



# UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

---

---

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

## **INFLUENCIA DE APOYOS, JUNTAS Y TOPES EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES**

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE

**MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE  
ESTRUCUTRAS**

PRESENTA

**ING. SAMUEL MONTUFAR VIEYRA**

DIRECTOR DE TESIS

**DR. MANUEL JARA DÍAZ**

MORELIA, MICHOACÁN

Agosto 2017



# ÍNDICE

ÍNDICE.....	II
ÍNDICE DE FIGURAS.....	IV
ÍNDICE DE TABLAS.....	VII
RESUMEN .....	VIII
ABSTRACT .....	IX
INTRODUCCIÓN .....	X
<b>CAPÍTULO 1.- ANÁLISIS SÍSMICO DE PUENTES.....</b>	<b>1</b>
1.1.- MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO .....	1
1.2.- ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	2
1.3.- ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PASO A PASO .....	9
<b>CAPÍTULO 2.-INFLUENCIA DE TIPOS DE APOYOS, JUNTAS Y TOPES SÍSMICOS .....</b>	<b>14</b>
2.1.- APOYOS MÓVILES.....	14
2.2.- APOYOS ELASTOMÉRICOS O APOYOS DE NEOPRENO.....	15
2.3.- TOPES SÍSMICOS.....	16
2.4.- JUNTAS .....	18
2.5.- ESTRIBOS.....	19
2.6.- SUJETADORES.....	22
2.7.- NO LINEALIDAD EN PILAS .....	25
<b>CAPÍTULO 3.- RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES REGULARES.....</b>	<b>29</b>
3.1.- MODELO 1- PUENTE CON APOYOS ARTICULADOS.....	31
3.2.- MODELO 2- PUENTE CON APOYOS MÓVILES .....	47
3.3.- MODELO 3T- PUENTE CON APOYOS DE NEOPRENO (TRANSVERSAL) .....	50
3.4.- MODELO 3L- PUENTE CON APOYOS DE NEOPRENO (LONGITUDINAL) .....	53
<b>CAPÍTULO 4.- RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES IRREGULARES.....</b>	<b>55</b>
4.1.- MODELO 4- PUENTE CON APOYOS ARTICULADOS.....	55
4.2.- MODELO 5- PUENTE CON APOYOS MÓVILES .....	58
4.3.- MODELO 6T- PUENTE CON APOYOS DE NEOPRENO (TRANSVERSAL) .....	61
4.4.- MODELO 6L- PUENTE CON APOYOS DE NEOPRENO (LONGITUDINAL) .....	63
<b>CAPÍTULO 5.- RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES CON UNA SOLA PILA .....</b>	<b>65</b>
5.1.- MODELO 7- PUENTE CON APOYOS ARTICULADOS.....	65
5.2.- MODELO 8- PUENTE CON APOYOS MÓVILES .....	69
5.3.- MODELO 9T- PUENTE CON APOYOS DE NEOPRENO (TRANSVERSAL) .....	71
5.4.- MODELO 9L- PUENTE CON APOYOS DE NEOPRENO (LONGITUDINAL) .....	74
<b>CAPÍTULO 6.- ANÁLISIS DE RESULTADOS.....</b>	<b>76</b>
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>84</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>88</b>
<b>ANEXO A.....</b>	<b>90</b>

A.1.- AZIH 19/09/1985.....	90
A.2.- AZIH 21/09/1985.....	91
A.3.- CALE 19/09/1985 .....	92
A.4.- CHFL 15/06/1999 .....	93
A.5.- CSER 15/06/1999 .....	94
A.7.- UNIO 19/09/1985.....	95
A.8.- UNIO 21/09/1985.....	96
A.9.- MANZ 21/01/2003 .....	97
A.10.- ZACA 19/09/1985.....	98
A.11.- ZACA 21/09/1985.....	99
<b>ANEXO .....</b>	<b>100</b>
B.1.- MODELO 1- PUENTE CON APOYOS ARTICULADOS (MODELO REGULAR).....	101
B.2.- MODELO 2- PUENTE CON APOYOS MÓVILES (MODELO REGULAR) .....	102
B.3.- MODELO 3- PUENTE CON APOYOS DE NEOPRENO (MODELO REGULAR) .....	104
B.4.- MODELO 4- PUENTE CON APOYOS ARTICULADOS (DISTRIBUCIÓN IRREGULAR DE LA RIGIDEZ TRANSVERSAL) .....	106
B.5.- MODELO 5- PUENTE CON APOYOS MÓVILES (DISTRIBUCIÓN IRREGULAR DE LA RIGIDEZ TRANSVERSAL).....	108
B.6.- MODELO 6- PUENTE CON APOYOS DE NEOPRENO (DISTRIBUCIÓN IRREGULAR DE LA RIGIDEZ TRANSVERSAL).....	110
B.7.- MODELO 7- PUENTE CON APOYOS ARTICULADOS (PUENTE CON UNA SOLA PILA) .....	112
B.8.- MODELO 8- PUENTE CON APOYOS MÓVILES (PUENTE CON UNA SOLA PILA) .....	114
B.9.- MODELO 9- PUENTE CON APOYOS DE NEOPRENO (PUENTE CON UNA SOLA PILA).....	116

# ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.-Falla por compresión del concreto confinado (Jeffrey G. et. al, 2012). .....	2
Figura 2.-Falla por compresión (Jeffrey G. et. al, 2012).....	3
Figura 3.-Falla en la zona de anclaje (Jeffrey G. et. al, 2012). .....	3
Figura 4.-Falla por cortante (Jeffrey G. et al, 2012).....	3
Figura 5.-Falla de unión viga columna (Jeffrey G. et. al, 2012). .....	4
Figura 6.- Carga distribuida uniforme y carga parabólica (adaptada de ACI 341.2R. 2003).....	5
Figura 7.-Representación de la curva de capacidad (Jeffrey G. et. al, 2012).....	6
Figura 8.- Curva de capacidad de un sistema de múltiples grados de libertad (Andreas J. et al,2012).....	7
Figura 9.- Curva de capacidad de un sistema de un grado de libertad (Andreas J. et al,2012).....	8
Figura 10.-Demanda elástica e inelástica contra curva de capacidad (Andreas J. et. al, 2012).....	9
Figura 11.- Amortiguamiento de Rayleigh (Priestley M. et al 1996). .....	11
Figura 12.-Ejemplos de ciclos histeréticos (Andreas J. et. al, 2012).....	11
Figura 13.-Ciclo histerético de Takeda (Andrea A. 2014). .....	12
Figura 14.- Apoyo móvil (Tomado de: <a href="http://www.cip-trujillo.org/img_eventos/pdf/SEMANA%20CAPITULO%20CIVILES/APOYOS%20EN%20PUENTES.pdf">http://www.cip-trujillo.org/img_eventos/pdf/SEMANA%20CAPITULO%20CIVILES/APOYOS%20EN%20PUENTES.pdf</a> , 2016). 14	
Figura 15.-Respuesta no lineal de un rodillo de acero (ACI 341.2R., 2003). .....	15
Figura 16.-Apoyo de neopreno .....	15
Figura 17.-Ciclo histerético de apoyo elastomérico (Andreas J. et. al, 2012). .....	16
Figura 18.-Topes sísmicos.....	16
Figura 19.-Gráfica fuerza-desplazamiento de un tope sísmico (adaptada de ACI 341.2R. 2003). .....	17
Figura 20.-Representación de tope sísmico. ....	18
Figura 21.-Junta entre tableros de un puente .....	18
Figura 22.-Modelo de elemento de contacto (Changfeng W et. al, 2014). .....	19
Figura 23.-Estribo del extremo de un puente .....	20
Figura 24.-Modelo simplificado de un estribo (Tehrani P. 2012).....	21
Figura 25.-Ciclo histerético de un estribo (Tehrani P. 2012). .....	21
Figura 26.-Empuje pasivo y activo sobre un estribo (adaptada de Priestley et al, 1994). .....	22
Figura 27.-Puente de Matta Quilicura durante el sismo de Chile 2010 .....	23
Figura 28.-Sujetador simple (ACI 341.2R., 2003). .....	23
Figura 29.-Sujetadores con disipación de energía (Tomado de: <a href="http://www.amivtac.org/assets/files/document/1834_Presentacion_M_Jara.pdf">http://www.amivtac.org/assets/files/document/1834_Presentacion_M_Jara.pdf</a> , 2016). .....	24
Figura 30.-Representación de sujetador.....	24
Figura 31.-Columna con mal y buen confinamiento (ACI 341.2R., 2003). .....	25
Figura 32.-Modelo de Clough (Otani et al, 2015). .....	26
Figura 33.-Modelo modificado de Clough (Otani et al, 2015). .....	26
Figura 34.-Modelo de Takeda (Otani et al, 2015). .....	27
Figura 35.-Modelo de Takayanagi (Otani et al, 2015).....	28
Figura 36.-Conexión de pilas y tablero. ....	29
Figura 37.-Carga sobre superficie de tablero. ....	30
Figura 38.-Geometría de los puentes regulares. ....	30
Figura 39.-Sección de columna para todos los modelos.....	31
Figura 40.-Sección transversal del cajón. ....	31
Figura 41.-Apoyos articulados en los estribos. ....	32

