A	Roca
Chiapas	TGBT	07/04/2011	17.2	-94.34	6.7	167	141	INTRAPLACA	31.7	A	Roca
Chiapas	TGBT	07/07/2014	14.75	-92.63	6.9	60	229	INTRAPLACA	10.03	A	Roca
Chiapas	TGBT	14/06/2017	14.7282	-92.3167	6.9	107.1	241	INTRAPLACA	4.11	A	Roca
Edo. MX	TEJU	11/12/2011	17.84	-99.98	6.5	58	119	INTRAPLACA	60.58	A	Roca
Puebla	CHFL	11/12/2011	17.84	-99.98	6.5	58	224	INTRAPLACA	5.42	A	Roca
Puebla	RABO	15/06/1999	18.18	-97.51	6.5	69	107	INTRAPLACA	162.58	A	Roca
Puebla	RABO	11/12/2011	17.84	-99.98	6.5	58	181	INTRAPLACA	8.19	A	Roca
Puebla	THEZ	29/07/2014	17.7	-95.63	6.4	117	204	INTRAPLACA	37.21	A	Roca

Tabla 4-8. Eventos sísmicos seleccionados de la fuente sísmica de subducción

ESTACION		Fecha	SISMO					REGISTRO		SUELO	
Estado	Clave		Epicentro		Magnitud	Profundidad focal (km)	Distancia epicentral (km)	Fuente sísmica	Aceleración máxima (cm/s ²)		Calidad
Michoacán	NITA	13/04/2007	17.09	-100.44	6.3	41	275	SUBDUCCION	13.47	A	Roca
Michoacán	NITA	18/04/2014	17.18	-101.19	7.2	10	224	SUBDUCCION	56.42	A	Roca
Michoacán	NITA	08/05/2014	17.11	-100.87	6.4	17	247	SUBDUCCION	11.89	A	Roca
Michoacán	NITA	10/05/2014	17.06	-100.95	6.1	12	248	SUBDUCCION	10.28	A	Roca
Michoacán	SNJE	21/08/2013	16.79	-99.56	6	20	268	SUBDUCCION	2.41	A	Roca
Michoacán	URUA	18/04/2014	17.18	-101.19	7.2	10	265	SUBDUCCION	24.25	A	Roca
Michoacán	MARU	18/04/2014	17.18	-101.19	7.2	10	259	SUBDUCCION	10.15	A	Roca
Michoacán	CALE	08/05/2014	17.11	-100.87	6.4	17	226	SUBDUCCION	2.45	A	Roca
Michoacán	CALE	10/05/2014	17.06	-100.95	6.1	12	221	SUBDUCCION	2.44	A	Roca
Michoacán	CANA	13/04/2007	17.09	-100.44	6.3	41	230	SUBDUCCION	5.05	A	Roca
Guerrero	HMTT	08/05/2014	17.11	-100.87	6.4	17	256	SUBDUCCION	15.05	A	Roca
Guerrero	TEAC	25/04/1989	16.603	-99.4	6.9	19	223	SUBDUCCION	13.83	A	Roca
Guerrero	TEAC	24/10/1993	16.54	-98.98	6.6	19	235	SUBDUCCION	7.36	A	Roca
Guerrero	TEAC	14/09/1995	16.31	-98.88	7.2	22	262	SUBDUCCION	11.69	A	Roca
Guerrero	TEAC	15/07/1996	17.45	-101.16	6.5	20	222	SUBDUCCION	9.56	A	Roca
Guerrero	TEAC	18/04/2014	17.18	-101.19	7.2	10	243	SUBDUCCION	19.63	A	Roca
Guerrero	TEAC	08/05/2014	17.11	-100.87	6.4	17	224	SUBDUCCION	17.64	A	Roca
Guerrero	TEAC	10/05/2014	17.06	-100.95	6.1	12	234	SUBDUCCION	5.96	A	Roca
Guerrero	TNLP	30/06/2010	16.22	-98.03	6	8	263	SUBDUCCION	2.26	A	Roca
Guerrero	TNLP	20/03/2012	16.251	-98.521	7.4	16	232	SUBDUCCION	13.39	A	Roca
Guerrero	TNLP	02/04/2012	16.27	-98.47	6	10	232	SUBDUCCION	5.04	A	Roca
Guerrero	TNLP	08/05/2016	16.25	-97.98	6	35	264	SUBDUCCION	2.47	A	Roca
Guerrero	TNLP	16/02/2018	16.218	-98.0135	7.2	16	265	SUBDUCCION	9	A	Roca
Guerrero	UNIO	22/01/2003	18.6	-104.22	7.6	9	263	SUBDUCCION	12.27	A	Roca
Guerrero	UNIO	21/08/2013	16.79	-99.56	6	20	273	SUBDUCCION	1.73	A	Roca
Guerrero	OCLL	08/05/2016	16.25	-97.98	6	35	220	SUBDUCCION	3.01	A	Roca
Guerrero	ATYC	20/03/2012	16.251	-98.521	7.4	16	229	SUBDUCCION	5.53	A	Roca
Guerrero	ATYC	02/04/2012	16.27	-98.47	6	10	233	SUBDUCCION	2.55	A	Roca
Chiapas	SCCB	27/04/2016	14.35	-93.26	6	20	269	SUBDUCCION	1.76	A	Roca
Chiapas	TGBT	21/01/2012	14.74	-93.24	6	16	225	SUBDUCCION	4.93	A	Roca
Chiapas	TGBT	27/04/2016	14.35	-93.26	6	20	269	SUBDUCCION	1.61	A	Roca
Edo. MX	TEJU	21/08/2013	16.79	-99.56	6	20	242	SUBDUCCION	5.09	A	Roca
Edo. MX	TEJU	10/05/2014	17.06	-100.95	6.1	12	220	SUBDUCCION	6.77	A	Roca
Puebla	RABO	30/06/2010	16.22	-98.03	6	8	263	SUBDUCCION	5.41	A	Roca
Puebla	RABO	20/03/2012	16.251	-98.52	7.4	16	256	SUBDUCCION	17.44	A	Roca
Puebla	RABO	02/04/2012	16.27	-98.47	6	10	254	SUBDUCCION	4.38	A	Roca
Puebla	RABO	21/08/2013	16.79	-99.56	6	20	229	SUBDUCCION	4.19	A	Roca
Puebla	RABO	08/05/2016	16.25	-97.98	6	35	261	SUBDUCCION	2.33	A	Roca
Puebla	RABO	16/02/2018	16.218	-98.0135	7.2	16	264	SUBDUCCION	14.14	A	Roca
Puebla	RABO	19/02/2018	16.2477	-97.775	6	10.2	266	SUBDUCCION	2.58	A	Roca
Puebla	THEZ	30/06/2010	16.22	-98.03	6	8	259	SUBDUCCION	9.56	A	Roca
Puebla	THEZ	20/03/2012	16.251	-98.521	7.4	16	274	SUBDUCCION	30.13	A	Roca
Puebla	THEZ	02/04/2012	16.27	-98.47	6	10	270	SUBDUCCION	9.73	A	Roca
Puebla	THEZ	08/05/2016	16.25	-97.98	6	35	254	SUBDUCCION	5.02	A	Roca
Puebla	THEZ	16/02/2018	16.218	-98.0135	7.2	16	258	SUBDUCCION	26.77	A	Roca
Puebla	THEZ	19/02/2018	16.2477	-97.775	6	10.2	250	SUBDUCCION	3.87	A	Roca

Las Figuras 4-23 a 4-26 muestran los espectros de respuesta calculados con el software SeismoSpect, asumiendo un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5%. Las figuras 4-23 y 4-24 corresponden a los registros sísmicos de la fuente de subducción N90W y N00W y las figuras 4-25 y 4-26 a las mismas direcciones de los temblores de la fuente sísmica de intraplaca.

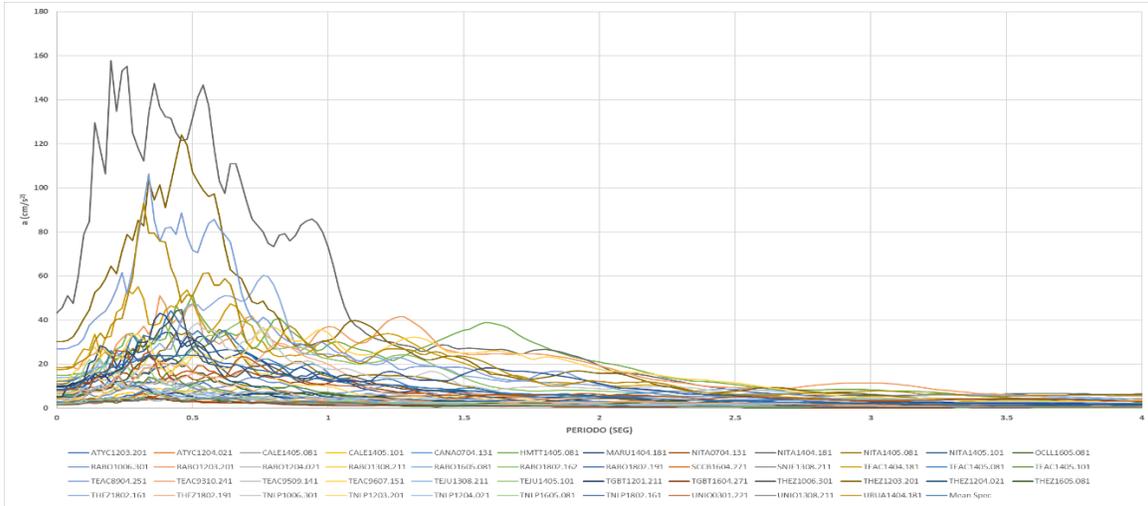


Figura 4-23. Espectros de respuesta de los sismos de subducción (N90W)

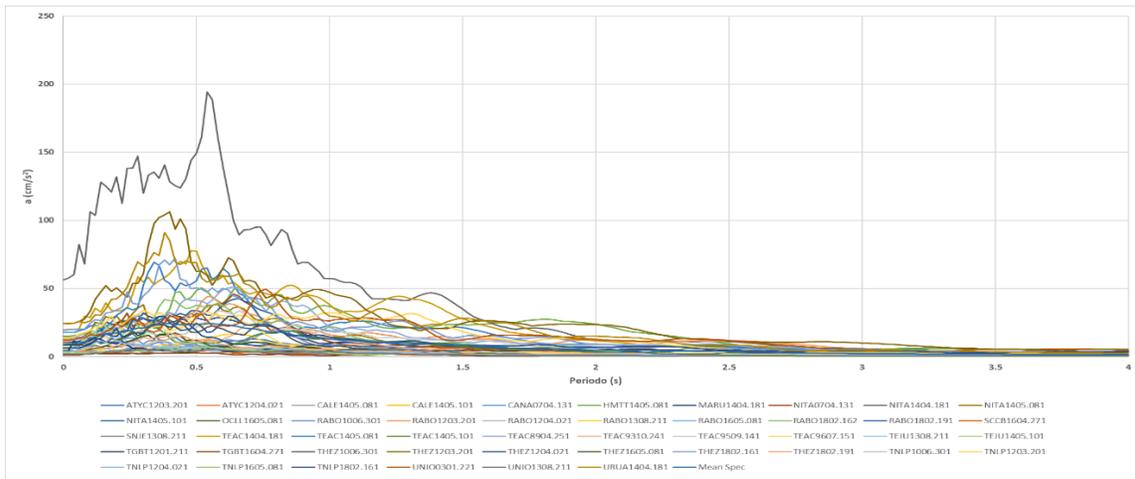


Figura 4-24. Espectros de respuesta de los sismos de subducción (N00W)

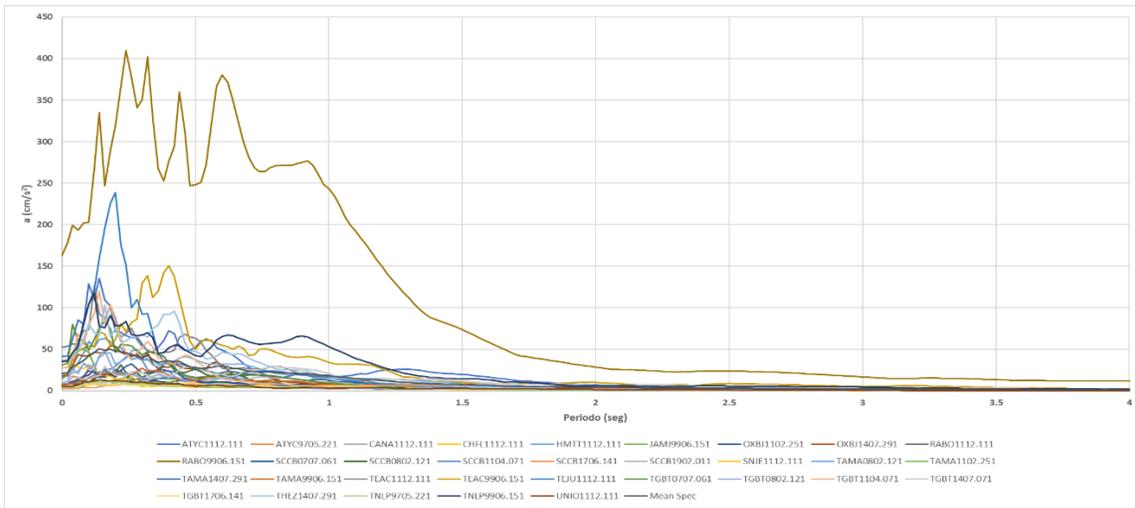


Figura 4-25. Espectros de respuesta de los sismos de intraplaca (N90W)

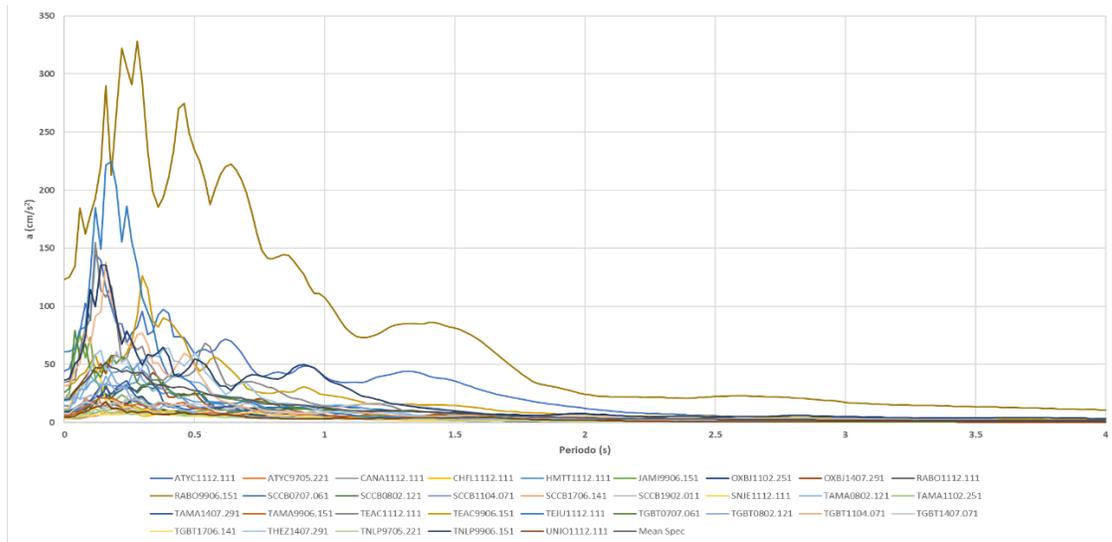


Figura 4-25. Espectros de respuesta de los sismos de intraplaca (NOOW)

4.9.3. Escalamiento

Los espectros de respuesta de las señales originales se escalaron con el fin de representar el nivel de peligro sísmico que se puede presentar en la ubicación del viaducto. Los resultados obtenidos por Estrada (2023), permiten determinar el espectro de peligro uniforme (EPU) en la ubicación del viaducto para diferentes periodos de retorno. En este caso, se decidió evaluar el comportamiento sísmico esperado del distribuidor vial cuando es sometido a un evento extraordinario. Por ello, se utilizó un EPU para un periodo de retorno de $T_r=2500$ años.

Se empleó la aceleración espectral para el periodo fundamental del puente, $S_a(T_1)$ como método de escalamiento de las señales sísmicas. De esta manera, la pseudoaceleración de los espectros de respuesta para el periodo fundamental T_1 , se iguala con el valor de $S_a(T_1)$ del EPU, con lo que se determina el factor de escala correspondiente a cada registro sísmico original. Las figuras 4-27 a 4-30 muestran los espectros escalados para la fuente sísmica de subducción y la fuente sísmica intraplaca, respectivamente.

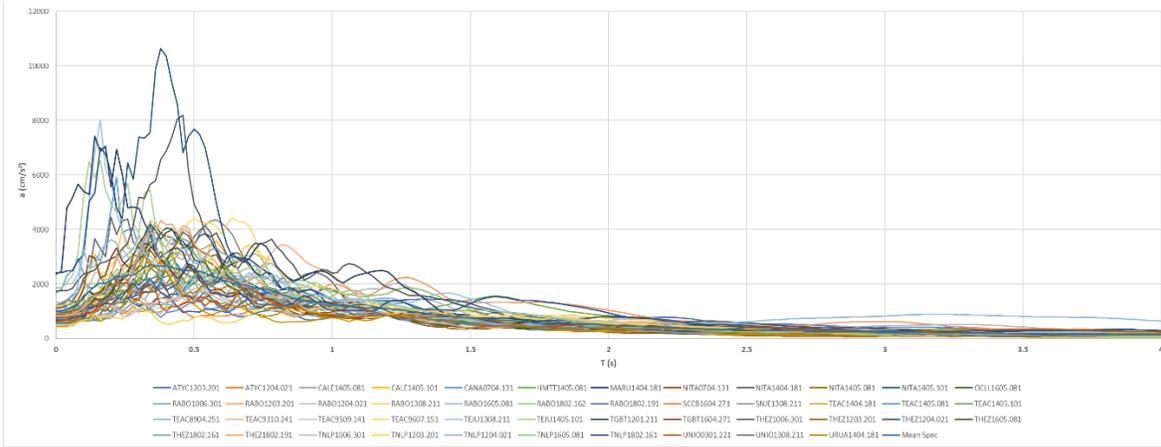


Figura 4-26. Espectros de respuesta escalados de los sismos de subducción T=2500 años (N90W)

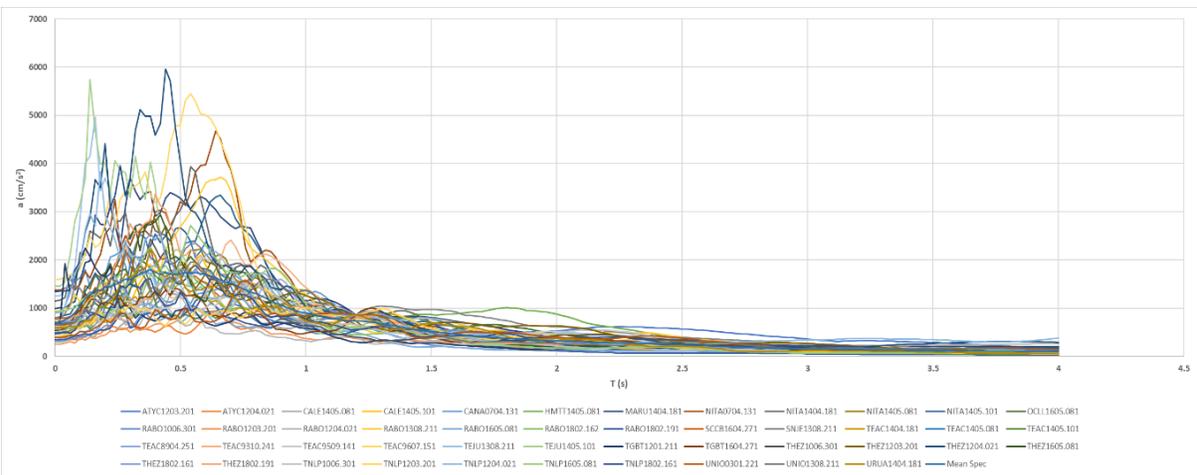


Figura 4-27. Espectros de respuesta escalados de los sismos de subducción T=2500 años (N00W)