Figura 42.-Primer modo de modelo1.....	33
Figura 43.-Momento-Curvatura de una sección circular de concreto. ....	34
Figura 44.-Numeración de las pilas y estribos del modelo 1. ....	35
Figura 45.-Registro de manzanillo.....	36
Figura 46.-Ciclos histeréticos para diferentes intensidades espectrales: (a) Ductilidad de rotación igual a uno; (b) Ductilidad de rotación igual a dos; (c) Ductilidad de rotación igual a cuatro. ....	37
Figura 47.-Topes sísmicos sobre el cabezal del modelo 1.....	37
Figura 48.-Comparación de la ductilidad de rotación de la columna P3 entre los modelos con y sin tope. ....	38
Figura 49.-Desplazamientos del tablero del modelo con topes y sin ellos. ....	39
Figura 50.-Influencia de las separaciones de los topes.....	39
Figura 51.-Ductilidades de rotación para la columna 3 para las diferentes separaciones del modelo 1. ....	40
Figura 52.-Macro localización de las estaciones y registros sísmicos.....	41
Figura 53.-Espectros de los once registros sísmicos. ....	42
Figura 54.- Definición de estados límites a partir de un análisis momento-curvatura. ....	43
Figura 55.- Intensidad espectral contra ductilidad de rotación para el modelo1: (a) Modelo sin topes; (b) Modelo con topes a 2.54 cm; (c) Modelo con topes a 0 cm. ....	44
Figura 56.-Resumen del modelo 1. ....	46
Figura 57.- Promedio de desplazamientos transversales del modelo 1.....	46
Figura 58.-Primer modo de modelo 2.....	47
Figura 59.- Modelo 2 (apoyos móviles en los extremos). ....	48
Figura 60.-Resumen del modelo 2.....	49
Figura 61.-Desplazamientos del modelo 2. ....	50
Figura 62.-Primer modo de modelo 3.....	50
Figura 63.-Modelo 3 (apoyos de neopreno en los extremos). ....	51
Figura 64.- Resumen del modelo 3.....	52
Figura 65.-Promedio de desplazamientos transversales del modelo 3.....	53
Figura 66.-Resumen del modelo 3 longitudinal.....	54
Figura 67.-Promedio de desplazamientos del modelo 3 en dirección longitudinal. ....	54
Figura 68.-Geometría de los modelos irregulares (variación de columnas). ....	55
Figura 69.-Primer modo del modelo 4.....	56
Figura 70.-Modelo 4 (apoyos articulados en los extremos).....	57
Figura 71.-Resumen de modelo 4.....	57
Figura 72.-Promedio de desplazamientos transversales del modelo 4.....	58
Figura 73.-Primer modo de modelo 5.....	58
Figura 74.-Modelo 5 (apoyos móviles en los extremos). ....	59
Figura 75.-Resumen del modelo 5.....	60
Figura 76.-Desplazamientos del modelo 5.....	60
Figura 77.-Primer modo de modelo 6.....	61
Figura 78.-Modelo 6 (apoyos de neopreno en los extremos). ....	62
Figura 79.-Resumen de modelo 6.....	63
Figura 80.-Promedio de desplazamientos transversales del modelo 6.....	63
Figura 81.-Resumen de modelo 6 (longitudinal). ....	64
Figura 82.-Promedio de desplazamientos del modelo 6 en dirección longitudinal. ....	64
Figura 83.- Geometría de puentes con respuesta torsional.....	65
Figura 84.-Primer modo de modelo 7.....	66
Figura 85.-Modelo 7 (apoyos articulados en los extremos).....	67
Figura 86.-Resumen de modelo 7.....	68
Figura 87.-Promedio de desplazamientos transversales del modelo 7.....	68
Figura 88.-Primer modo de modelo 8.....	69

<i>Figura 89.-Modelo 8 (apoyos móviles en los extremos).</i> .....	70
<i>Figura 90.-Resumen de modelo 8.</i> .....	70
<i>Figura 91.-Desplazamientos del modelo 8.</i> .....	71
<i>Figura 92.-Primer modo de modelo 9T.</i> .....	71
<i>Figura 93.-Modelo 9T (apoyos de neopreno en los extremos).</i> .....	73
<i>Figura 94.-Resumen de modelo 9T.</i> .....	73
<i>Figura 95.-Promedio de desplazamientos transversales del modelo 9T.</i> .....	74
<i>Figura 96.-Resumen de modelo 9L (longitudinal).</i> .....	74
<i>Figura 97.-Periodos fundamentales.</i> .....	77
<i>Figura 98.-Intensidades espectrales para los tres estados límites para los análisis transversales: a) Fluencia; b) pérdida de recubrimiento; c) Colapso.</i> .....	80
<i>Figura 99.-Intensidades espectrales para los tres estados límites para los análisis longitudinales: a) Fluencia; b) pérdida de recubrimiento; c) Colapso</i> .....	82

# ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1.-Resultados del análisis modal del modelo 1.....</i>	<i>33</i>
<i>Tabla 2.-Registros utilizados para el análisis en la historia del tiempo.....</i>	<i>41</i>
<i>Tabla 3.-Resultados del análisis modal del modelo 2.....</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 4.-Resultados del análisis modal del modelo 3.....</i>	<i>51</i>
<i>Tabla 5.-Resultados del análisis modal del modelo 4.....</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 6.-Resultados del análisis modal del modelo 5.....</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 7.-Resultados del análisis modal del modelo 6.....</i>	<i>62</i>
<i>Tabla 8.-Resultados del análisis modal del modelo 7.....</i>	<i>67</i>
<i>Tabla 9.-Resultados del análisis modal del modelo 8.....</i>	<i>69</i>
<i>Tabla 10.-Resultados del análisis modal del modelo 9.....</i>	<i>72</i>
<i>Tabla 11.-Modos fundamentales de los modelos.....</i>	<i>76</i>
<i>Tabla 12.-Rigideces de acuerdo con la geometría.....</i>	<i>78</i>

# RESUMEN

En la actualidad los reglamentos para la construcción de puentes carecen de información apropiada para el modelado y el análisis sísmico de puentes, considerando el efecto de topes y juntas de dilatación. Con frecuencia se ha observado que estas estructuras llegan a presentar pérdida de longitud de asiento de la superestructura, provocando el colapso parcial o total de dichos puentes, así como también el exceso de desplazamientos transversales del tablero provocando desalineamiento del eje del puente y el daño en la superficie de rodamiento. El objetivo principal de este trabajo es el análisis del efecto de los topes sísmicos y las juntas de dilatación, en la respuesta global de estas estructuras, incorporando la no linealidad de contacto que se produce cuando las separaciones de topes y juntas se cierran durante los desplazamientos sísmicos.

Se utilizaron análisis en la historia del tiempo para observar el comportamiento de los puentes bajo distintas configuraciones de apoyos y geometría. Los análisis se realizaron con la aplicación de registros sísmicos obtenidos de “La Red Acelerográfica del IINGEN de la UNAM”, para sitios ubicados cerca de la zona de subducción del Pacífico Mexicano. De acuerdo con los resultados de las distintas configuraciones de puentes se identificaron los estados límite de fluencia inicial, servicio y control de daño, para poder realizar una comparación global de los modelos en términos de ductilidad de rotación de las pilas, contra la intensidad espectral. Se estudió también el impacto que tiene la separación de topes y juntas en la respuesta del puente.

De acuerdo a los resultados de los análisis sísmicos obtenidos, se llegó a la conclusión de que los topes sísmicos reducen efectivamente los desplazamientos transversales, a costa de incrementar la demanda y el daño en las pilas de los puentes, independientemente de su geometría. Omitir el impacto de los topes en los análisis conduce a una reducción de la seguridad en algunos de los puentes que se analizan en este trabajo, por lo que es necesario considerar su efecto en todos los análisis sísmicos.

**Palabras clave:** Puentes, topes sísmicos, pérdida de asiento, juntas, no linealidad, análisis sísmico

# ABSTRACT

Present regulations for bridges construction and design, do not provide all the information needed for the incorporation of transverse shear keys and expansion joints effects in the seismic analysis of these type of structures. Frequently, destructive earthquakes have demonstrated the vulnerability of bridges as a result of the excessive movement beyond the available seat widths at expansion joints, causing the partial or total collapse of the superstructures, as well as the excess of transversal displacements of the deck causing misalignment of the axis of the bridge and bearing damage. This study aimed to explore the effect of transverse shear keys and expansion joint at abutments, In the global response of these structures, Incorporating the contact non-linearity that occurs when the gaps of shear keys and expansion joints are closed during the seismic displacements.

Time history seismic analysis of bridges under different configurations, type of supports, gap size and geometry. was used to assess the impact of these elements in the bridge response. Eleven seismic ground motions were used as inputs for the simulation analysis. The suite of records was obtained from the UNAM seismic records data base, for sites located near the subduction zone of the Mexican Pacific Coast. The bridge response and performance comparison of the models was made in terms of ductility demand and spectral intensity. The ductility and capacity rotation of piers was also evaluated for the first yield, serviceability, and damage control limit states. The impact of the shear key gaps and pounding effects at the abutments was also studied.

According to the seismic analysis results, it is concluded that the seismic shear keys effectively reduce transverse displacements, at the cost of increasing the demand and damage to piers, independently of the structural geometry. Omitting the impact of the shear keys in the analyzes leads to an overestimation of the seismic capacity of the bridges evaluated in this study; therefore, it is necessary to consider these effects in all seismic analyzes.

**Keywords:** Bridges, shear keys, expansion joints, contact non-linearity, seismic analysis.

# INTRODUCCIÓN

---

En los sismos ocurridos en las últimas décadas se ha observado que una causa de los daños severos que se producen en los puentes se produce por la interacción entre distintas secciones del sistema al cerrarse las juntas de dilatación, o por el efecto de los topes sísmicos al hacer contacto el tablero durante los desplazamientos transversales. Al producirse desplazamientos suficientemente grandes en la dirección transversal, la holgura entre el tope y el tablero se cierra y el sistema cambia su configuración y tiene un comportamiento no lineal que modifica la demanda sísmica y la distribución de fuerzas entre los elementos. En la dirección longitudinal sucede un fenómeno semejante, al producirse desplazamientos que cierran las juntas existentes y generan el mismo efecto que los topes. En el caso de los estribos se puede producir el deslizamiento del estribo, y/o su rotación, si el suelo no es rígido, y se produce un fenómeno altamente no lineal, por el efecto de interacción suelo estructura y la relación fuerza – desplazamiento del estribo y la propia junta de dilatación. Actualmente se cuenta con programas de cómputo capaces de modelar problemas muy complejos, sin embargo, la posibilidad de aplicar de forma incorrecta los modelos numéricos ha crecido junto con el mayor conocimiento. Así es el caso de las no linealidades que se presentan en los puentes durante los movimientos sísmicos y que en muchas ocasiones no se representan adecuadamente, o se omiten en el modelo numérico. Las principales fuentes de no linealidad se presentan en los apoyos, juntas de dilatación, topes sísmicos y pilas.