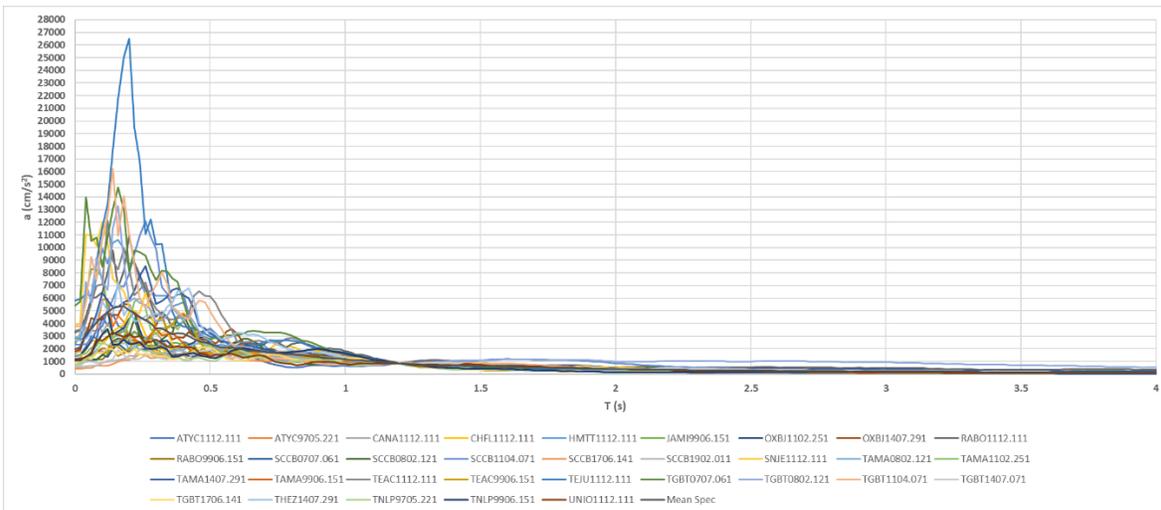


Figura 4-28. Espectros de respuesta escalados de los sismos de intraplaca T=2500 (N90W)

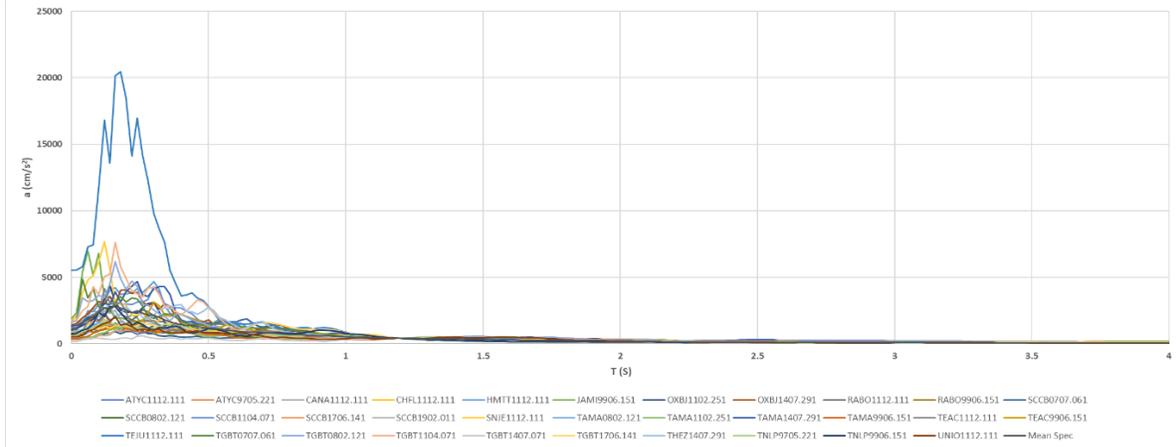


Figura 4-30. Espectros de respuesta de los sismos de intraplaca (N00W)

4.10. Análisis no lineales

El análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo es la metodología más refinada para evaluar el comportamiento esperado de las estructuras ante acciones sísmicas. Varios elementos del viaducto curvo de concreto reforzado se modelaron con comportamiento no lineal, para determinar con mayor precisión esfuerzos, deformaciones, fuerzas y demandas de desplazamientos de los componentes críticos.

La no linealidad de los elementos del viaducto bajo la demanda sísmica, consiste en el comportamiento inelástico de los materiales y secciones transversales. Adicionalmente, se modela la no linealidad geométrica correspondiente a los efectos de segundo orden o efectos P-Δ.

Los elementos estructurales modelados con comportamiento no lineal del puente son: columnas, junta de expansión, apoyos de neopreno y topes sísmicos.

El software utilizado para la realización de los análisis no lineales fue PERFORM 3D (V8) (<https://www.csiamerica.com/products/perform3d>), que maneja una interfaz amigable con el usuario.

4.10.1. Definición de nodos y elementos

Para crear los modelos en PERFORM 3D, se utilizaron elementos tipo barra en pilas, cabezales, trabes AASHTO Tipo VI, caballetes, diafragmas y bancos. La geometría, nodos y la conectividad de los elementos del modelo se determinan con base en los planos estructurales.

4.10.2. Propiedades no lineales de los materiales y masas

4.10.2.1. *Propiedades de los materiales*

La resistencia del material y la relación esfuerzo deformación ($\sigma - \varepsilon$) se utilizan para determinar las leyes constitutivas del concreto no confinado y confinado, y de igual manera para el acero de refuerzo.

Las propiedades del concreto se determinaron utilizando el modelo de Mander et al. (1988), que representa el comportamiento esfuerzo-deformación uniaxial para el concreto no confinado y confinado.

Para el modelo del material del acero de refuerzo se adoptó el modelo esfuerzo-deformación propuesto por Park & Paulay (1975). El modelo del acero con comportamiento simétrico en tracción y compresión asume un comportamiento elástico inicial hasta la fluencia y una meseta de fluencia seguida de una región de endurecimiento por deformación.

La relación esfuerzo deformación ($\sigma - \varepsilon$) para el concreto (Figura 4-31) y el acero de refuerzo (Figura 4-32) se obtuvo con el software SAP2000 (<https://www.csiamerica.com/products/sap2000>) con un número de puntos suficientes para capturar el comportamiento no lineal del material; específicamente la degradación de la resistencia más allá de la resistencia máxima del concreto confinado y no confinado.

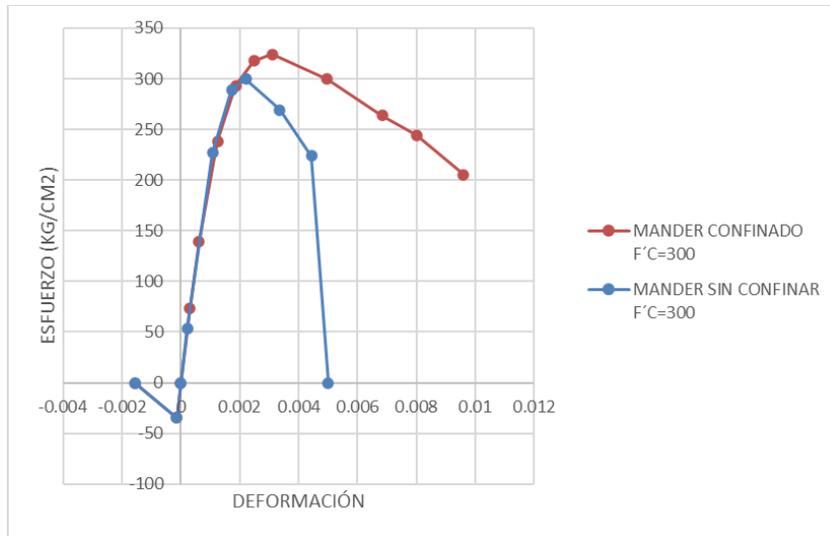


Figura 4-31. Modelo constitutivo de Mander para el concreto

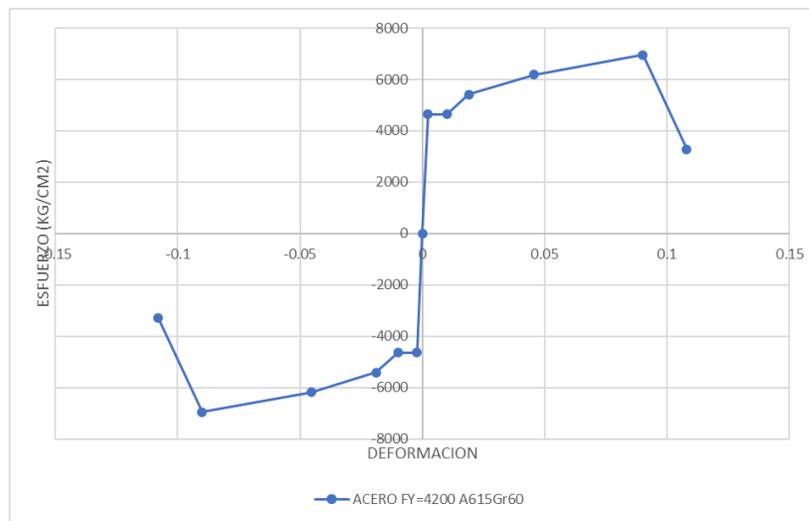


Figura 4-32. Modelo constitutivo para el acero

4.10.2.2. Masas

Conociendo las dimensiones de las pilas obtenidas de los planos estructurales y con el peso volumétrico del material, se determinó las masas en cada uno de los nodos para las columnas (Tabla 4-9). La Figura 4-33 muestra la discretización de las masas en las columnas de las pilas y caballetes.

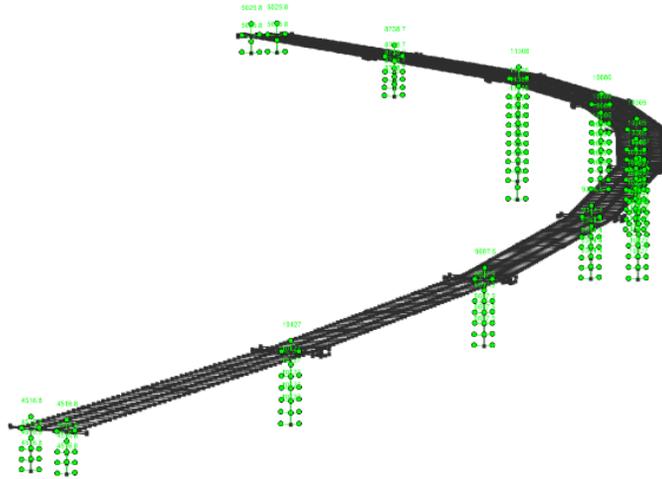


Figura 4-33. Masas asignadas en las pilas del viaducto

Tabla 4-9. Masas de pilas

MASAS DE LOS NODOS EN PILAS										
Elemento	D(m)	A (m ²)	H(m)	Offset(m)	H _{final} (m)	Vol.(m ³)	γ(kg/m ³)	PESO(kg)	No. nodos	PESO/NODO (kg)
Caballete 1	1.5	1.767	4.710	0.45	4.260	7.528	2400	18067.299	4	4516.8248
Pila 2	2	3.142	8.459	0.40	8.059	25.318	2400	60763.428	6	10127.2381
Pila 3	2	3.142	8.117	0.40	7.717	24.244	2400	58184.809	6	9697.4682
Pila 4	2	3.142	7.836	0.40	7.436	23.361	2400	56066.119	6	9344.3532
Pila 5	2	3.142	14.760	0.40	14.360	45.113	2400	108271.849	10	10827.1849
Pila 6	2	3.142	14.067	0.40	13.667	42.936	2400	103046.752	10	10304.6752
Pila 7	2	3.142	12.439	0.40	12.039	37.822	2400	90771.921	9	10085.7691
Pila 8	2	3.142	18.397	0.40	17.997	56.539	2400	135694.183	12	11307.8486
Pila 9	2	3.142	6.195	0.40	5.795	18.206	2400	43693.271	5	8738.6541
Caballete 10	1.5	1.767	2.820	0.45	2.370	4.188	2400	10051.526	2	5025.7628

De la misma manera para los cabezales y las traveses AASHTO se determinaron las masas en cada uno de los nodos. Conocidas las dimensiones de cabezales y vigas se obtuvo su volumen y de esta manera se calculó su peso total. Con base en la discretización de los nodos se asignó a cada uno su respectiva masa (Tablas 4-10 y 4-11). La Figura 4-34 muestra la discretización de estos elementos estructurales.

Tabla 4-10. Masas de cabezales

MASAS DE LOS NODOS EN CABEZALES										
Elemento	b(m)	h(m)	A(m ²)	L (m)	Vol.(m ³)	γ(kg/m ³)	PESO(kg)	No. nodos		PESO/NODO (kg)
Cabezal C-1	1.8	1.5	2.7	9.24	24.948	2400	59875.2	6		9979.20
Cabezal P-2	2.7	1.8	4.86	8.5	32.535	2400	78084	10		7808.40
	2.7	1	2.7	3.25						
Cabezal P-3	2.7	1.8	4.86	8.5	32.535	2400	78084	10		7808.40
	2.7	1	2.7	2.69						
Cabezal P-4	2.7	1.8	4.86	8.5	32.535	2400	78084	10		7808.40
	2.7	1	2.7	3.25						
Cabezal P-5	2.7	1.8	4.86	8.5	32.535	2400	78084	10		7808.40
	2.7	1	2.7	3.25						
Cabezal P-6	2.7	1.8	4.86	8.5	32.535	2400	78084	8		9760.50
	2.7	1	2.7	3.25						
Cabezal P-7	2.7	1.8	4.86	8.5	32.535	2400	78084	10		7808.40
	2.7	1	2.7	3.25						
Cabezal P-8	2.7	1.8	4.86	8.5	32.535	2400	78084	10		7808.40
	2.7	1	2.7	3.81						
Cabezal P-9	2.7	1.8	4.86	8.5	32.535	2400	78084	10		7808.40
	2.7	1	2.7	3.6						
Cabezal C-10	1.8	1.5	2.7	9.04	24.408	2400	58579.2	6		9763.20

Tabla 4-11. Masas vigas AASHTO

MASAS DE LOS NODOS EN VIGAS AASHTO										
Elemento		A(m ²)	L (m)	Vol.(m ³)	γ(kg/m ³)	PESO(kg)	No. nodos			PESO/NODO (kg)
VIGA C1-P2		0.6749	41.50	28.008	2400	67220.04	50			1344.401
VIGA C1-P2		0.6749	41.50	28.008	2400	67220.04	76			884.474
VIGA C1-P2		0.6749	41.50	28.008	2400	67220.04	83			809.880
VIGA C1-P2		0.6749	41.50	28.008	2400	67220.04	44			1527.728
VIGA P2-P3		0.6749	41.50	28.00835	2400	67220.04	50			1344.401
VIGA P2-P3		0.6749	41.50	28.00835	2400	67220.04	44			1527.728
VIGA P2-P3		0.6749	41.50	28.00835	2400	67220.04	85			790.824
VIGA P2-P3		0.6749	41.50	28.00835	2400	67220.04	46			1461.305
VIGA P3-P4		0.6749	40.50	27.33345	2400	65600.28	50			1312.006
VIGA P3-P4		0.6749	40.50	27.33345	2400	65600.28	43			1525.588
VIGA P3-P4		0.6749	40.50	27.33345	2400	65600.28	71			923.948
VIGA P3-P4		0.6749	40.50	27.33345	2400	65600.28	44			1490.915
VIGA P4-P5		0.6749	37.50	25.30875	2400	60741	50			1214.820
VIGA P4-P5		0.6749	37.50	25.30875	2400	60741	40			1518.525
VIGA P4-P5		0.6749	37.50	25.30875	2400	60741	68			893.250
VIGA P4-P5		0.6749	37.50	25.30875	2400	60741	50			1214.820
VIGA P5-P6		0.6749	35.74	24.121	2400	57890.2224	50			1157.804
VIGA P5-P6		0.6749	36.98	24.958	2400	59898.7248	50			1197.974
VIGA P5-P6		0.6749	38.23	25.801	2400	61923.4248	50			1238.468
VIGA P5-P6		0.6749	39.47	26.638	2400	63931.9272	50			1278.639
VIGA P6-P7		0.6749	31.00	20.922	2400	50212.56	50			1004.251
VIGA P6-P7		0.6749	31.00	20.922	2400	50212.56	34			1476.840
VIGA P6-P7		0.6749	31.00	20.922	2400	50212.56	54			929.862
VIGA P6-P7		0.6749	31.00	20.922	2400	50212.56	34			1476.840
VIGA P7-P8		0.6749	41.50	28.008	2400	67220.04	50			1344.401
VIGA P7-P8		0.6749	41.50	28.008	2400	67220.04	70			960.286
VIGA P7-P8		0.6749	41.50	28.008	2400	67220.04	59			1139.323
VIGA P7-P8		0.6749	41.50	28.008	2400	67220.04	47			1430.214
VIGA P8-P9		0.6749	41.50	28.008	2400	67220.04	50			1344.401
VIGA P8-P9		0.6749	41.50	28.008	2400	67220.04	54			1244.816
VIGA P8-P9		0.6749	41.50	28.008	2400	67220.04	76			884.474
VIGA P8-P9		0.6749	41.50	28.008	2400	67220.04	50			1344.401
VIGA P7-P8		0.6749	41.50	28.008	2400	67220.04	50			1344.401
VIGA P7-P8		0.6749	41.50	28.008	2400	67220.04	43			1563.257
VIGA P7-P8		0.6749	41.50	28.008	2400	67220.04	43			1563.257
VIGA P7-P8		0.6749	41.50	28.008	2400	67220.04	43			1563.257

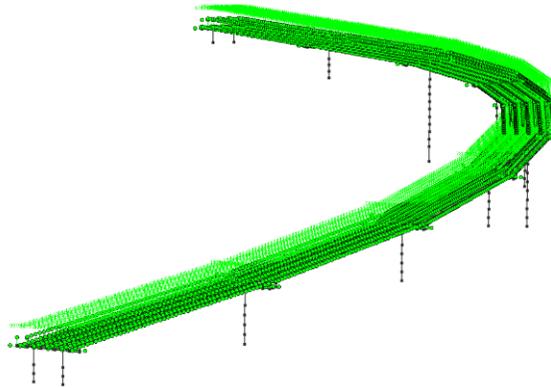


Figura 4-34. Masas asignadas en cabezales y vigas AASHTO

La masa de la losacero se asignó a las traveses AASHTO, determinándola de la misma manera, conociendo su volumen y el número de nodos de las traveses se les asignó la masa cada nodo.

4.10.3. Diafragma de losa

Para evitar el uso de elementos placa en el modelo para los análisis no lineales, se crearon diafragmas rígidos y así reducir el tiempo de análisis computacional. Los diafragmas se crearon para cada uno de los tableros del viaducto por lo que existen nueve diafragmas (Figura 4-35). La restricción hace que cada tablero se mueva como cuerpo rígido al ser sometido a cargas laterales, lo que elimina la flexibilidad de la losa en su plano.