En este trabajo se estudia el impacto que tienen los topes sísmicos en la respuesta global de tres tipos de puentes con características geométricas comunes, con diferentes tipos de apoyos y separaciones de los topes. También se analiza el efecto de las juntas de dilatación en los extremos del puente, cuando se cierran y se produce el choque con el estribo. De las combinaciones consideradas se analizaron veinticuatro modelos en dirección transversal, dieciocho modelos más analizados en dirección longitudinal. Los principales modelos que se realizaron cuentan con tres tipologías comunes, las cuales son las siguientes: a) un puente regular, que consiste en una superestructura continua de sección cajón de cuatro claros de cuarenta metros y tres pilas con la misma rigidez en ambas direcciones; b) un puente irregular, con la misma subestructura que el puente regular, pero con tres pilas de distinta altura, que le confieren una distribución variable de rigidez transversal; y c) un puente de una sola pila, con dos claros de cuarenta metros y una pila de 12 m de altura.

Los distintos modelos que se formaron a partir de los tres puentes prototipo, se analizaron en el tiempo bajo distintos registros sísmicos, hasta alcanzar el estado límite de falla.

En el capítulo 1 se describen los tres principales tipos de análisis que se aplican a puentes ubicados en zonas sísmicas. Se comentan los aspectos de la demanda, respuesta de los materiales y características principales de cada uno de ellos. En el siguiente capítulo se comentan las modificaciones y relaciones fuerza – desplazamiento que caracterizan a los principales elementos que conforman los apoyos, topes y juntas de dilatación. Los aspectos no lineales de cada uno de ellos y la forma en que pueden incorporarse al análisis.

En el capítulo 3 se estudian los puentes regulares. En principio se determinan las propiedades dinámicas, periodos, configuraciones modales y porcentajes de participación modal de masa. Posteriormente se realizan los análisis en el tiempo de los distintos modelos que resultan de combinar apoyos y separaciones de topes y juntas. Se consideran apoyos articulados, apoyos de neopreno y rodillos. Para los puentes con apoyos de neopreno y articulados se estudiaron cuatro casos diferentes en la dirección transversal: sin topes sísmicos y con topes con tres distintas separaciones con el tablero. Con la combinación de estas características se construyeron ocho modelos con distribución regular de la rigidez. En dirección longitudinal se estudiaron dos puentes regulares apoyados en los extremos sobre rodillos, para un puente en el que no se produce choque con el estribo, y con dos separaciones distintas de la junta de dilatación. A partir de estas consideraciones se forman seis distintos modelos. Todos los puentes se sometieron a once registros obtenidos cerca de la costa del Pacífico Mexicano, escalados hasta alcanzar los distintos estados límite.

Los dos siguientes capítulos se refieren a los puentes irregulares y al de una sola pila y se realiza un estudio igual al descrito para los puentes regulares, por lo que se realizan más de 1500 análisis no lineales en el tiempo. Finalmente, el capítulo 6 es una evaluación de los resultados y una comparación global de todos los modelos para las distintas condiciones que fueron consideradas.

En todos los casos se consideró que el estribo no sufre rotaciones por lo que, si esta condición no se considera aceptable, será necesario analizar el comportamiento no lineal que se produce en estas circunstancias. Otro aspecto que debe investigarse es la disipación de energía que se produce durante el choque entre la superestructura y los topes, y con los estribos. En este trabajo se adoptó un valor de 5%, siguiendo un criterio conservador.

# CAPÍTULO 1.- ANÁLISIS SÍSMICO DE PUENTES

---

## 1.1.- Métodos de análisis sísmico

Existen diferentes clasificaciones para los análisis sísmicos de estructuras, principalmente se clasifican en dos grandes grupos: los análisis estáticos y los análisis dinámicos.

Los análisis dinámicos son aquellos cuya respuesta se obtiene a través de las propiedades de masa y sus fuerzas de inercia, el amortiguamiento y la disipación de energía, y la relación fuerza-desplazamiento del material. Los análisis dinámicos más conocidos en la actualidad son: el análisis dinámico modal espectral y el análisis dinámico paso a paso (también conocido como “Time History”). El análisis modal espectral consiste en determinar la respuesta de cada modo a través de un espectro y combinar las respuestas máximas mediante una técnica de combinación como la SRSS o la CQC. El análisis paso a paso necesita un registro sísmico, como la historia de aceleraciones y resuelve la ecuación de movimiento en intervalos pequeños de tiempo. Los resultados de este tipo de análisis son la historia en el tiempo ya sea de desplazamientos, velocidades, aceleraciones y de los elementos mecánicos. El análisis paso a paso conlleva un gran tiempo de cómputo y de trabajo de ingeniería debido a su complejidad, y resultan imprácticos para la solución de problemas comunes de la ingeniería. Se cuenta por otro lado con los análisis estáticos los cuales son una simplificación de los métodos dinámicos, ya que se representa la acción del sismo con fuerzas estáticas aplicadas lateralmente sobre la estructura. A diferencia de los análisis dinámicos, los análisis estáticos requieren de un método de análisis estructural que se realiza en una segunda etapa, para obtener los elementos mecánicos y desplazamientos que se derivan de las fuerzas estáticas aplicadas al sistema en la primera etapa.

Ambos tipos de análisis pueden realizarse dentro del intervalo lineal de comportamiento, o bien, incursionar dentro del intervalo no lineal. A continuación, se hará una explicación breve de los análisis estáticos no lineales y los dinámicos no lineales en el tiempo.