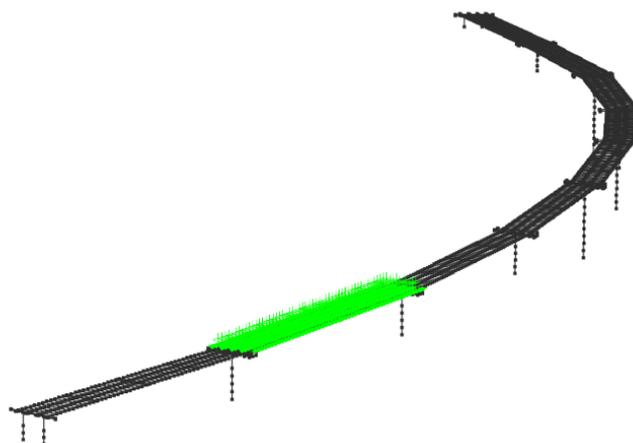


Figura 4-35. Asignación de diafragmas

4.10.4. Modelo de pilas

La no linealidad de las pilas considera un modelo de plasticidad concentrada mediante la introducción de articulaciones plásticas en ambos extremos de las columnas. De esta manera, la deformación plástica se distribuye en la longitud de la articulación plástica. Para el cálculo de la longitud de la articulación plástica de columnas de concreto reforzado se utiliza la propuesta de Priestley (1996), definida por:

$$l_p = 0.08l + 0.022d_b f_y \quad (Mpa)$$

$$l_p = 0.08l + 0.15d_b f_y \quad (ksi)$$

$$l_p = 0.08l + 0.022d_b f_y \geq 0.044d_b f_y$$

Donde:

- l_p Longitud de articulación plástica
- l Longitud del cantiliver
- d_b Diámetro de la barra de acero de refuerzo longitudinal
- f_y Esfuerzo de fluencia del acero

La tabla 4-12 muestra las longitudes de articulación plástica obtenidas.

Tabla 4-12. Resultados del cálculo de la longitud de la articulación plástica

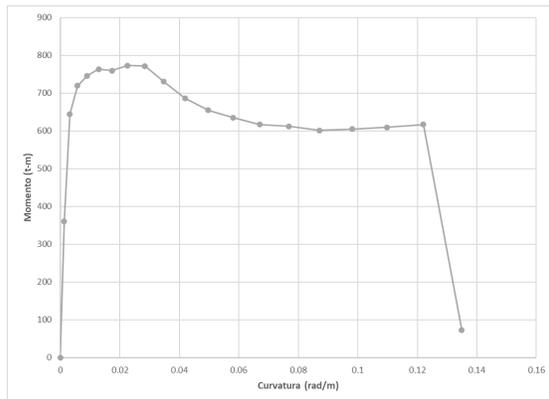
Elemento	$L_{p1}(m)$	$L_{p2}(m)$	$L_p(m)$
Caballote 1	0.359	0.460	0.460
Pila 2	0.763	0.460	0.763
Pila 3	0.736	0.460	0.736
Pila 4	0.713	0.460	0.713
Pila 5	1.325	0.575	1.325
Pila 6	1.269	0.575	1.269
Pila 7	1.139	0.575	1.139
Pila 8	1.558	0.460	1.558
Pila 9	0.582	0.460	0.582
Caballote 10	0.336	0.460	0.460

Para introducir la articulación plástica en el modelo numérico, el programa de análisis PERFORM3D permite definir las mediante curvas momento-rotación o momento-curvatura. En este caso las articulaciones plásticas se definieron mediante el diagrama de momento-curvatura de los extremos de las columnas.

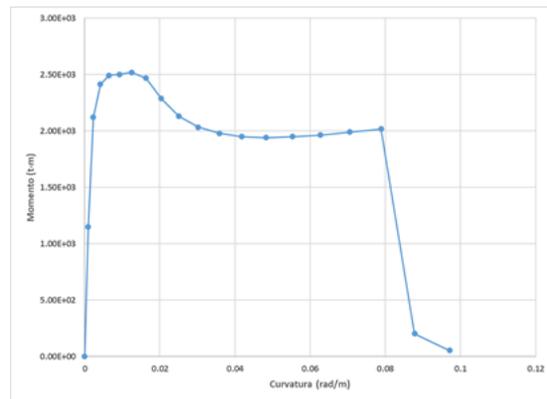
Para determinar la relación momento curvatura de una sección transversal es necesario tener los modelos constitutivos del material que se definieron anteriormente (modelo constitutivo del concreto y acero de refuerzo), así mismo el refuerzo longitudinal y transversal que componen la sección transversal, que se obtuvieron de los planos estructurales.

Con ayuda del programa de análisis SAP2000 (<https://www.csiamerica.com/products/sap2000>) se realizó el análisis momento curvatura, utilizando la herramienta Section Designer (Figuras 4-36 a 4-40).

A continuación, se muestran los diagramas de momento curvatura para cada columna:

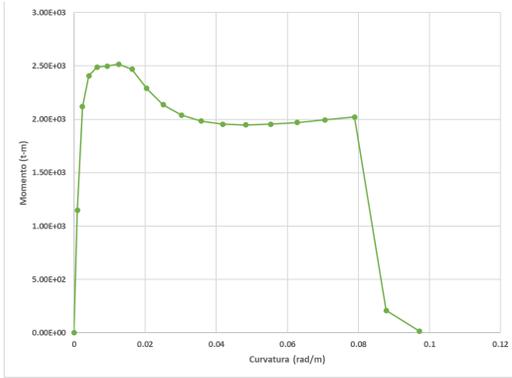


(a)

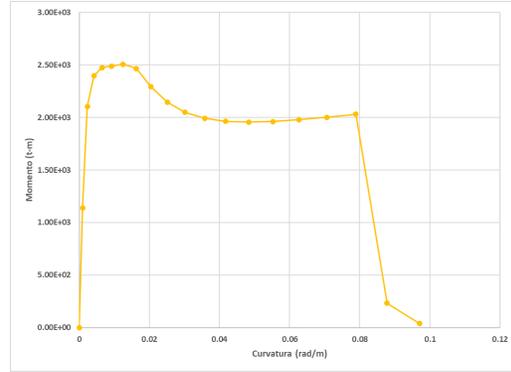


(b)

Figura 4-29. Diagramas Momento-Curvatura (a) Caballete 1 (b) Pila 2

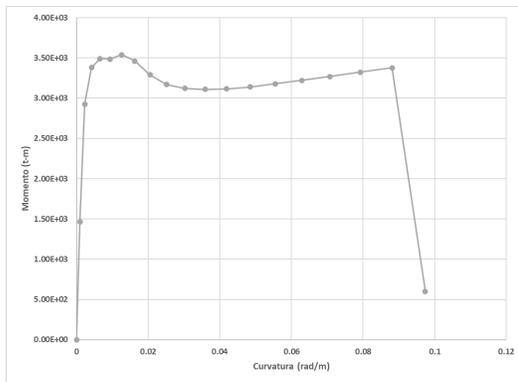


(a)

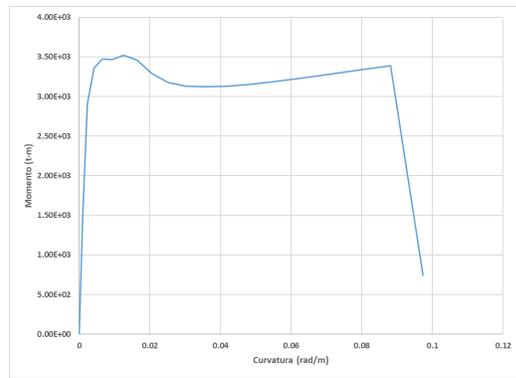


(b)

Figura 4-30. Diagramas Momento-Curvatura (a) Pilas 3 (b) Pila 4

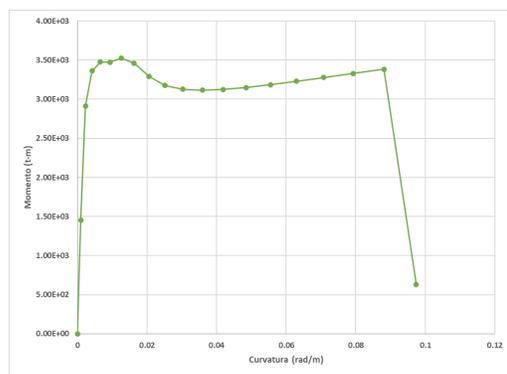


(a)

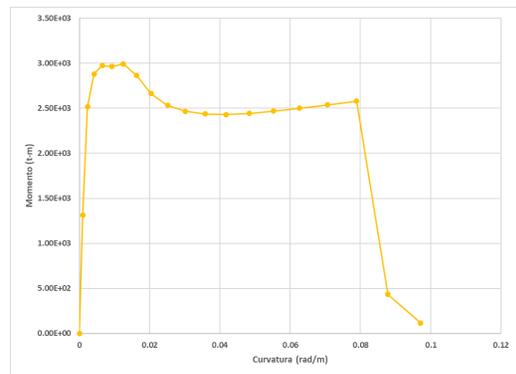


(b)

Figura 4-31. Diagramas Momento-Curvatura (a) Pila 5 (b) Pila 6



(a)



(b)

Figura 4-32. Diagramas Momento-Curvatura (a) Pila 7 (b) Pila 8

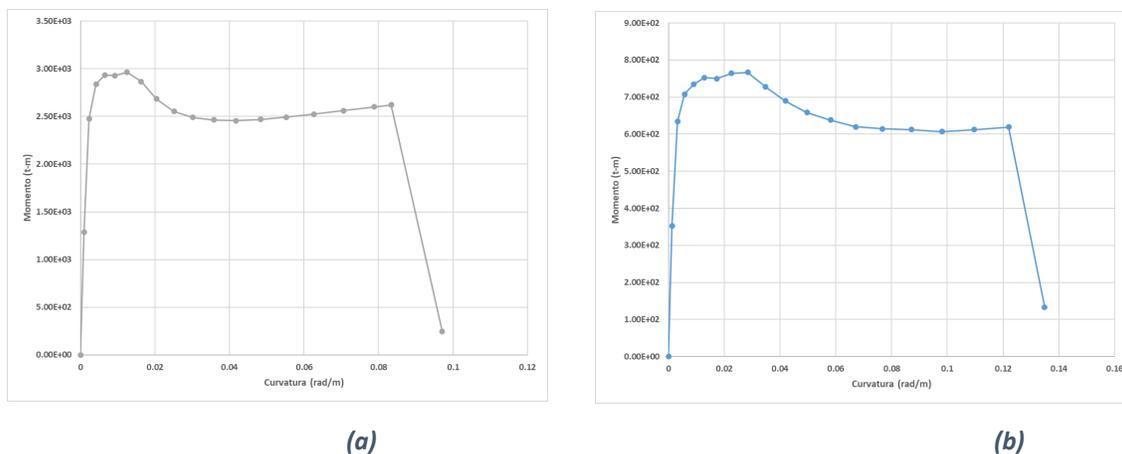


Figura 4-40. Diagramas Momento-Curvatura (a) Pila 9 (b) Caballete 10

Para determinar el momento de fluencia de la sección, M_y , se utilizó el diagrama momento curvatura basado en el criterio de Caltrans que está integrado en la herramienta Section Designer.

Los análisis no lineales incluyeron la inercia agrietada de las columnas I_{eff} , el cual se obtuvo de la misma manera que el momento de fluencia. Con estos datos y el módulo de elasticidad, E , se obtiene la curvatura de fluencia, ϕ_y , mediante la siguiente ecuación:

$$I_{eff} = \frac{M_y}{E\phi_y}$$

La tabla 4-13 muestra las propiedades inelásticas de las columnas:

Tabla 4-13. Propiedades de las columnas

Elemento	Carga axial (ton)	Longitud de AP m	Inercia efectiva m ⁴	Fluencia del acero	Resistencia última		
				ϕ_y rad/m	M_y t-m	ϕ_y rad/m	M_u t-m
Caballete 1	-301	0.48696181	0.1	0.00228936	555.14	0.0243	747.0584
Pila 2	-887	0.76288181	0.428	0.00178994	1857.678	0.0133	2460.8387
Pila 3	-875	0.73552181	0.427	0.00178882	1852.175	0.0133	2456.2424
Pila 4	-847	0.71304181	0.427	0.00177974	1842.783	0.0134	2433.3496
Pila 5	-880	1.32450227	0.565	0.00185857	2546.337	0.0129	3423.9404
Pila 6	-826	1.26866227	0.562	0.00184945	2520.384	0.013	3407.0205
Pila 7	-840	1.13882227	0.563	0.00185107	2527.089	0.013	3411.8236
Pila 8	-962	1.55792181	0.494	0.00183416	2197.115	0.0125	2912.6574
Pila 9	-871	0.58176181	0.488	0.00181728	2150.453	0.0127	2882.3365
Caballete 10	-274	0.46032362	0.099	0.00225499	541.337	0.0247	738.6688

Una vez obtenidos estos puntos, es necesario definir una curva idealizada para ingresarla en PERFORM3D. Se eligió una curva monótonica, la cual tiene una relación trilineal con pérdida de resistencia, llamada curva YULRX (Figura 4-41).

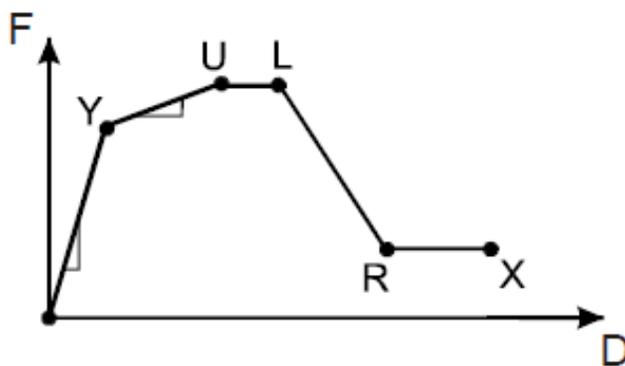
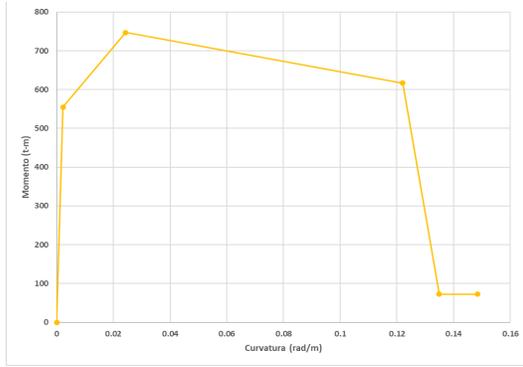


Figura 4-41. Curva Monótona (YULRX)

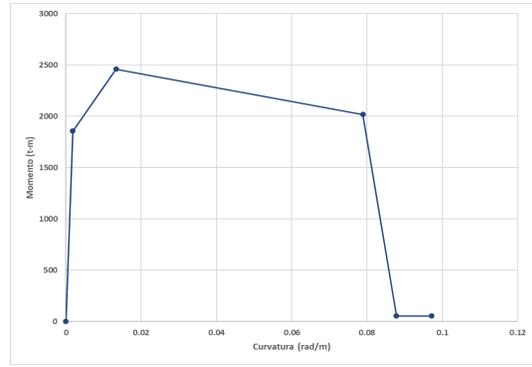
Tabla 4-14. Puntos de la curva YULRX

Elemento	Y		U		L		R		X	
	ϕ_y	M_y	ϕ_y	M_y	ϕ_y	M_y	ϕ_y	M_y	ϕ_y	M_y
	(rad/m)	(t-m)	(rad/m)	(t-m)	(rad/m)	(t-m)	(rad/m)	(t-m)	(rad/m)	(t-m)
Caballote 1	0.002289	555.14	0.02430	747.06	0.12200	616.94	0.13490	72.54	0.14839	72.54
Pila 2	0.001790	1857.68	0.01330	2460.84	0.07890	2019.22	0.08780	55.27	0.09710	55.27
Pila 3	0.001789	1852.18	0.01330	2456.24	0.07890	2022.38	0.08780	17.33	0.09710	17.33
Pila 4	0.001780	1842.78	0.01340	2433.35	0.07890	2030.15	0.08780	39.11	0.09710	39.11
Pila 5	0.001859	2546.34	0.01290	3423.94	0.08810	3377.44	0.09740	602.90	0.10714	602.90
Pila 6	0.001849	2520.38	0.01300	3407.02	0.08810	3385.91	0.09740	741.45	0.10714	741.45
Pila 7	0.001851	2527.09	0.01300	3411.82	0.08810	3383.61	0.09740	630.08	0.10714	630.08
Pila 8	0.001834	2197.12	0.01250	2912.66	0.07890	2579.65	0.08780	115.74	0.09710	115.74
Pila 9	0.001817	2150.45	0.01270	2882.34	0.08340	2620.96	0.09710	245.60	0.10681	245.60
Caballote 10	0.002255	541.34	0.02470	738.67	0.12200	619.13	0.13490	133.74	0.14839	133.74

Definidos los puntos de la curva monótona para las columnas se realiza su curva idealizada mostrada en las figuras 4-42 a 4-46.

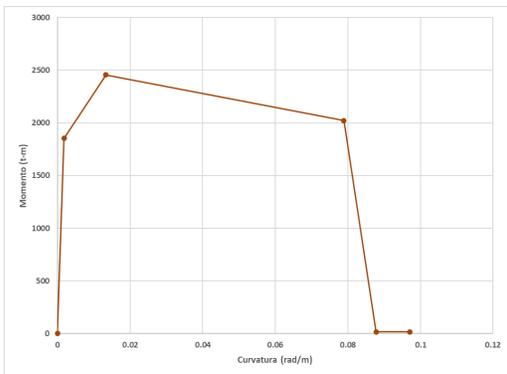


(a)

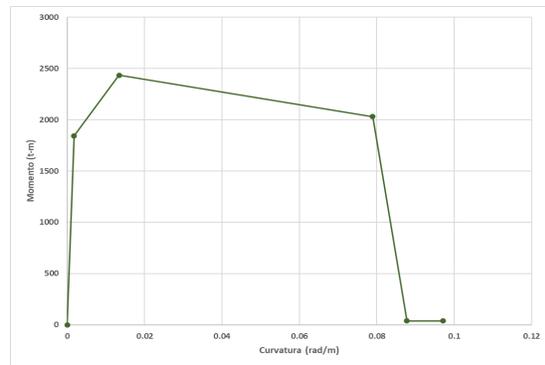


(b)

Figura 4-42. Curva idealizada (YULRX) (a) Caballete 1 (b) Pila 2

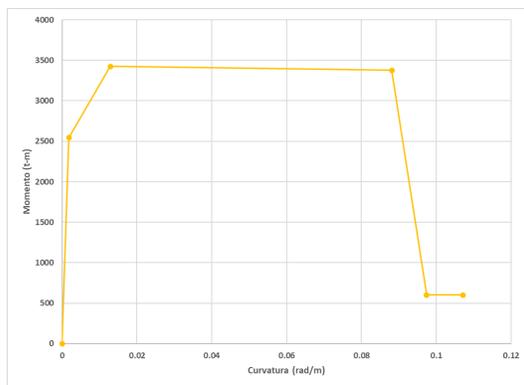


(a)

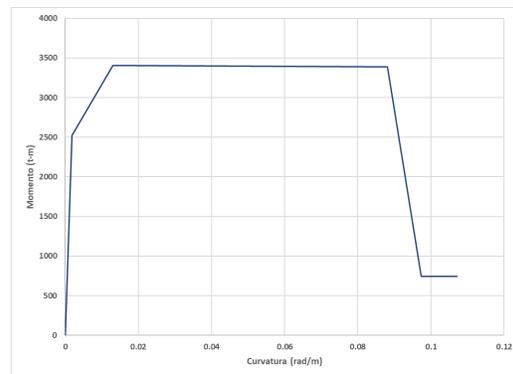


(b)

Figura 4-43. Curva idealizada (YULRX) (a) Pila 3 (b) Pila 4

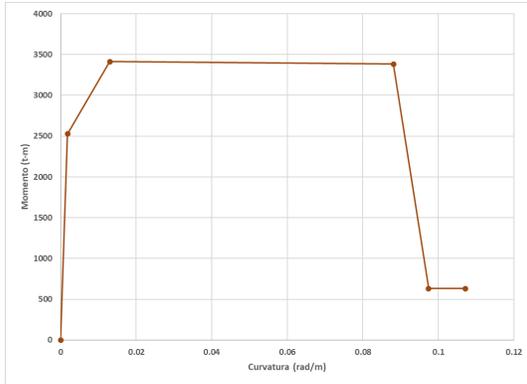


(a)

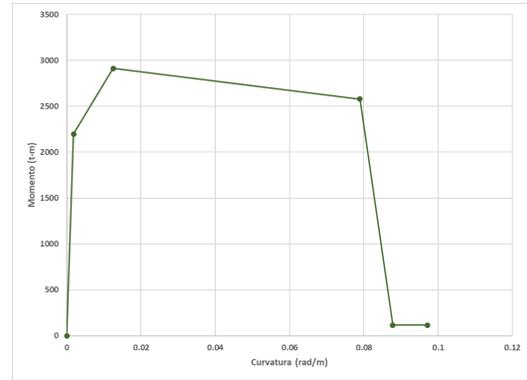


(b)

Figura 4-44. Curva idealizada (YULRX) (a) Pila 5 (b) Pila 6

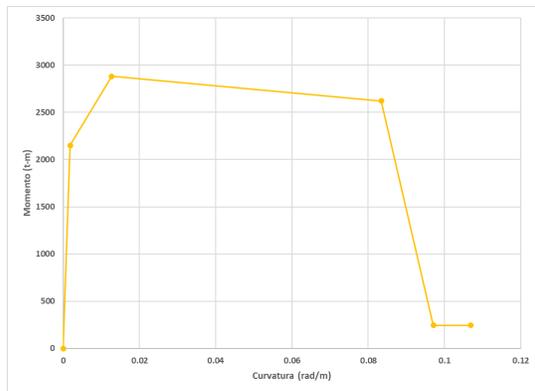


(a)

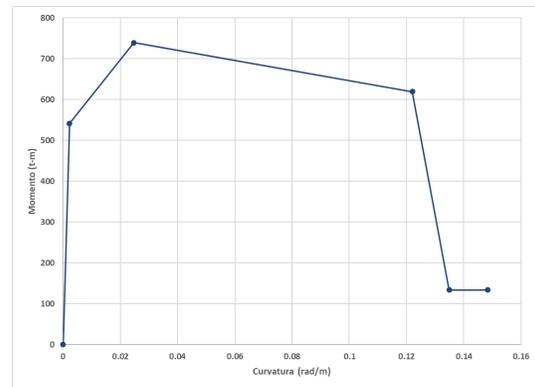


(b)

Figura 4-45. Curva idealizada (YULRX) (a) Pila 7 (b) Pila 8



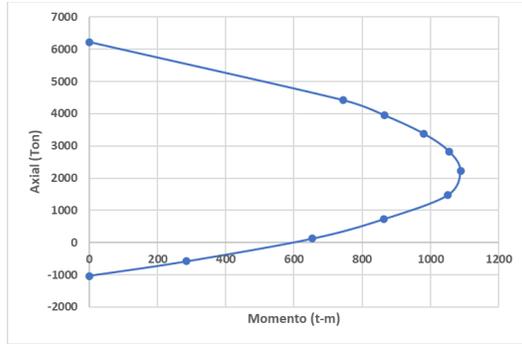
(a)



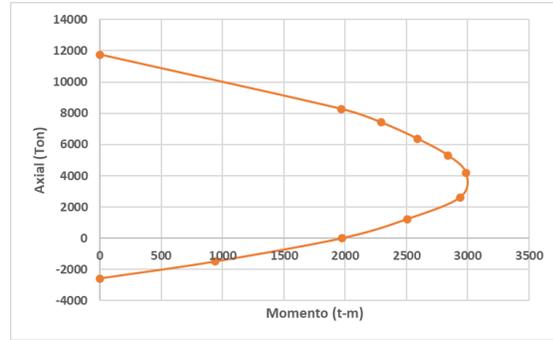
(b)

Figura 4-33. Curva idealizada (YULRX) (a) Pila 9 (b) Caballete 10

Como las columnas del viaducto son elementos sometidos a flexión biaxial ($P - M2 - M3$) su resistencia o capacidad se determina mediante un diagrama de interacción (Figuras 4-47 y 4-48). Para las columnas circulares la superficie de interacción es circular simétrica, por lo que el plano $M2 - M3$ será un círculo perfecto. Por lo tanto, para determinar la superficie de interacción basta con definir solamente una curva ($P - M2 - M3$).

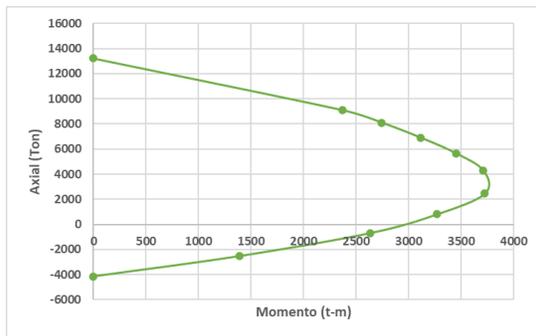


(a)

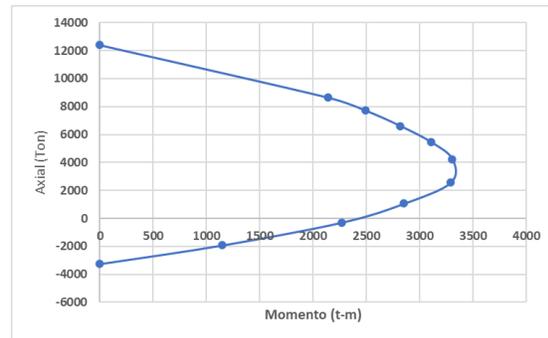


(b)

Figura 4-34. Diagrama de iteración (a) Caballete 1 y 2 (b) Pila 2, 3 y 4



(a)



(b)

Figura 4-35. Diagrama de iteración (a) Pila 5, 6 y 7 (b) Pila 8 y 9

4.10.5. Modelo de topes sísmicos

El modelo utilizado para los topes sísmicos se realizó utilizando el modelo analítico de Magally et al., 2002. El modelo analítico de los topes sísmicos se basa en los modelos de puntal tensor (Figura 4-49).

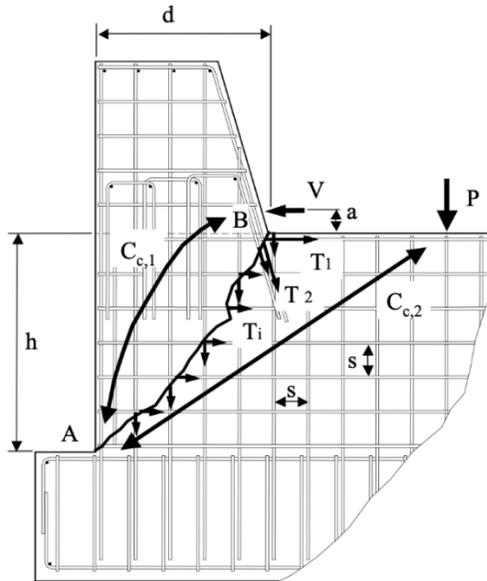


Figura 4-36. Esquema del modelo para los Topes Sísmicos (Megally et al., 2002)

El modelo histerético asume que la capacidad lateral de tope sísmico (V_n) es aportada por el concreto y el acero de refuerzo (Figura 4-50). V_n se calcula entonces de acuerdo a la ecuación:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde V_c y V_s son respectivamente, las contribuciones del concreto y del acero a la capacidad del tope sísmico. La contribución del concreto se estima como:

$$V_c = \begin{cases} 2.4\sqrt{f_c}bh & (psi) \\ 0.2\sqrt{f_c}bh & (Mpa) \end{cases}$$

Donde f_c es la resistencia a compresión del concreto, b es la longitud del tope sísmico en dirección longitudinal y h es la altura de la fisura diagonal que podría aproximarse al ancho del tope sísmico.

La contribución del acero de refuerzo a la capacidad del tope sísmico, V_s , se obtiene sumando los momentos en el punto A. Se supone que todas las varillas de refuerzo fluyen. De esta manera, la contribución del acero, V_s , se calcula de la siguiente manera:

$$V_s = \left[A_{vf} f_y \frac{d}{2} + A_{s,1} f_{y,1} h + A_{s,2} f_{y,2} d + n_h A_{s,s} f_{y,s} \frac{h^2}{2s} + n_v A_{s,s} f_{y,s} \frac{d^2}{2s} \right] \left(\frac{1}{h+a} \right)$$

Donde A_{vf} es el refuerzo vertical total que conecta el tope sísmico con el cabezal y cruza la grieta, $A_{s,1}$ el área total de acero de las varillas horizontales en la parte superior, $A_{s,1}$, es el área total de acero a lo largo de T_2 , n_h y n_v son los números de barras de acero laterales horizontales y verticales que cruzan la grieta diagonal, s , la separación entre varillas.

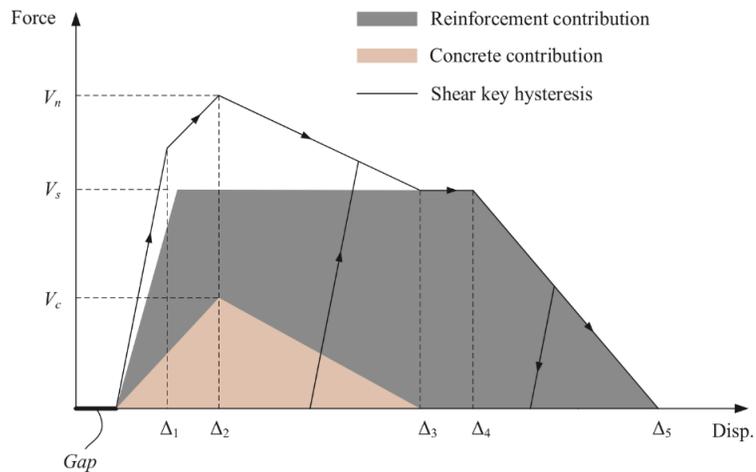


Figura 4-50. Modelo histerético de fuerza-desplazamiento de topes sísmicos. Imagen tomada de <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.04.033>

Por la geometría en curva del viaducto, fue necesario definir un modelo histerético para cada uno de los topes sísmico, ya que la geometría irregular ocasiona que las dimensiones y armados

varíen en cada uno de ellos; en total se definieron 36 modelos que muestran en las figuras 4-51 a 4-60.

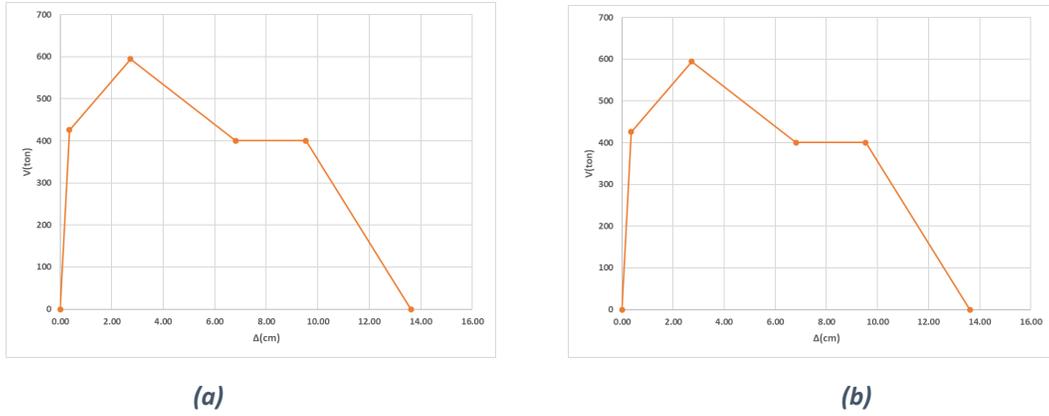


Figura 4-51. Modelo histérico de topes sísmicos de Caballete 1 (a) Tope 1 (b) Tope 2

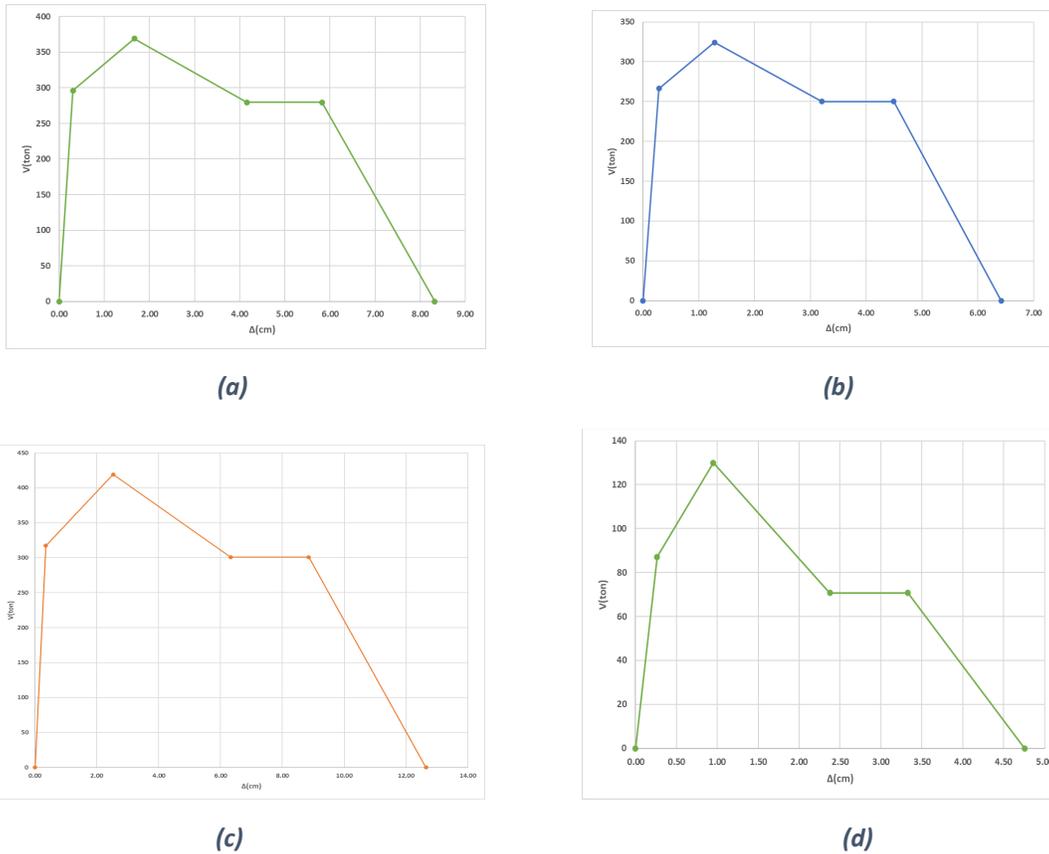
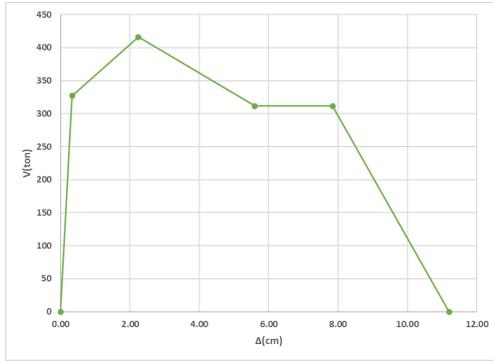
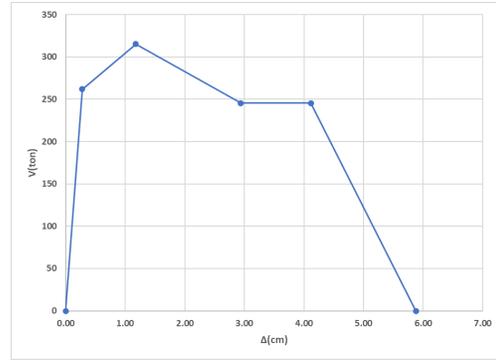


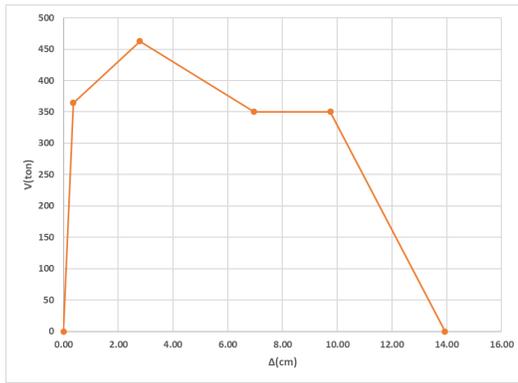
Figura 4-52. Modelo histérico de topes sísmicos Pila 2 (a) Tope 1 (b) Tope 2 (c) Tope 3 (d) Tope 4



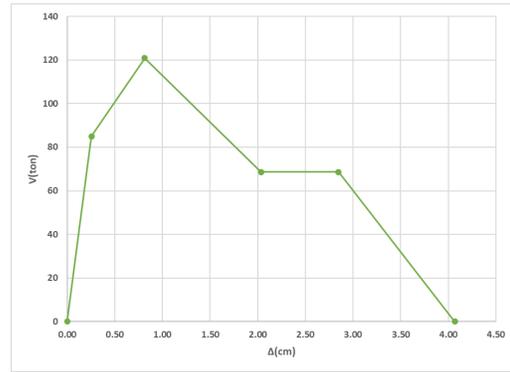
(a)



(b)

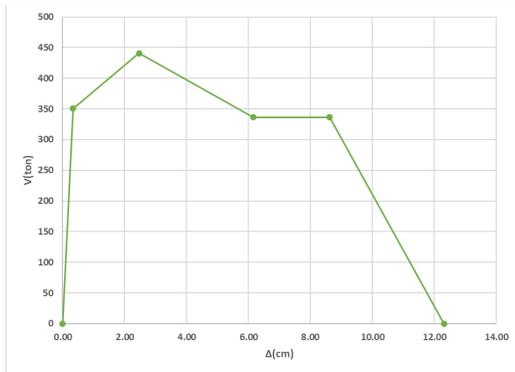


(c)

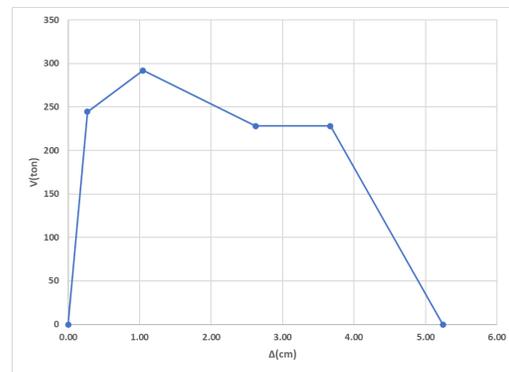


(d)

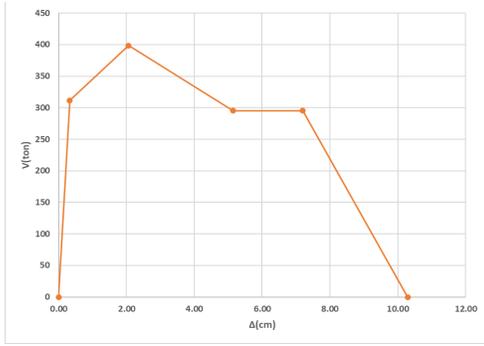
Figura 4-53. Modelo hysterético de toques sísmicos Pila 3 (a) Tope 1 (b) Tope 2 (c) Tope 3 (d) Tope 4



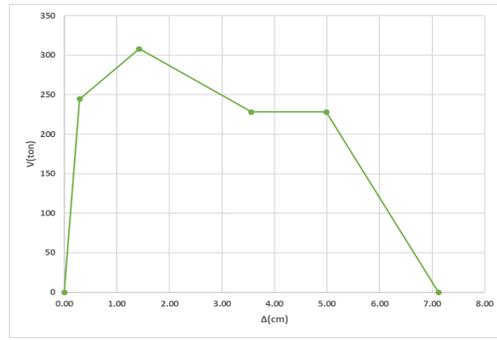
(a)



(b)

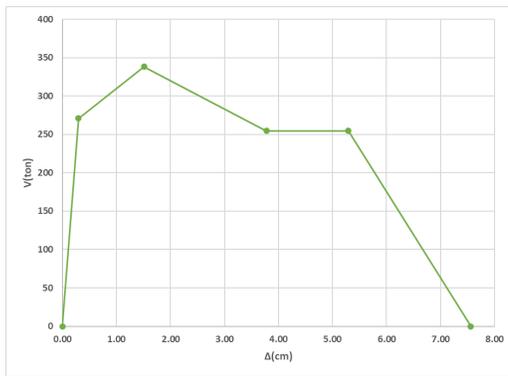


(c)