## 1.2.- Análisis estático no lineal

En la actualidad se han desarrollado nuevas metodologías enfocadas al ámbito laboral de la ingeniería las cuales tienen como objetivo reducir el tiempo de cómputo y trabajo ingenieril, considerando el comportamiento no lineal del sistema. Así surge el análisis estático no lineal o también llamado “Pushover”. Este análisis a diferencia de los análisis estáticos tradicionales considera la no linealidad de los elementos, los efectos P- $\delta$  entre otros factores.

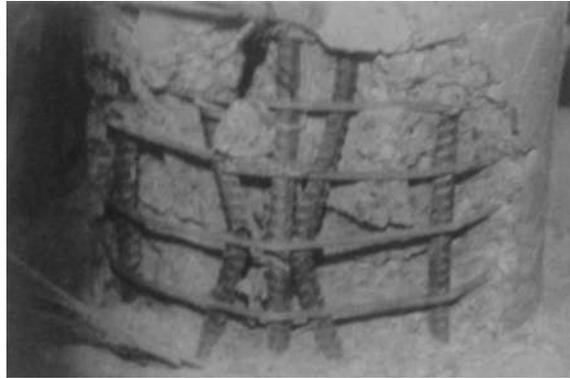
El método permite incorporar las principales fallas que presentan los puentes, las cuales se concentran principalmente en las columnas o pilas debido a la falla del concreto, o del acero de refuerzo, que se producen como resultado de la demanda sísmica y a las deficiencias en el detallado de los elementos. A continuación, se describen las principales fallas o combinación de éstas que se presentan con más frecuencia:

- Falla por compresión del concreto no confinado.
- Falla por compresión del concreto confinado debido a la fractura del refuerzo transversal (Figura 1).



*Figura 1.-Falla por compresión del concreto confinado (Jeffrey G. et. al, 2012).*

- Falla por compresión debido al pandeo del refuerzo longitudinal. (Figura 2)



*Figura 2.-Falla por compresión (Jeffrey G. et. al, 2012).*

- Fractura por tensión longitudinal de las barras de refuerzo.
- Fatiga de pocos ciclos del refuerzo longitudinal.
- Falla en la zona de anclaje (Figura 3).



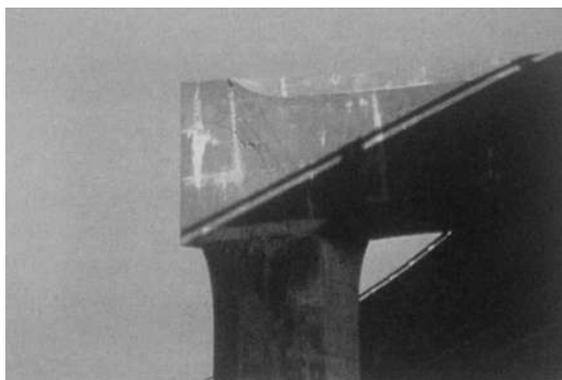
*Figura 3.-Falla en la zona de anclaje (Jeffrey G. et. al, 2012).*

- Falla de cortante de la pila que limita el comportamiento dúctil (Figura 4).



*Figura 4.-Falla por cortante (Jeffrey G. et al, 2012).*

- Falla de unión en la junta viga-columna (Figura 5).



*Figura 5.-Falla de unión viga columna (Jeffrey G. et. al, 2012).*

El principal objetivo del análisis estático no lineal es obtener la curva de capacidad y la demanda en función del desplazamiento. Para obtener la curva de capacidad se cuenta con dos metodologías:

- Método de espectro de capacidad: Este método consiste en identificar la intersección de la curva de capacidad y del espectro de respuesta reducido, para estimar el desplazamiento máximo de la estructura en análisis.
- Método de los coeficientes de desplazamiento: Este usa el análisis pushover y una versión modificada del teorema de igual desplazamiento para obtener la respuesta mediante el uso de coeficientes que representan diversos aspectos del comportamiento no lineal.
- 

A continuación, se describe de manera breve los pasos del análisis estático no lineal:

1) Punto de control o monitoreo:

Se tiene que seleccionar un punto de monitoreo; en el caso de edificios generalmente se selecciona el centro geométrico de la última planta, ya que es común que ocurran los desplazamientos máximos en este lugar, para puentes este punto no es tan evidente y se suele seleccionar en algún punto del tablero de acuerdo a la geometría y/o a las características de los apoyos, mientras que en otros casos se propone en la parte superior de alguna de las pilas.

## 2) Aplicación de cargas al modelo:

Hablando de edificios se cargan lateralmente de acuerdo a su primera forma de vibrar o su periodo dominante, pero para el caso de puentes se sugieren diferentes maneras de cargarlos, se recomienda cargarlos transversalmente con una carga uniformemente distribuida, en otros casos se utiliza una carga proporcional al primer modo de vibrar de la estructura, y en otros casos se carga transversalmente, pero con una carga distribuida parabólicamente (Figura 6). La manera en que se carga un puente depende de varios factores como sus condiciones de apoyo, número de pilas, etc. Se debe considerar que la forma en que se carga es para poder representar la deformación esperada del puente.

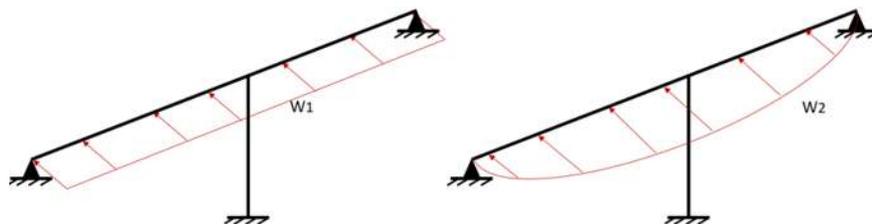


Figura 6.- Carga distribuida uniforme y carga parabólica (adaptada de ACI 341.2R. 2003).

## 3) Obtención de la curva de capacidad:

La curva de capacidad de una estructura representa su comportamiento hasta alcanzar un desplazamiento objetivo o hasta alcanzar su colapso. Esta curva depende de las características de rigidez y del comportamiento no lineal del sistema. Para obtenerla se analiza la estructura con la carga que se seleccionó, con una magnitud que se va incrementando hasta llevar a la estructura al colapso o al desplazamiento objetivo del punto de control o punto de monitoreo. En cada intervalo de carga aplicada al puente la estructura se va modificando de acuerdo a la reducción de resistencia de los componentes o degradación de los elementos de la estructura en cada paso del análisis.

La curva de capacidad representa una aproximación del comportamiento de la estructura cuando esta tiene un comportamiento que excede el límite elástico. En la siguiente figura

se muestra una curva de capacidad donde se muestran los puntos más importantes (Figura 7).

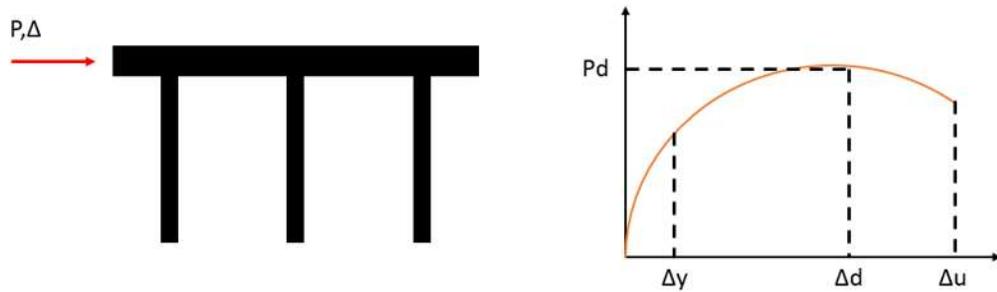


Figura 7.-Representación de la curva de capacidad (Jeffrey G. et. al, 2012).

Las especificaciones AASHTO definen la capacidad de desplazamiento de la estructura como el desplazamiento  $\Delta_d$ , en la cual nos muestra el punto donde la primera columna alcanza su capacidad inelástica. El punto  $\Delta_y$  corresponde al desplazamiento de fluencia.

#### 4) Obtención de la demanda:

La demanda es independiente de la curva de capacidad debido a que esta depende de los sismos a considerar. Para una estructura y un movimiento dado la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada del edificio durante un sismo. En otras palabras, la demanda es lo que el sismo le exige a la estructura en función de desplazamientos o elementos mecánicos. La curva de capacidad se transforma a una curva equivalente la cual tiene que ser pasada de un sistema de varios grados de libertad a un sistema de un solo grado de libertad.

Para poder pasar la curva de varios grados de libertad a un solo grado de libertad se sigue la siguiente formulación (Andreas J. et al,2012):

Primeramente, se aplica una fuerza proporcional a la dirección del comportamiento del puente, cuando el análisis se realiza en una dirección (por ejemplo, transversalmente) la carga puede ser calculada con la expresión:

$$F_i = pm\phi_i$$

Donde:

$F_i$  =La fuerza en la posición "i" en el puente.

$m_i$  = Es la misma en el punto "i"

$p$  = Factor que controla la intensidad de la fuerza aplicada

$\phi_i$  = Desplazamiento normalizado en el punto "i"

Con esta fuerza se obtiene la curva de capacidad del modelo de varios grados de libertad como el que se muestra en la Figura 8.

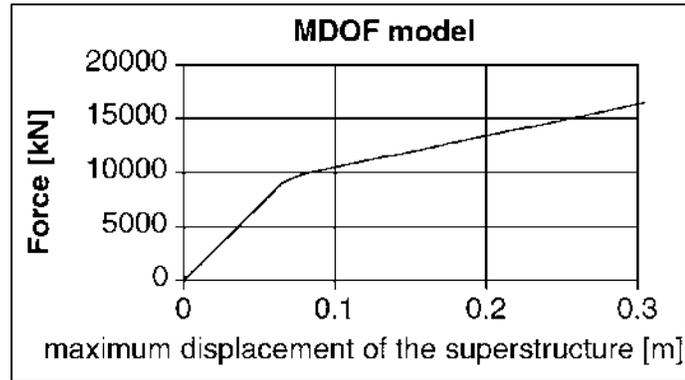


Figura 8.- Curva de capacidad de un sistema de múltiples grados de libertad (Andreas J. et al,2012).