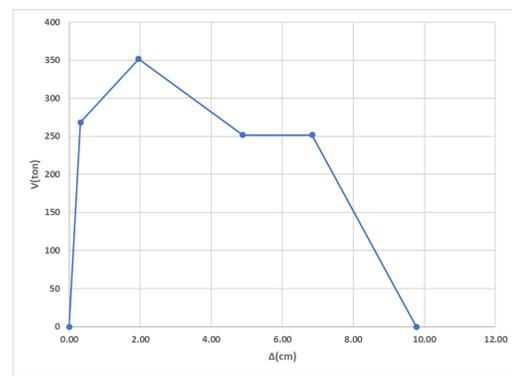


(d)

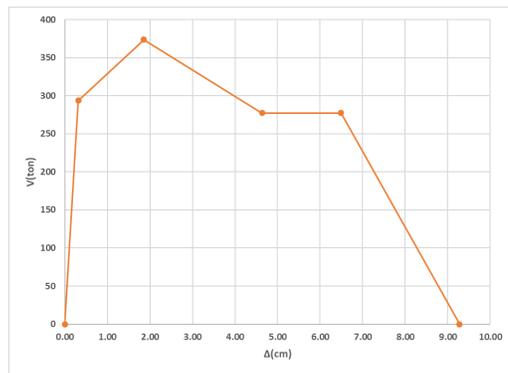
Figura 4-54. Modelo histerético de topos sísmicos Pila 4 (a) Tope 1 (b) Tope 2 (c) Tope 3 (d) Tope 4



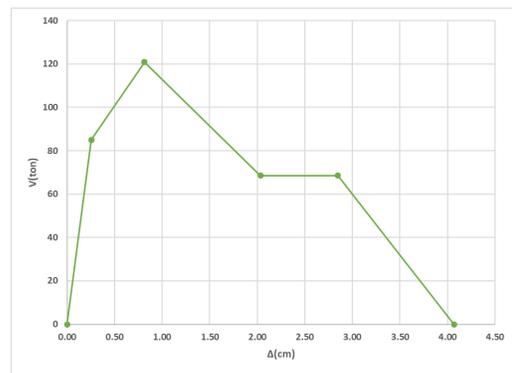
(a)



(b)

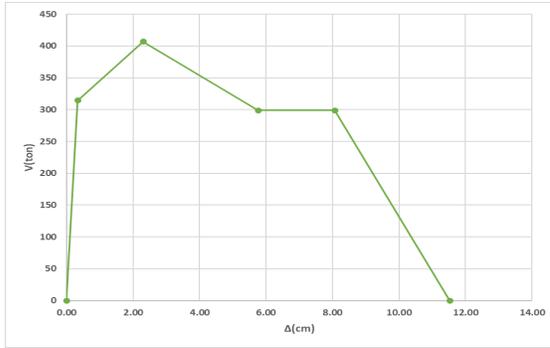


(c)

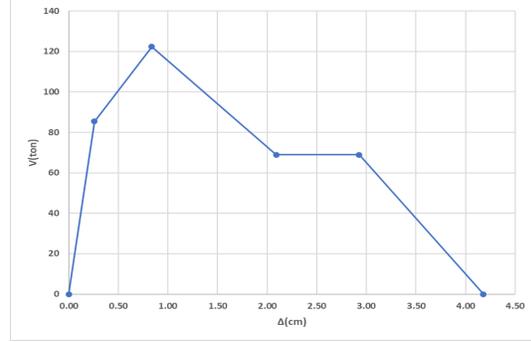


(d)

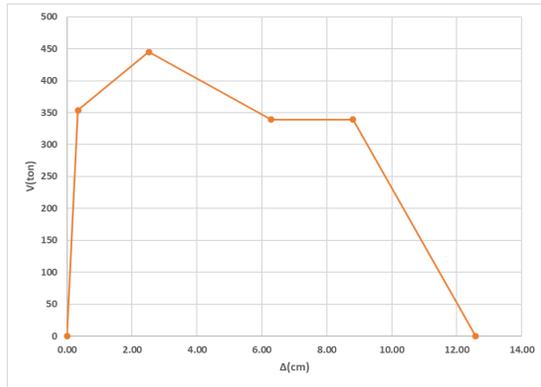
Figura 4-55. Modelo histerético de topos sísmicos Pila 5 (a) Tope 1 (b) Tope 2 (c) Tope 3 (d) Tope 4



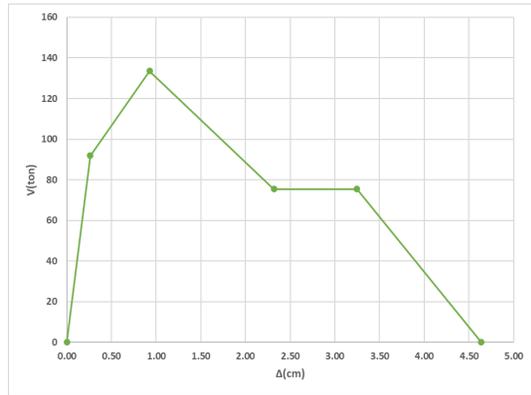
(a)



(b)

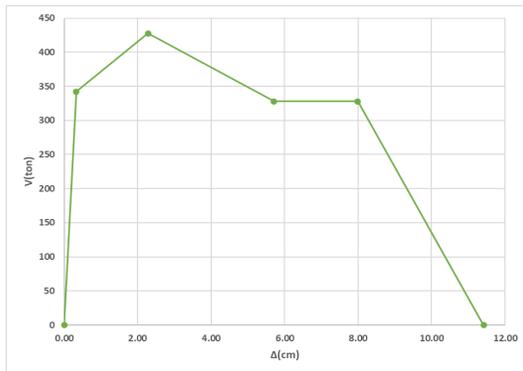


(c)

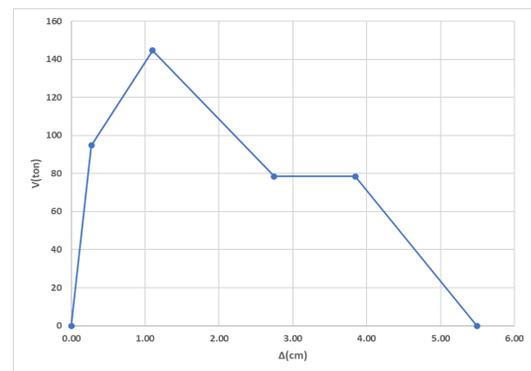


(d)

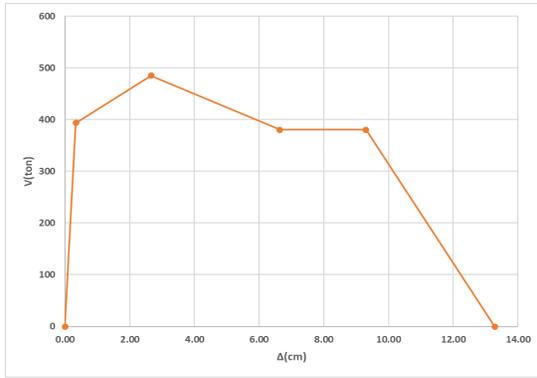
Figura 4-37. Modelo histérico de tope sísmicos Pila 6 (a) Tope 1 (b) Tope 2 (c) Tope 3 (d) Tope 4



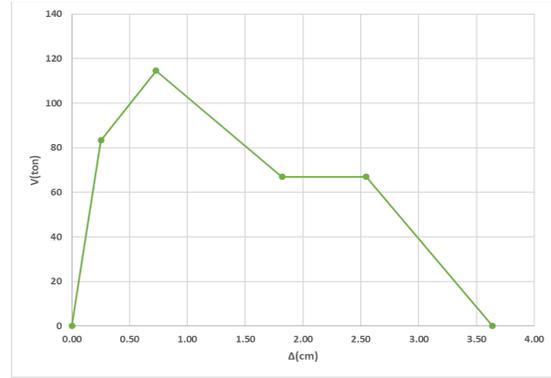
(a)



(b)

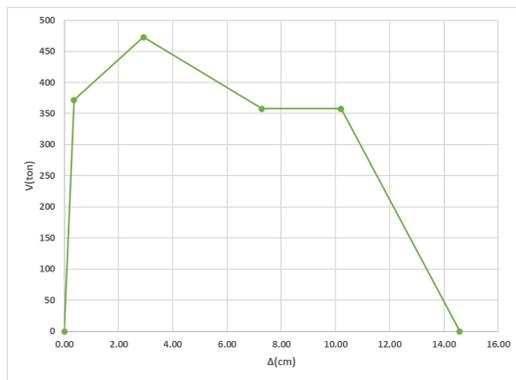


(c)

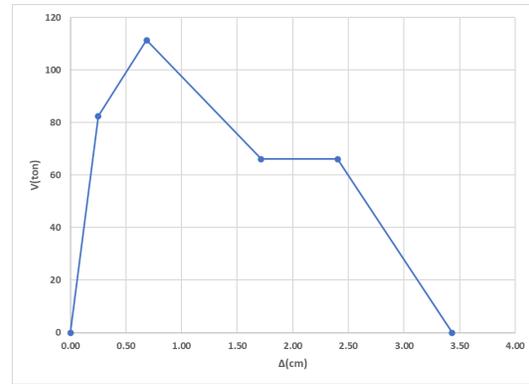


(d)

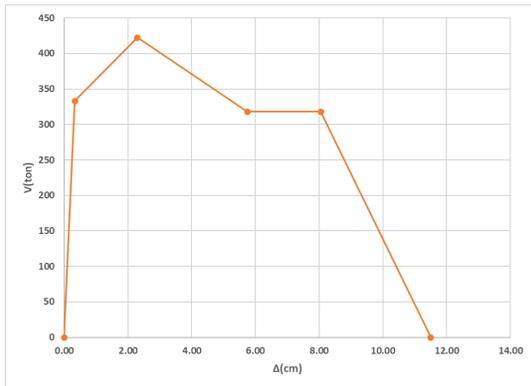
Figura 4-38. Modelo histérico de tope sísmicos Pila 7 (a) Tope 1 (b) Tope 2 (c) Tope 3 (d) Tope 4



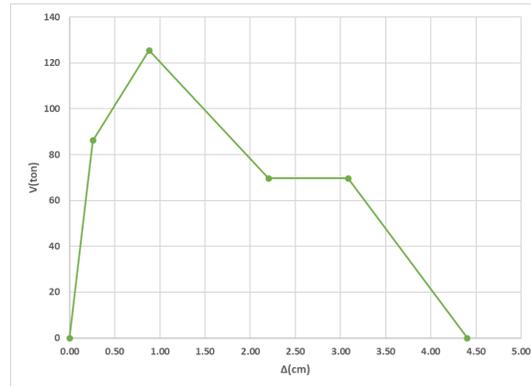
(a)



(b)

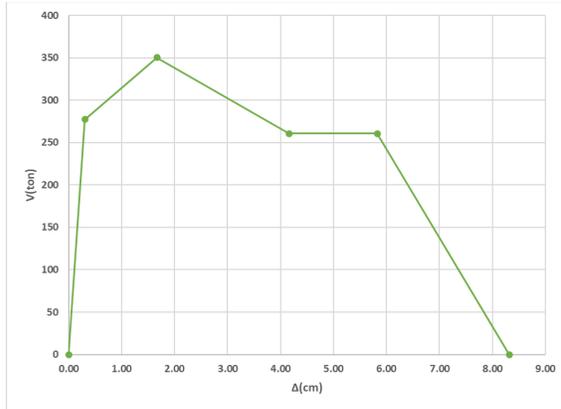


(c)

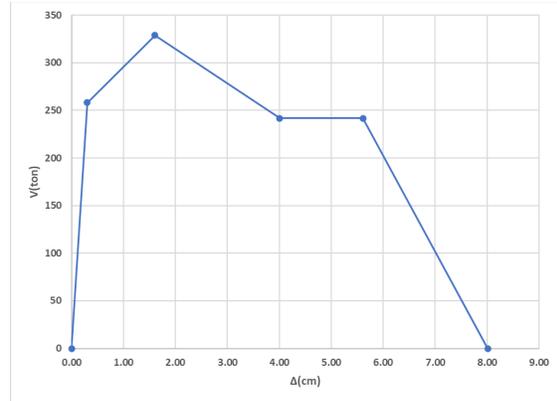


(d)

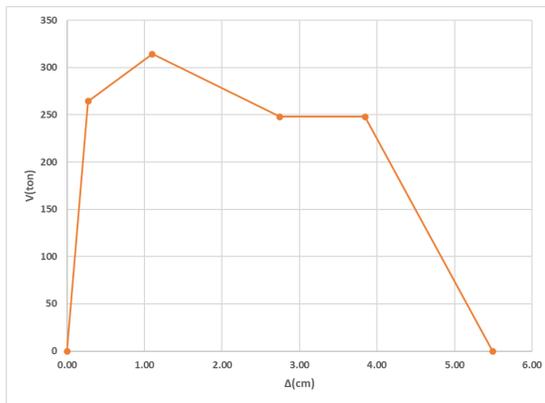
Figura 4-39. Modelo histérico de tope sísmicos Pila 8 (a) Tope 1 (b) Tope 2 (c) Tope 3 (d) Tope 4



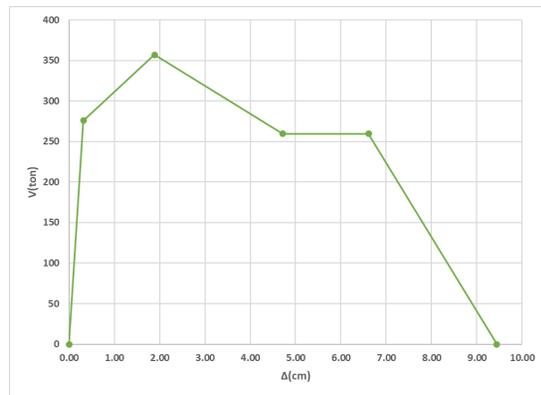
(a)



(b)

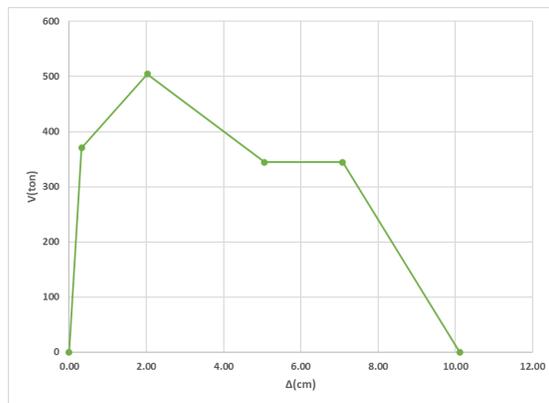


(c)

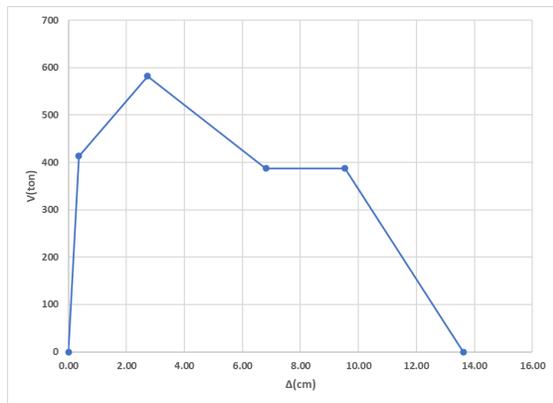


(d)

Figura 4-40. Modelo histérico de topes sísmicos Pila 9 (a) Topo 1 (b) Topo 2 (c) Topo 3 (d) Topo 4



(a)



(b)

Figura 4-60. Modelo histérico de topes sísmicos Caballete 10 (a) Topo 1 (b) Topo 2

4.10.6. Modelo de apoyos de neopreno

El modelo utilizado para los apoyos de neopreno es un modelo de histéresis elastoplástico (Figura 4-61). Xiang & Li (2018) propusieron un modelo refinado basado en resultados experimentales, el cual representa la rigidez de cortante inicial efectiva (k_e), el desplazamiento iniciado por el deslizamiento (d_s) y el coeficiente de fricción de deslizamiento (μ_s). La rigidez inicial se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$k_e = \frac{G_e A}{h_{rt}}$$

Donde A es el área del apoyo de neopreno, G_e es el módulo de rigidez a cortante y h_{rt} espesor efectivo del neopreno.

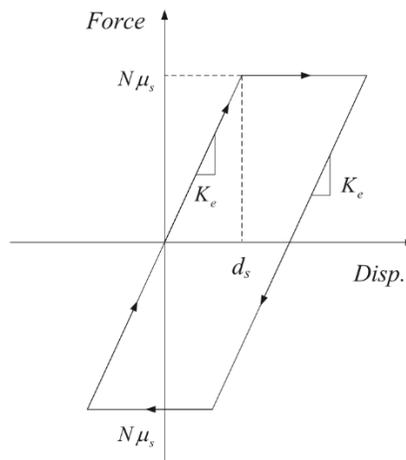


Figura 4-61. Modelo para los apoyos de neopreno (figura tomada de Xiang & Li (2018))

El modelo utilizado en los apoyos de neopreno define el valor último de la fuerza donde se pierde la rigidez que depende de la deformación por cortante de los estados límites (Mori et al., 1999).

- Para apoyo móvil:

$$d_s = 0.073(2.5) = 0.1825 \text{ m}$$

$$N = k_e(d_s) = 413.79 (0.1825) = 75.51 \text{ ton}$$

- Para apoyo fijo:

$$d_s = 0.057(2.5) = 0.1425 \text{ m}$$

$$N = k_e(d_s) = 533.33 (0.1425) = 75.99 \text{ ton}$$

Los modelos de histéresis elastoplásticos para modelar los apoyos se muestran en la Figura 4-62.

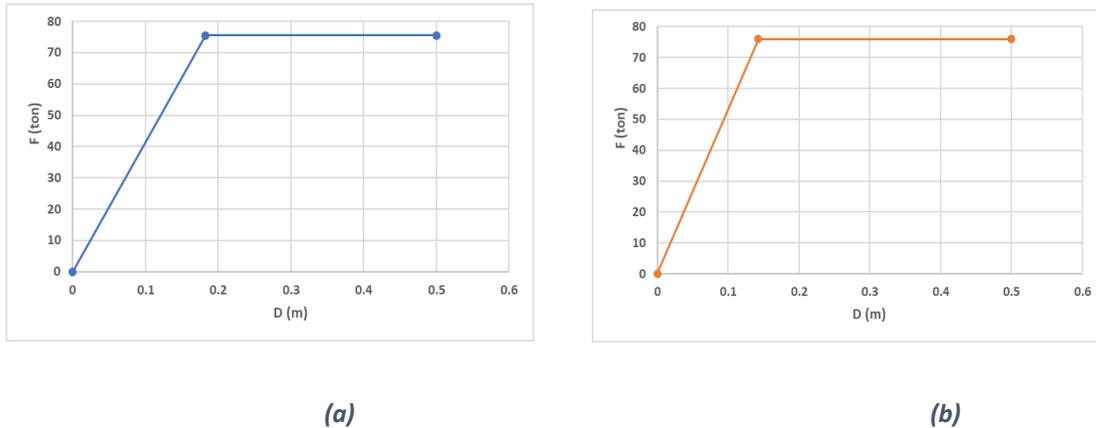


Figura 4-62. Modelo Elastoplástico de Neopreno (a) Apoyo fijo (b) Apoyo Móvil

4.10.7. Modelo de juntas de expansión

Para modelar las juntas de expansión en el software PERFORM3D, se utilizó un componente elástico no lineal llamado Gap-Hook Bar, el cual define la abertura de la junta y la rigidez que cuando se cierra la junta, que en este caso se consideró infinita.

4.10.8. Condiciones de frontera

El viaducto se asumió en un sitio de suelo rígido, por lo tanto, las pilas se consideraron empotradas en su base. Sin embargo, los caballetes se modelaron incluyendo la participación de los

terraplenes de acceso, que considera la rigidez pasiva del suelo en dirección longitudinal al viaducto, de acuerdo con el modelo propuesto por Nielson (2005) que se muestra en la Figura 4-63.

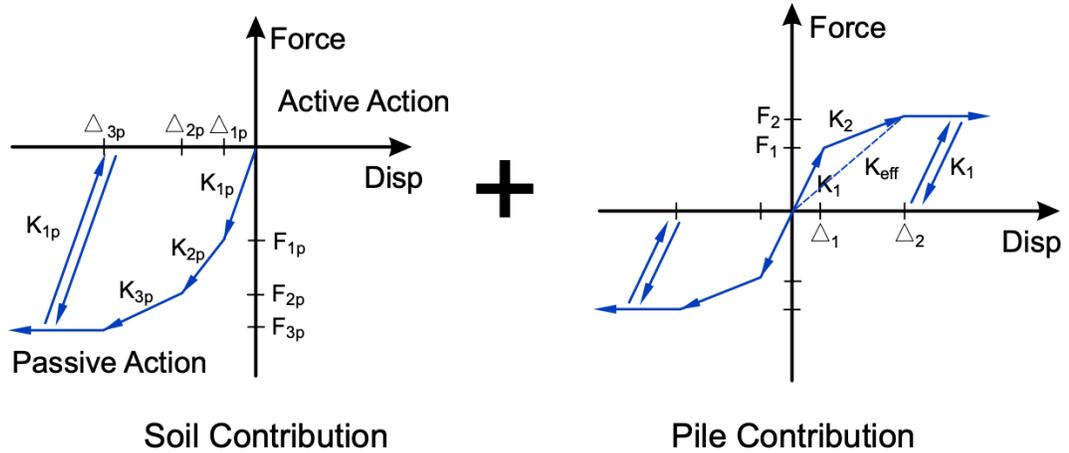


Figura 4-63. Modelo analítico en dirección longitudinal (Imagen tomada de Nielson (2005))

El modelo analítico toma en cuenta la contribución del suelo y la contribución de las pilas. En este caso de análisis, solo se consideró la contribución del suelo ya que las pilas de los caballetes fueron incluidas en el modelo numérico.

Los valores de los parámetros del comportamiento pasivo (dirección longitudinal), de la contribución del suelo fueron los siguientes:

$$K_{1p} \rightarrow 11.5 - 28.5 \text{ kN/mm}$$

$$K_{2p} \rightarrow \frac{0.55(F_{3p} - F_{1p})}{0.25\Delta_{3p}}$$

$$k_{3p} \rightarrow \frac{0.45(F_{3p} - F_{1p})}{0.65\Delta_{3p}}$$

$$F_{1p} \rightarrow K_{1p}\Delta_{1p}$$

$$F_{2p} \rightarrow F_{1p} + 0.55(F_{3p} - F_{1p})$$

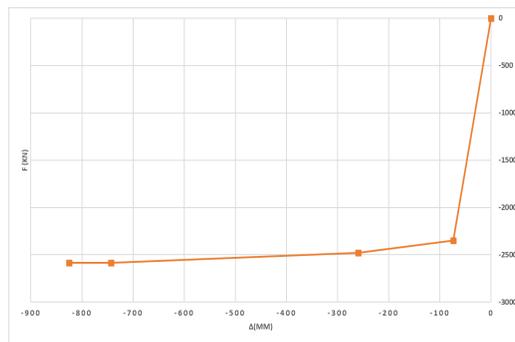
$$F_{3p} \rightarrow (0.37 \text{ Mpa})h$$

$$\Delta_{1p} \rightarrow 0.10\Delta_{3p}$$

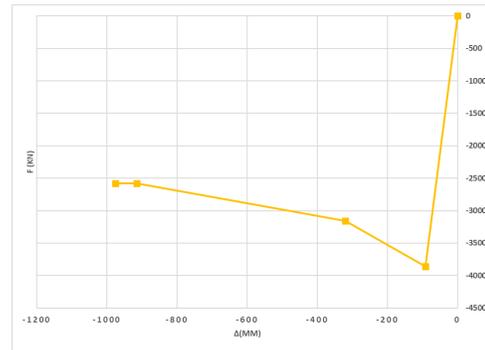
$$\Delta_{2p} \rightarrow 0.35\Delta_{3p}$$

$$\Delta_{3p} \rightarrow \left(0.66 + \left(\frac{K_{1p} - 11.5}{28.8 - 11.5} \right) (0.04) \right) h$$

Las Figuras 4-64 y 4-65 muestran los modelos analíticos considerados para la contribución del suelo en los caballetes:

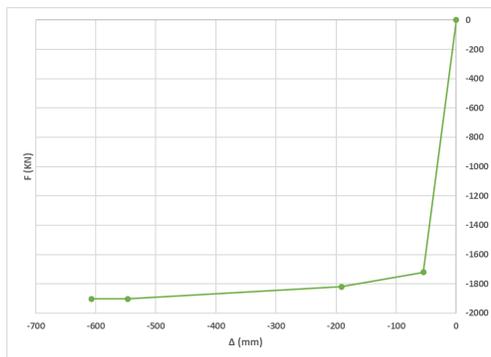


(a)

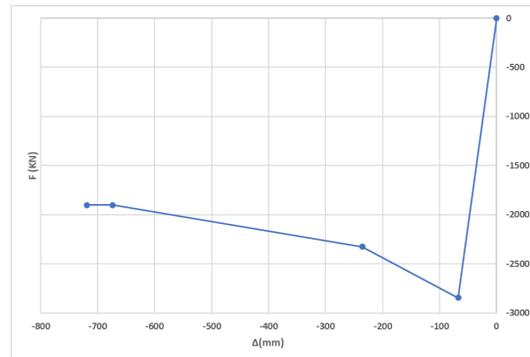


(b)

Figura 4-64. Modelo analítico de la contribución del suelo en caballete 1. (a) Resorte Exterior, (b) resorte Interior



(a)



(b)

Figura 4-65. Modelo analítico de la contribución del suelo en caballete 10. (a) Resorte Exterior, (b) resorte Interior

4.10.9. Análisis No Lineales en PERFORM3D

La Figura 4-66 muestra el modelo numérico creado con el software PERFORM3D para realizar los análisis no lineales.

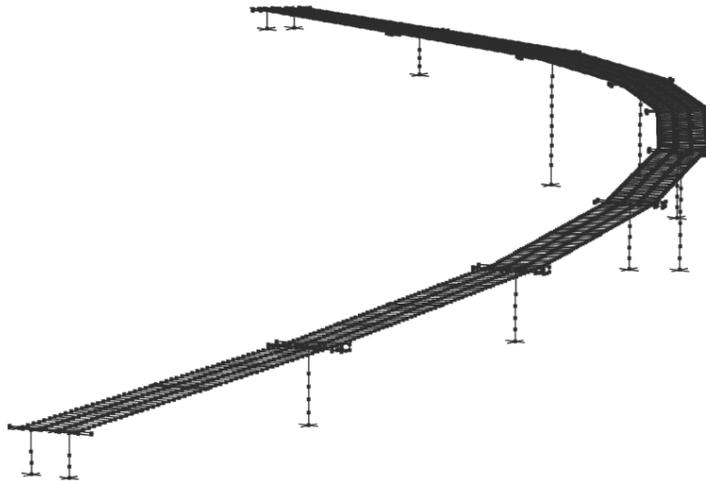


Figura 4-41. Modelo numérico del viaducto en PERFORM3D

El modelo considera no linealidad en: topes sísmicos, apoyos de neopreno, columnas, junta de expansión y contribución del suelo en caballetes, como se definió en las secciones anteriores. Todos los demás elementos se modelaron mediante elementos tipo barra con comportamiento elástico. Para el análisis se asumió un amortiguamiento modal del 5% (Figura 4-67).

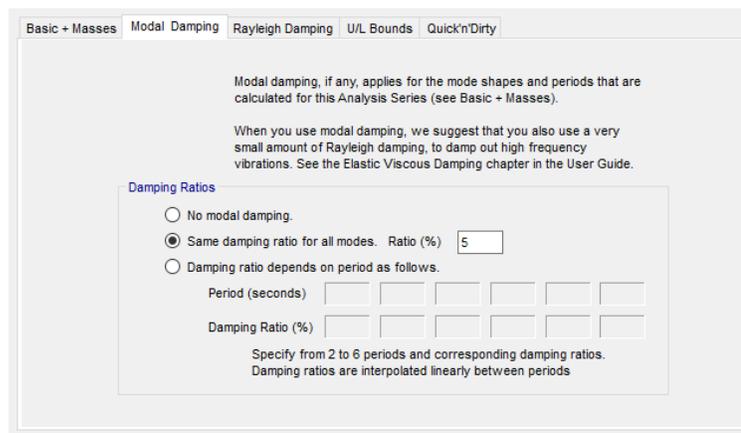


Figura 4-42. Definición del amortiguamiento modal

Inicialmente se realizó un análisis lineal para determinar nuevamente las formas y frecuencias de vibrar del modelo numérico. Que fueron satisfactoriamente comparadas con las obtenidas en el modelo creado con el programa SAP2000.

5. VULNERABILIDAD SÍMICA

La vulnerabilidad sísmica del puente fue evaluada con base en la determinación del índice de daño de Park et al. (1985) cuyo valor puede relacionarse con estados límite de comportamiento esperado.

5.1. Índice de daño

La evaluación del daño estructural de los elementos que conforman un puente sometido a demandas sísmicas es de gran importancia. Un análisis detallado del nivel de daño toma en cuenta parámetros asociados al comportamiento dinámico de las estructuras que permiten cuantificar la degradación de los elementos estructurales.

Los llamados modelos de daño representativos de las propiedades de materiales, tipología estructural y acciones aplicadas, consideran parámetros estructurales capaces de describir la evolución del daño.

En la literatura se han propuesto índices de daño para cuantificar la respuesta inelástica de las estructuras. El modelo del índice de daño de Park & And (Park et al., 1985) ha sido utilizado ampliamente en diversos estudios y combina linealmente la deformación máxima y la energía histerética.

5.1.1. Modelo de Park & And

El modelo de Park & And (1985), se ha utilizado para evaluar el daño en edificios y puentes. El modelo determina el daño como una combinación lineal del daño causado por las deformaciones y por la contribución del efecto de la repetición de la carga cíclica.

Se calcula de la siguiente manera:

$$ID = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{E_h}{F_y \Delta_u}$$

Donde δ_m es la deformación máxima alcanzada bajo cargas cíclicas, δ_u es la deformación última del elemento bajo carga monotónica, F_y es la fuerza de fluencia, E_h demanda de energía histerética bajo carga cíclica, β es un parámetro del modelo.

Valores pequeños del índice de daño significan respuesta elástica y valores del $ID \geq 1.0$ significan el colapso completo. Para ello, Park & Ang, han propuesto diferentes niveles de daño para las estructuras asociadas al valor del índice de daño, como se muestra en la Figura 5-1.

Tabla 5-1. Clasificación de daño según el índice de Park y Ang (1985).

GRADO DE DAÑO	APARIENCIA FÍSICA	Índice de daño	ESTADO DE LA ESTRUCTURA O ELEMENTO ESTRUCTURAL
Colapso	Colapso total o parcial de la estructura	≥ 1.0	Pérdida de la estructura (no reparable)
Severo	Extensivo agrietamiento del concreto, descubrimiento del concreto	1.0 – 0.4	Mas allá de la reparación
Moderado	Grietas extensas y profundas, descascaramiento de los elementos más débiles	0.4 – 0.25	Reparable
Ligero	Grietas menores, aplastamiento parcial del concreto en columnas	0.25 – 0.1	Reparable
Simple	Ocurrencia de grietas esporádicas	< 0.1	Reparable

5.1.2. Pushover para pilas

Como se mencionó en la sección anterior 5.1.1 para determinar el índice de daño local (ID) es necesario obtener la deformación última del elemento bajo carga monotónica, δ_u y la fuerza de

fluencia, F_y . Con base en análisis estáticos no lineales (Pushover) para las pilas del viaducto, se obtendrán estas variables.

Para cada pila se realizó un análisis estático no lineal. En las pilas no importa la dirección del análisis ya que son circulares y están formadas por una sola columna. Sin embargo, para los caballetes que constan de dos columnas se realizó un análisis en dirección longitudinal y otro en la dirección transversal. Con ello, se obtuvieron curvas de capacidad que relacionan la resistencia lateral con el desplazamiento lateral máximo (Figuras 5-1 a 5-6).

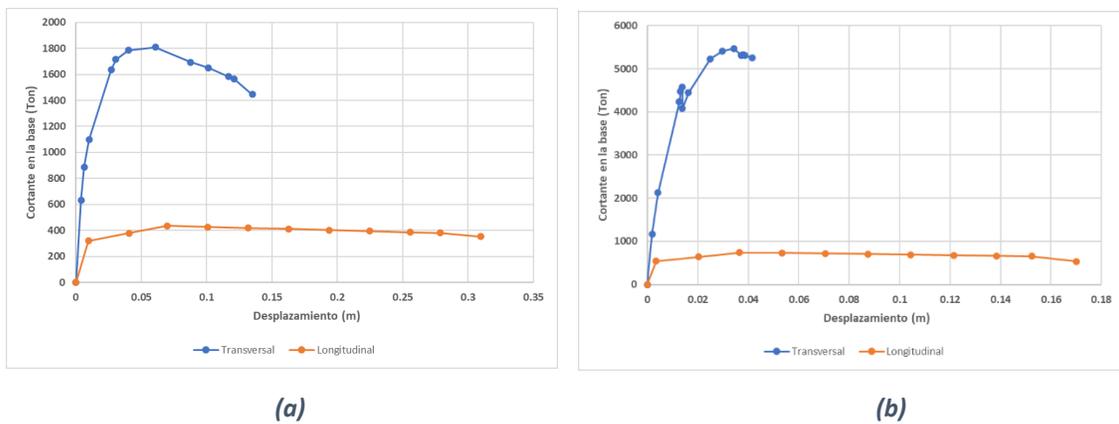


Figura 5-1. Curva de capacidad (a) Caballete 1 (b) Caballete 10

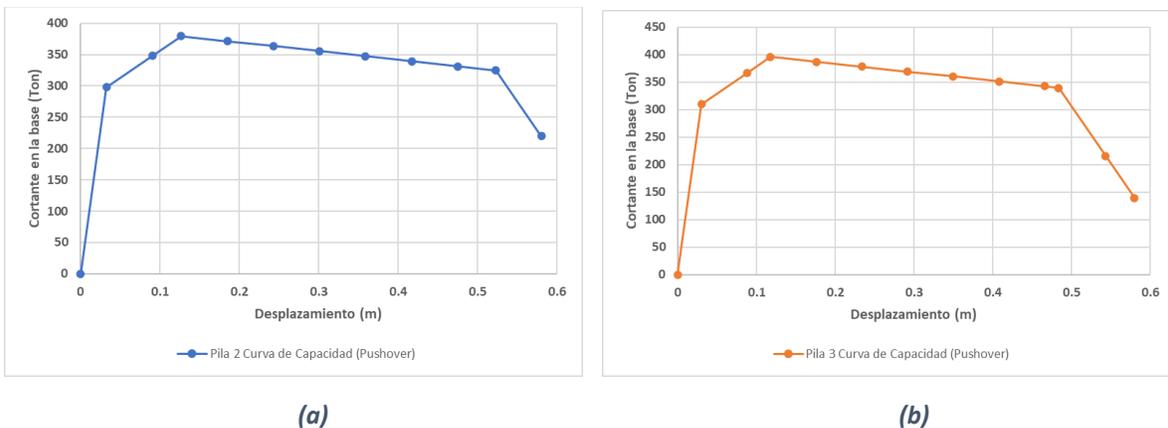
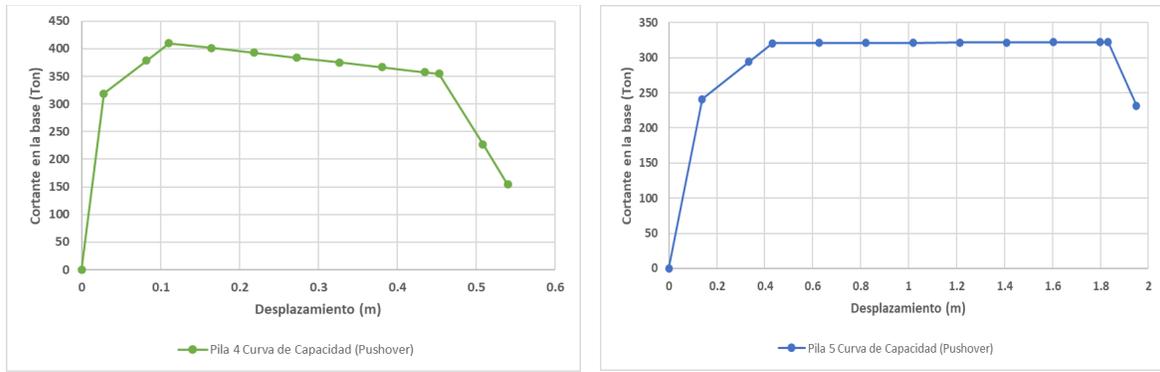
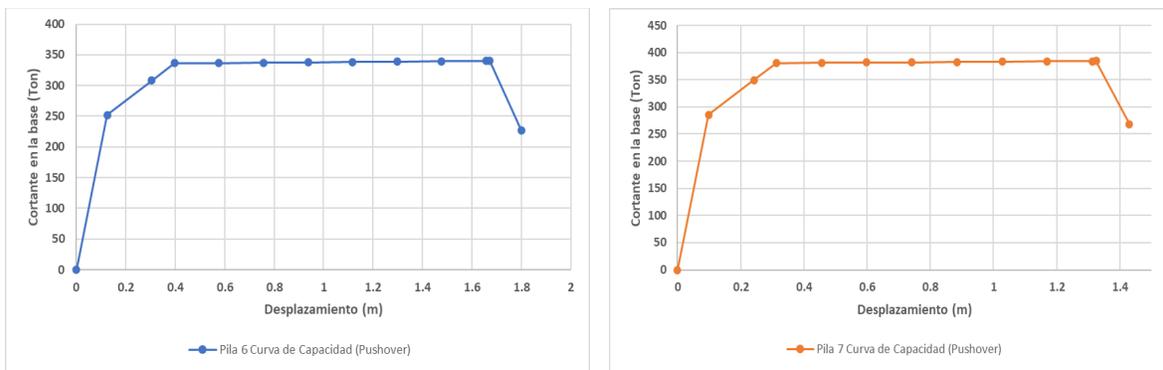


Figura 5-2. Curva de capacidad (a) Pila 2 (b) Pila 3



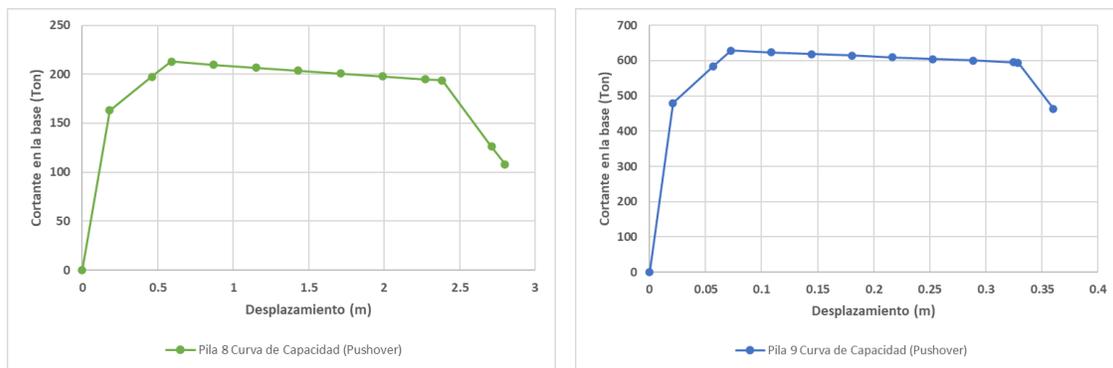
(a) (b)

Figura 5-3. Curva de capacidad (a) Pila 4 (b) Pila 5



(a) (b)

Figura 5-4. Curva de capacidad (a) Pila 6 (b) Pila 7



(a) (b)

Figura 5-5. Curva de capacidad (a) Pila 8 (b) Pila 9

La Figura 5-6 muestra conjuntamente los resultados del análisis pushover para todas las pilas del viaducto.

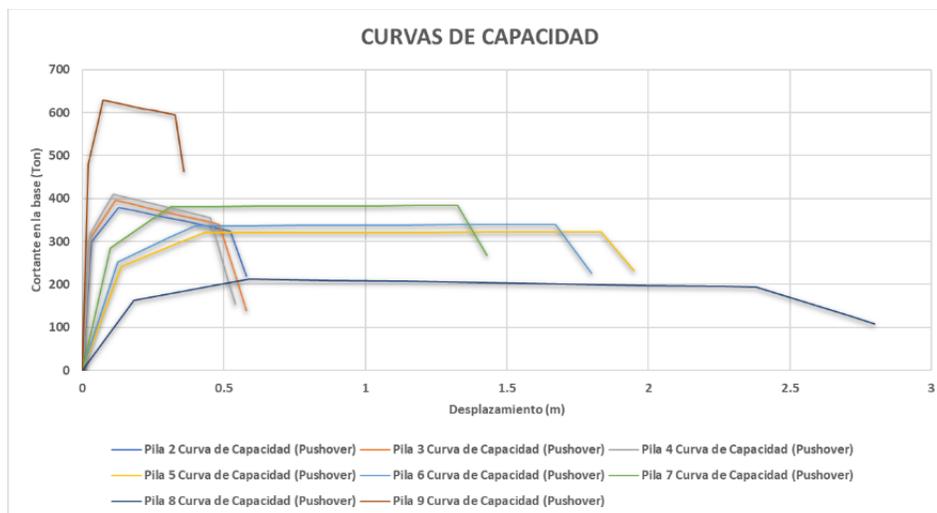


Figura 5-6. Comparación de curvas de capacidad de pilas intermedias

5.1.3. Resultados de los índices de daño

El viaducto fue sometido al conjunto de acelerogramas de las fuentes sísmicas de subducción e interplaca. De cada fuente sísmica se obtuvieron índices de daño para cada pila de cada uno de los acelerogramas. Finalmente se promediaron estos índices de daño obteniendo los valores mostrados en las Tablas 5-2 a 5-4.

Tabla 5-2. Índices de daño sismos intraplaca

INDICES DE DAÑO INTRAPLACA (PROMEDIOS)							Demanda de ductilidad
ELEMENTO	Δ_{max} (m)	Δu (m)	F_y (ton)	E_h (kgf.m)	β	IDI	$\Delta_{max} / \Delta y$
Caballote 1(long)	-	0.31	318.7508	-	0.15	0.259	5.182
Caballote 1(transv)	-	0.135	886.7686	-	0.15	0.267	3.960
Pila 2	-	0.58	297.6592	-	0.15	0.278	3.763
Pila 3	-	0.58	309.5247	-	0.15	0.353	4.759
Pila 4	-	0.54	318.8731	-	0.15	0.414	5.222
Pila 5	-	1.95	241.2229	-	0.15	0.125	1.445
Pila 6	-	1.8	251.73	-	0.15	0.147	1.606
Pila 7	-	1.43	285.2014	-	0.15	0.202	2.054
Pila 8	-	2.8	163.2161	-	0.15	0.101	1.184
Pila 9	-	0.36	479.5261	-	0.15	0.361	4.810
Caballote 10(long)	-	0.17	540.3547	-	0.15	0.033	1.197
Caballote 10(transv)	-	0.041463	1171.3491	-	0.15	0.120	1.039

Tabla 5-3. Índices de daño sismos de subducción

INDICES DE DAÑO SUBDUCCION (PROMEDIOS)							Demanda de ductilidad
ELEMENTO	Δ_{max} (m)	Δu (m)	Fy (ton)	Eh (kgf.m)	β	IDI	$\Delta_{max}/\Delta y$
Caballote 1(long)	-	0.31	318.7508	-	0.15	0.312	6.990
Caballote 1 (transv)	-	0.135	886.7686	-	0.15	0.346	5.698
Pila 2	-	0.58	297.6592	-	0.15	0.313	4.122
Pila 3	-	0.58	309.5247	-	0.15	0.337	4.256
Pila 4	-	0.54	318.8731	-	0.15	0.408	5.092
Pila 5	-	1.95	241.2229	-	0.15	0.116	1.357
Pila 6	-	1.8	251.73	-	0.15	0.156	1.765
Pila 7	-	1.43	285.2014	-	0.15	0.210	2.276
Pila 8	-	2.8	163.2161	-	0.15	0.108	1.329
Pila 9	-	0.36	479.5261	-	0.15	0.301	4.013
Caballote 10(long)	-	0.17	540.3547	-	0.15	0.025	0.943
Caballote 10(transv)	-	0.041463	1171.3491	-	0.15	0.087	0.765

Tabla 5-4. Índices de daño (promedio general)

INDICES DE DAÑO INTRAPLACA (GENERAL)							Demanda de ductilidad
ELEMENTO	Δ_{max} (m)	Δu (m)	Fy (ton)	Eh (kgf.m)	β	IDI	$\Delta_{max}/\Delta y$
Caballote 1(long)	-	0.31	318.7508	-	0.15	0.288	6.175
Caballote 1 (transv)	-	0.135	886.7686	-	0.15	0.310	4.915
Pila 2	-	0.58	297.6592	-	0.15	0.297	3.960
Pila 3	-	0.58	309.5247	-	0.15	0.344	4.483
Pila 4	-	0.54	318.8731	-	0.15	0.411	5.150
Pila 5	-	1.95	241.2229	-	0.15	0.120	1.397
Pila 6	-	1.8	251.73	-	0.15	0.152	1.693
Pila 7	-	1.43	285.2014	-	0.15	0.206	2.176
Pila 8	-	2.8	163.2161	-	0.15	0.105	1.264
Pila 9	-	0.36	479.5261	-	0.15	0.328	4.372
Caballote 10(long)	-	0.17	540.3547	-	0.15	0.029	1.058
Caballote 10(transv)	-	0.041463	1171.3491	-	0.15	0.102	0.889

Los índices de daño anteriores corresponden a la demanda sísmica en pilas asociada a la flexión de las columnas. Sin embargo, en puentes curvos existen momentos torsionantes en las columnas que incrementan el daño. Por ello, en este estudio se consideró adicionalmente la relación *Momento torsional máximo/Momento de flexión máximo*, para modificar los índices hasta ahora calculados. Qian (2012) estudió la modificación que se presenta en los índices de daño de flexión y aquellos que se obtienen al incorporar adicionalmente a la torsión. Realizó algunas

figuras donde se muestra que invariablemente los índices de daño de Park et al. (1985) se incrementan por efecto de la demanda de momentos torsionantes.

Los modelos del índice de daño propuestos por Qian Li (2012) fueron validados a través de programas experimentales. Los valores propuestos del índice de daño para presentar la progresión del daño en columnas circulares se muestra en la Figura 5-7, lo que indica la amplificación del daño con el aumento de la relación *Momento torsional máximo/Momento de flexión máximo*.

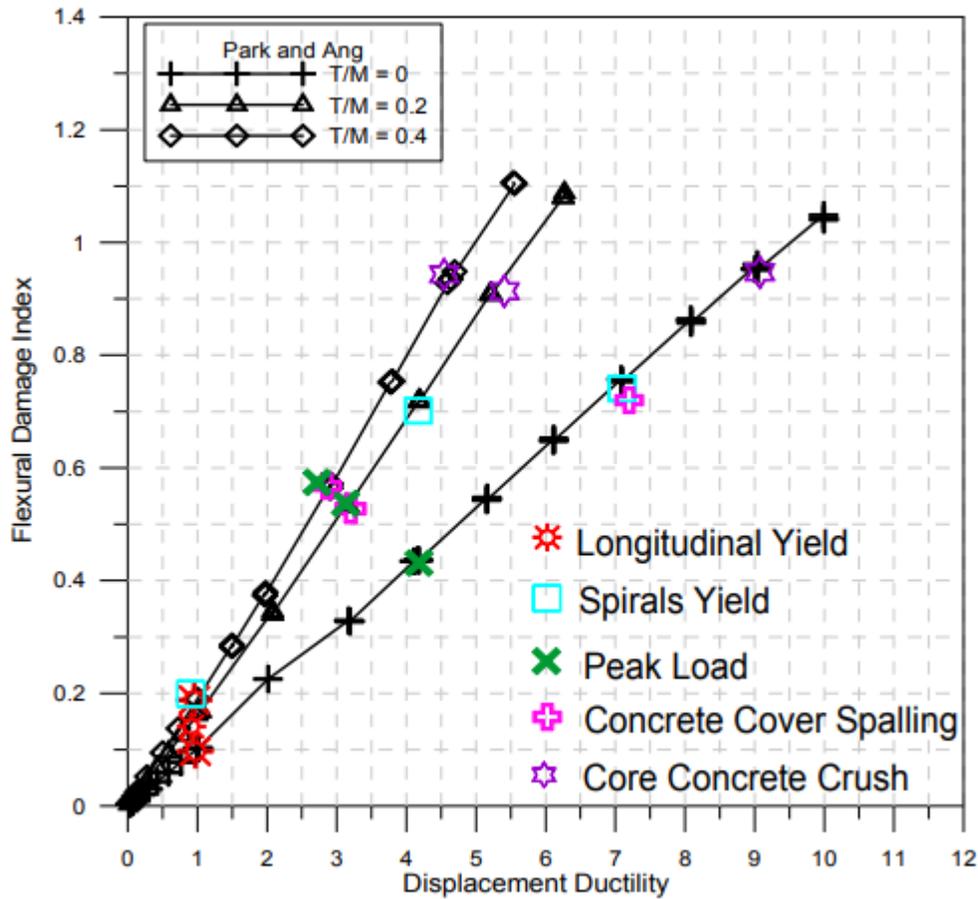


Figura 5-7. Índice de daño por flexión de Park & And, para columnas circulares (Figura obtenida de Qian Li (2012))

Como se observa, el índice de daño que incluye la torsión se determina como función de la relación *Momento torsional máximo/Momento de flexión máximo* (T/M) y la demanda de ductilidad a flexión de la columna. Con base en la Figura 5-7 se obtuvo un factor para la amplificación

de los índices de daño calculados anteriormente y de esta manera se determinaron los índices de daño que incluyen la torsión en las pilas.

La Tabla 5-5 muestra 5 los índices de daño considerando la demanda de ductilidad en las columnas y la relación T/M.

Tabla 5-5. Índices de daño en pilas considerando T/M

INDICES DE DAÑO				
ELEMENTO	Demanda de ductilidad	Mtorsional maximo/Mflexion maximo	Factor	Indice de daño
	Δ_{max}/Δ_y	T/M		ID
Caballete 1(long)	6.17	0.10	1.328	0.38
Caballete 1 (transv)	4.91	0.09	1.38	0.43
Pila 2	3.96	0.45	2	0.59
Pila 3	4.48	0.42	1.92	0.66
Pila 4	5.15	0.40	1.96	0.81
Pila 5	1.40	0.30	1.66	0.20
Pila 6	1.69	0.24	1.61	0.24
Pila 7	2.18	0.24	1.58	0.33
Pila 8	1.26	0.21	1.6	0.17
Pila 9	4.37	0.43	2	0.66
Caballete 10(long)	1.06	0.09	1.3	0.04
Caballete 10(transv)	0.89	0.10	1.3	0.13

Como se observa en la Tabla 5-5 la relación *Momento torsional máximo / Momento de flexión máximo* es de gran influencia en la amplificación del daño. De acuerdo con la clasificación de daño de Park et al. (1985) se esperaría daño severo, particularmente en las pilas 2, 3, 4 y 9 para un periodo de retorno $T_r=2500$ años.

5.2. Estados límite de apoyos de neopreno

Como se mencionó anteriormente el modelo de los apoyos de neopreno fue de comportamiento elastoplástico. El parámetro para definir los estados límite depende de la deformación por cortante ($\gamma = \frac{d}{t}$) (Mori et al., 1999). Estos valores fueron obtenidos experimentalmente.

Tabla 5-6. Estados límites para apoyos de neopreno

Estado límite	Valor umbral de deformación a cortante (γ)	Descripción cuantitativa del comportamiento
LS 1- Minor/Slight damage	100%	Initiation of nonlinear behaviour, potential yielding of anchor bolts and cracking of pedestals
LS 2- Moderate damage	150%	Visible damage to the bearing. Yield of Steel shims.
LS 3- Major/Extensive damage	200%	Lift off at the edge of the bearing, uplift and rocking. May cause delamination, bonding failure between rubber layers and steel shim plates.
LS 4- Failure/Collapse	250%	Lift-off, rotation. Unseating, failure of bearings.

Las Figura 5-7 muestra esquemáticamente el modelo elastoplástico utilizado y los estados límites para los apoyos fijos y móviles.

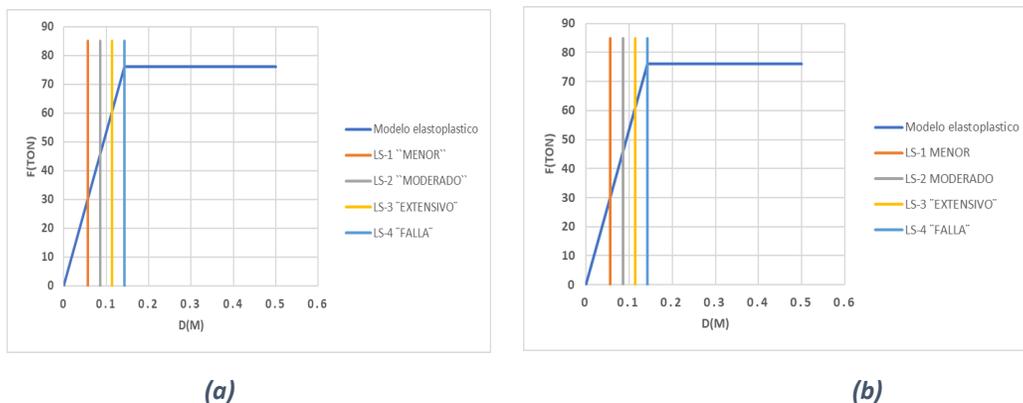


Figura 5-8. Estados límite de apoyos de neopreno. (a) Apoyo fijo, (b) apoyo móvil

5.2.1. Resultados de estados límite para apoyos de neopreno

De los análisis no lineales, se obtuvieron graficas de los estados límite para los apoyos de neopreno que se muestran en las Figuras 5-9 a 5-17:

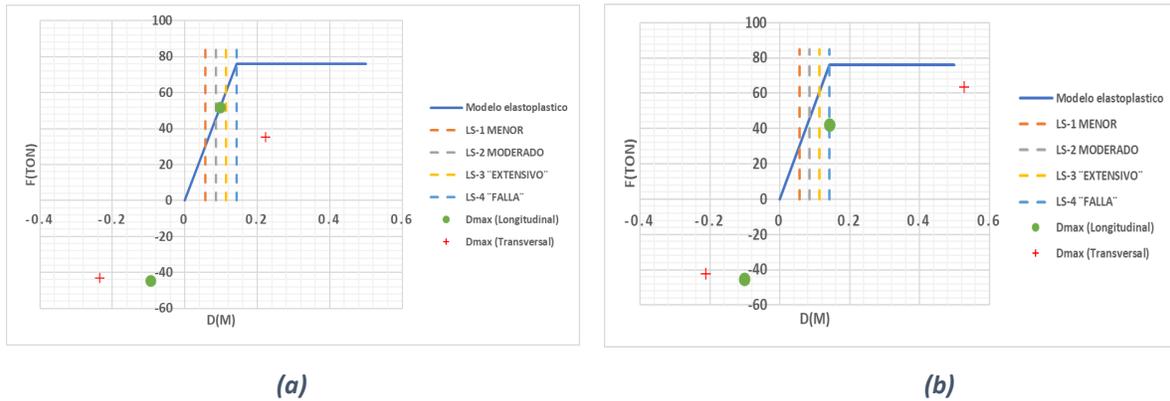


Figura 5-9. Estados límite de apoyos de neopreno (a) Caballete 1 (A. fijo) (b) Caballete 10 (A. móvil)

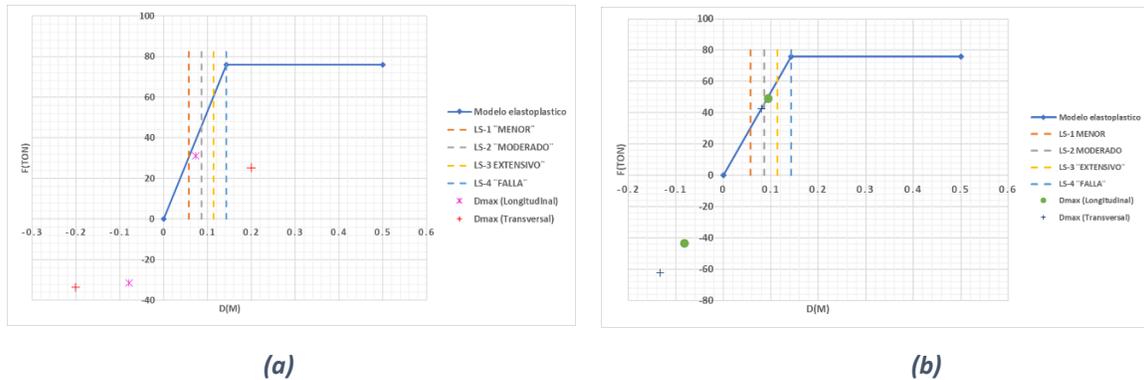


Figura 5-10. Estados límite de apoyos de neopreno Pila 2 (a) Apoyo móvil (b) Apoyo fijo

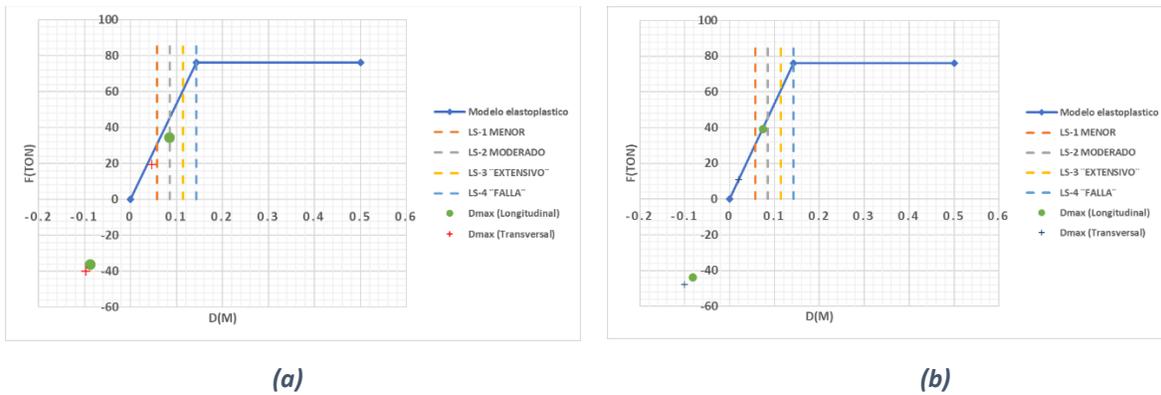


Figura 5-11. Estados límite de apoyos de neopreno Pila 3 (a) Apoyo móvil (b) Apoyo fijo

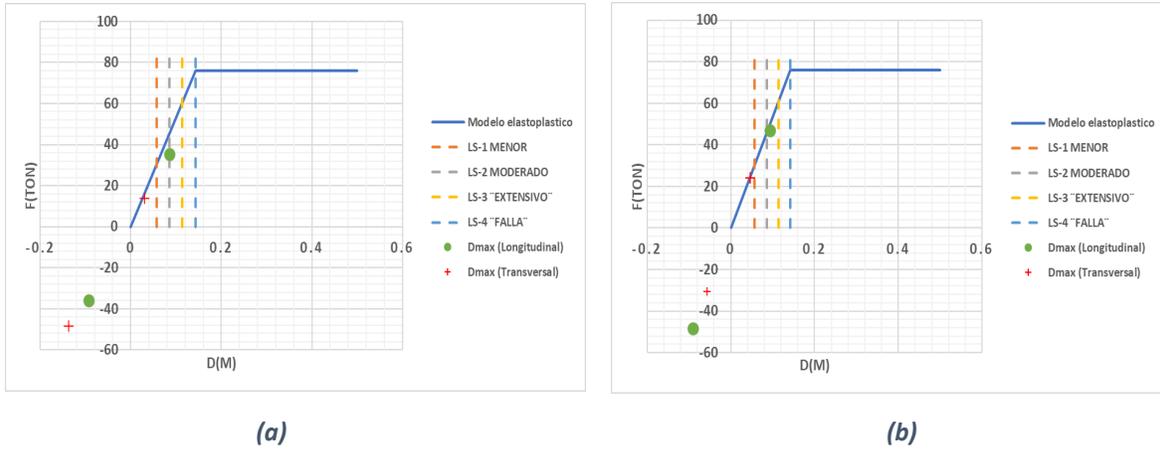


Figura 5-12. Estados límite de apoyos de neopreno Pila 4 (a) Apoyo móvil (b) Apoyo fijo

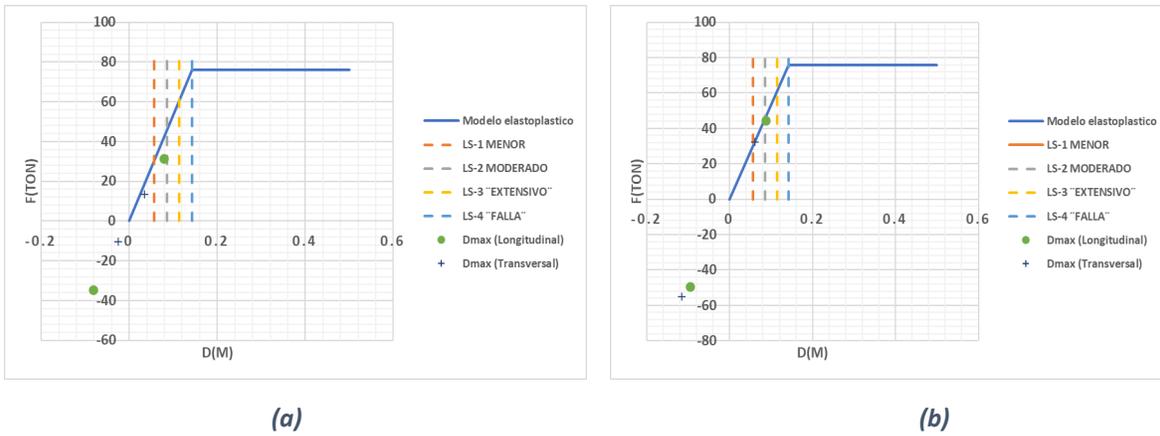


Figura 5-13. Estados límite de apoyos de neopreno Pila 5 (a) Apoyo móvil (b) Apoyo fijo

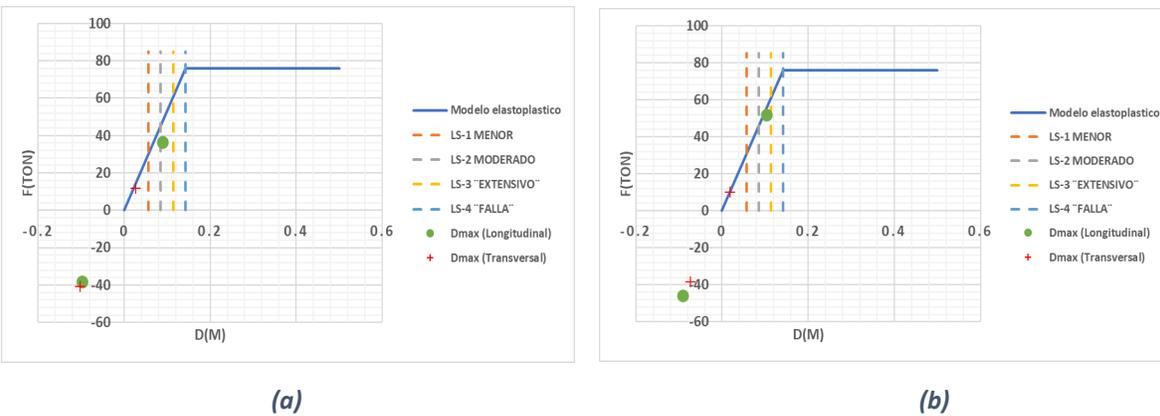
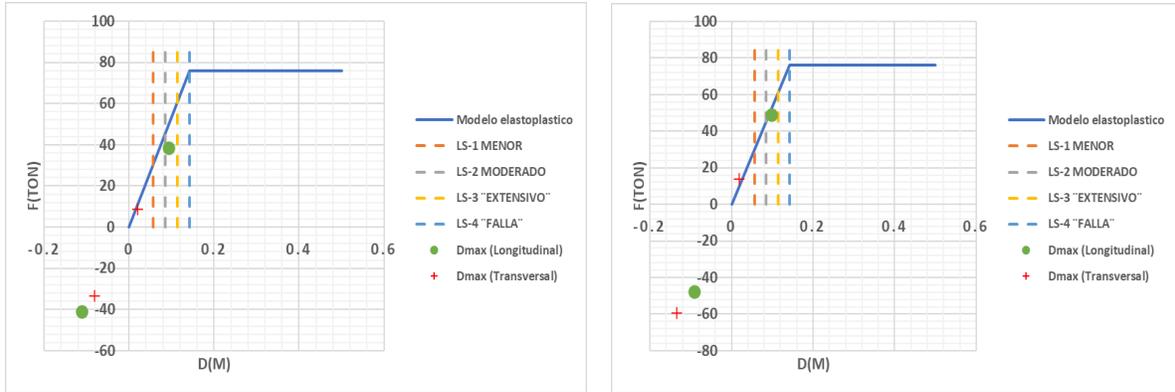


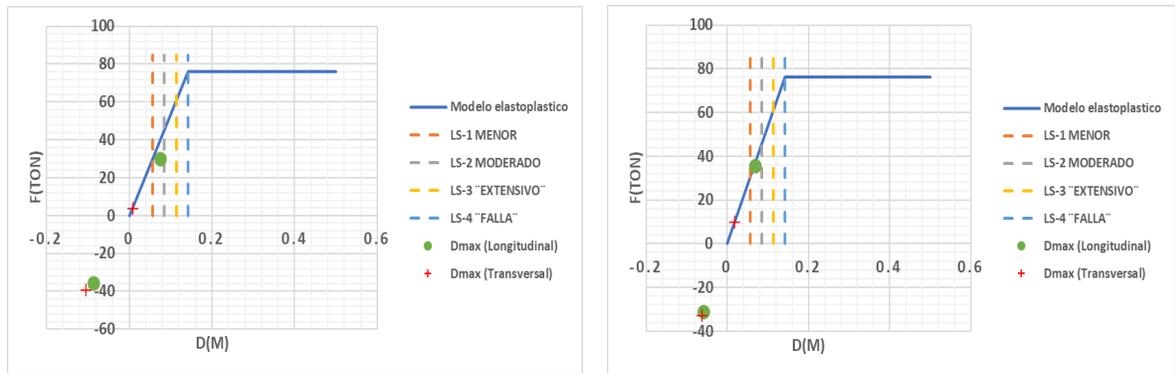
Figura 5-14. Estados límite de apoyos de neopreno Pila 6 (a) Apoyo móvil (b) Apoyo fijo



(a)

(b)

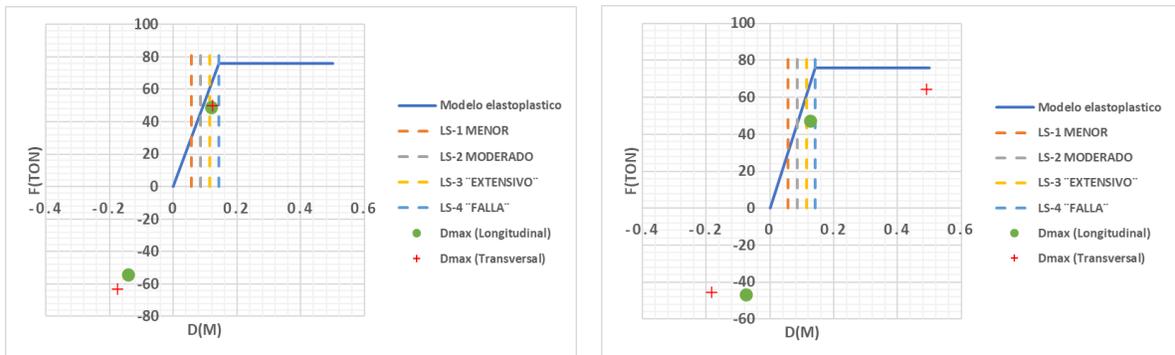
Figura 5-15. Estados límite de apoyos de neopreno Pila 7 (a) Apoyo móvil (b) Apoyo fijo



(a)

(b)

Figura 5-16. Estados límite de apoyos de neopreno Pila 8 (a) Apoyo móvil (b) Apoyo fijo



(a)

(b)

Figura 5-17. Estados límite de apoyos de neopreno Pila 9 (a) Apoyo móvil (b) Apoyo fijo

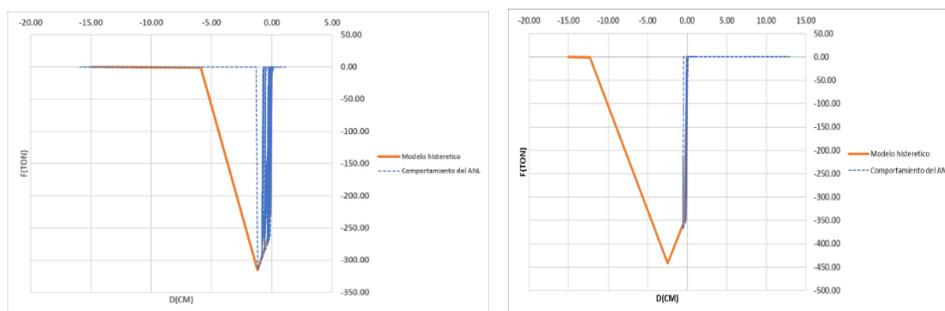
La falla de los apoyos de neopreno está relacionada directamente con la pérdida de longitud de asiento de las vigas. Una vez alcanzado el desplazamiento máximo permitido en la dirección longitudinal o transversal del viaducto se pierde la longitud de asiento y se alcanzaría a la falla.

Las Figuras 5-9 y 5-17 muestran que los tramos del caballete 1 a pila 2 y de pila 9 a caballete 10 alcanzan el estado límite de falla de los neoprenos y se llega a la demanda de desplazamiento máximo perdiendo la longitud de asiento de las vigas, una vez que se tiene dicha falla los análisis lineales se detienen.

5.3. Topes sísmicos

Con base en el modelo hysterético fuerza-desplazamiento de los topes sísmicos, se determinó la respuesta sísmica en estos elementos para cada acelerograma y se calculó su respuesta promedio.

De acuerdo con los modelos hysteréticos se consideró que el tope alcanza la falla cuando la resistencia lateral máxima se excede, como se muestra en la Figura 5-18 (a). Cuando la demanda sísmica conduce a valores inferiores, el tope no llega a la falla Figura 5-18 (b).



(a)

(b)

Figura 5-18. Comportamiento hysterético de topes sísmicos (a) Falla de tope sísmico (b) Resistencia de tope sísmico

La Tabla 5-7 muestra el número de análisis no lineales en los que el tope sísmico falló o resistió las demandas impuestas:

Tabla 5-7. Número de veces que fallaron o resistieron los topes sísmicos

Tramo			Ubicación del tope sísmico	Numero de registros	
				Falló	Resistió
Caballete 1	Pila 2	Inicio	Interior de la curva	21	30
			Exterior de la curva	39	12
		Fin	Interior de la curva	20	31
			Exterior de la curva	39	12
Pila 2	Pila 3	Inicio	Interior de la curva	30	21
			Exterior de la curva	51	0
		Fin	Interior de la curva	19	32
			Exterior de la curva	49	2
Pila 3	Pila 4	Inicio	Interior de la curva	13	38
			Exterior de la curva	51	0
		Fin	Interior de la curva	14	37
			Exterior de la curva	46	5
Pila 4	Pila 5	Inicio	Interior de la curva	22	29
			Exterior de la curva	34	17
		Fin	Interior de la curva	10	41
			Exterior de la curva	6	45
Pila 5	Pila 6	Inicio	Interior de la curva	38	13
			Exterior de la curva	50	1
		Fin	Interior de la curva	8	43
			Exterior de la curva	51	0
Pila 6	Pila 7	Inicio	Interior de la curva	4	47
			Exterior de la curva	51	0
		Fin	Interior de la curva	5	46
			Exterior de la curva	51	0
Pila 7	Pila 8	Inicio	Interior de la curva	4	47
			Exterior de la curva	51	0
		Fin	Interior de la curva	0	51
			Exterior de la curva	51	0
Pila 8	Pila 9	Inicio	Interior de la curva	2	49
			Exterior de la curva	51	0
		Fin	Interior de la curva	50	1
			Exterior de la curva	51	0
Pila 9	Caballete 10	Inicio	Interior de la curva	48	3
			Exterior de la curva	41	10
		Fin	Interior de la curva	48	3
			Exterior de la curva	44	7

En la Tabla 5-7 se observa claramente que la mayor parte de los topes sísmicos que alcanzan la falla se localizan en la parte exterior de la curva del viaducto.

Conclusiones

El objetivo del trabajo fue determinar la vulnerabilidad sísmica de un viaducto curvo de concreto reforzado ubicado en la ciudad de Morelia Michoacán. Las propiedades dinámicas de la estructura se obtuvieron con base en campañas de medición de vibración ambiental realizadas al terminar su etapa constructiva. El modelo numérico se calibró con base en estas mediciones experimentales. Al respecto se concluye que la calibración del modelo numérico fue satisfactoria ya que se lograron identificar con claridad las frecuencias y periodos en el modelo numérico, de acuerdo con las mediciones experimentales.

El diseño del modelo numérico se realizó de acuerdo con las normativas vigentes. El diseño se realizó únicamente para las pilas con el objetivo de realizar una comparación con el porcentaje de acero longitudinal de los planos estructurales. Se concluye que, en algunos casos, el porcentaje de acero longitudinal de acuerdo al RCDF 2017 supera los porcentajes del acero estipulado en los planos estructurales. No obstante, se desconoce los factores de comportamiento sísmico y de sobrerresistencia utilizados en el diseño original del viaducto.

La vulnerabilidad sísmica del puente curvo y de sus componentes se realizó con base en análisis dinámicos no lineales, al someter la estructura a un conjunto de 78 registros sísmicos, de los cuales 46 correspondieron a la fuente sísmica de subducción y 32 a la fuente sísmica de intraplaca. Los registros se escalaron en amplitud para un periodo de retorno $T_r=2500$ años. Al respecto se concluye los siguientes:

- Se determinaron inicialmente índices de daño de acuerdo con el modelo de Park & And (1985), los cuales fueron posteriormente incrementados con base en la relación *Momento torsional máximo/Momento de flexión máximo* de las columnas. Las pilas con mayor valor de índice de daño fueron la pila 4 con un valor

de $ID=0.81$, la pila 3 y la pila 9 con un $ID=0.66$, la pila 2 con un valor de $ID=0.59$ y el caballete 1 (en dirección transversal) con $ID=0.43$. De acuerdo con la clasificación del índice de daño, se encuentran en el intervalo de $0.40 \leq ID < 1$ alcanzando un estado de daño severo y un estado de daño de la estructura más allá de la posible reparación.

- Se determinaron también estados límite de daño para los apoyos de neopreno. Se observó que los apoyos de neopreno con mayor demanda de desplazamiento fueron los ubicados en el caballete 1, apoyos móviles de pila 2, apoyos móviles y fijos de la Pila 9 y apoyos de caballete 10, los cuales superaron el estado límite de falla. Los estados límite están ligados directamente con la pérdida de longitud de asiento de las vigas. Los desplazamientos máximos superaron estos límites, por lo que, para este periodo de retorno, se pierde la longitud de asiento de las vigas. Esta falla se observó en los dos claros ubicados en el tramo del caballete 1 a pila 2 y de la pila 9 a caballete 10 en dirección transversal.
- Con relación a los topes sísmicos se concluye que son los elementos más vulnerables, especialmente los ubicados al exterior de la curva del puente ya que fueron los elementos fallaron en la gran mayoría de los análisis no lineales.

Para estudios a futuro se recomienda determinar curvas de fragilidad del viaducto y cuantificar índices de confiabilidad para cada elemento, incluyendo otros periodos de retorno.

Bibliografía

N. Basöz and A.S. Kiremidjian., (1998). Evaluation of Bridge Damage Data from the Loma Prieta and Northridge, California Earthquakes, Technical Report MCEER-98-0004, California, U.S.

I.G. Buckle. (1994). The Northridge, California Earthquake of January 17, 1994: Performance of Highway Bridges, Technical Report NCEER-94-0008, State University of New York, U.S.

T. Wilson, H. Mahmoud., (2014). Seismic performance of skewed and curved reinforced concrete bridges in mountainous states, *Engineering Structures* 70, 158–167.

Tondini, N., Stojadinovic, B., (2012). Probabilistic seismic demand model for curved reinforced concrete bridges, *Bulletin of Earthquake Engineering* 10:1455–1479.

N. Serdar, R. Folíc. (2016). Comparative Analysis of Modal Responses for Reinforced Concrete (RC) Straight and Curved Bridges, *Procedia Engineering* 403 – 410.

N. Serdar, R. Folíc. (2018). DUCTILITY DISPLACEMENT RATIO in DAMAGE ANALYSIS OF RC CURVED BRIDGES, *Earthquake Engineering*.

C.M. Galindo, T. Hayashikawa, J.G. Belda. (2009). Damage Evaluation of Curved Steel Bridges Upgraded with Isolation Bearings and Unseating Prevention Cable Restrainers, *World Academy of Science, Engineering and Technology* 35.

N. Pnevmatikos¹ and V. Sentzas, (2012). Preliminary Estimation of Torsion of Curved Bridges Subjected to Earthquake Loading, *Journal of Civil Engineering and Architecture*, Vol. 6, pp. 1530-1535.

A.M. Mwafy and A.S. Elnashai. (2007). Assessment of Seismic Integrity of Multi-Span Curved Bridges in Mid-America.

Estrada, A. (2023). Peligro Sísmico y Espectros de Respuesta Esperados en la Ciudad de Morelia.

México. Universidad Nacional Autónoma de México, I. d. G., Servicio Sismológico Nacional. SSN (2022). Catálogo de sismos.

México. Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Ingeniería de la UNAM. Base de Datos de Registros Acelerográficos de la RAII-UNAM (2022).

AASHTO (2017). LRFD Bridge Design Specifications. 8th Edition. Washington D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.

Caltrans SDC. (2010). Caltrans Seismic Design Criteria, Version 1.6. Sacramento, California: California Department of Transportation.

CFE Comisión Federal de Electricidad. (2015). Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo. México: Instituto de Investigaciones Eléctricas.

Xiang & Li. (2018). Effect of Exterior Concrete Shear Keys on the Seismic Performance of Laminated Rubber Bearing-Supported Highway Bridges in China. *Journal Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 112 185-197.

Park, Y. J, y Ang, A. H-S., (1985). Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 111 (4), 722-739.

Park, Y. J, y Ang, A. H-S., & Wen, Y. K. (1985). Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 111 (4), 740-757.