Esta curva de capacidad se pasa a un sistema de un grado de libertad equivalente, para lo cual se obtiene la masa equivalente y el factor de transformación  $\Gamma$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2}$$

$$m^* = \sum m_i \phi_i$$

Donde:

$m^*$  = Es la masa equivalente

$m_i$  = Son las masas del modelo de varios grados de libertad

Obteniendo este factor se procede a dividir las fuerzas y desplazamientos con este factor lo cual nos proporciona la curva de capacidad de un sistema de un grado de libertad como el que se muestra en la Figura 9.

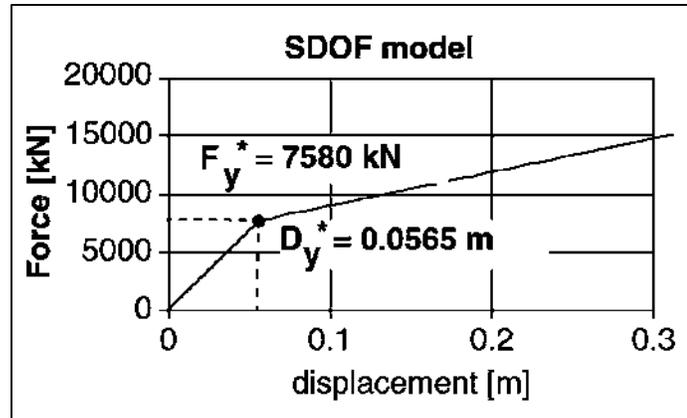


Figura 9.- Curva de capacidad de un sistema de un grado de libertad (Andreas J. et al,2012).

Además de obtener la masa también se necesita la rigidez y el periodo equivalente a un sistema de un grado de libertad.

La rigidez equivalente se obtiene con la siguiente expresión:

$$k^* = \frac{Fy^*}{Dy^*}$$

Donde:

$Fy^*$  = Fuerza de fluencia

$Dy^*$  = Desplazamiento de fluencia

Esta fuerza y desplazamiento de fluencia se obtienen de la curva de capacidad del sistema de un grado de libertad equivalente anteriormente obtenido. Por lo tanto, el periodo equivalente se obtiene con la expresión:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{K^*}}$$

5) Punto de desempeño:

El siguiente y último punto es la obtención del punto de desempeño de la estructura, que representa la demanda de desplazamiento y de fuerza en el sistema. Este punto se obtiene con la curva de capacidad y la curva de demanda de desplazamientos

donde en la intersección de ambas curvas nos proporciona el punto de desempeño de la estructura (Figura 10).

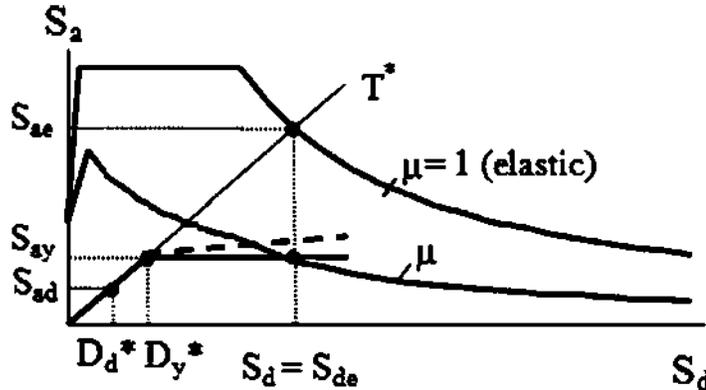


Figura 10.-Demanda elástica e inelástica contra curva de capacidad (Andreas J. et. al, 2012).

### 1.3.- Análisis dinámico no lineal paso a paso

Este método es el más utilizado en los laboratorios virtuales para el análisis de estructuras especialmente importantes o en área de la investigación. En este análisis toma en cuenta la respuesta inelástica y los efectos dinámicos en los puentes o estructuras a analizar.

Varios reglamentos hacen la recomendación de utilizar siete registros de aceleraciones de sismos reales y nos proporciona la respuesta en forma de intervalos de tiempo. Esta respuesta involucra la integración directa en el dominio del tiempo de la ecuación de movimiento (Priestley, 1996).

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = P_{eff}(t)$$

Los análisis dinámicos se pueden realizar de tres diferentes maneras:

- 1.- Integración paso a paso en el dominio del tiempo
- 2.- Superposición de los modos en el dominio del tiempo
- 3.- Integración paso a paso en el dominio de la frecuencia

La herramienta más empelada para la respuesta dinámica es la integración paso a paso en el dominio del tiempo en la cual la estructura está sometida a una secuencia de fuerzas dependientes de la duración de un intervalo de tiempo  $\Delta t$ .

De la ecuación anterior la fuerza  $P_{eff}$  es la fuerza dependiente del tiempo la cual se divide en "n" pasos de tiempo de duración  $\Delta t$  donde para el primer paso con el primer intervalo de tiempo la

estructura es evaluada con las condiciones iniciales para conocer los desplazamientos en los nodos, velocidades y aceleraciones, los cuales son guardados en vectores durante cada intervalo del análisis y son utilizados en el siguiente intervalo de tiempo.

Usando este esquema de integración numérica se ha comprobado que pueden presentarse problemas debido al intervalo de tiempo que se escoge para el análisis “ $\Delta t$ ”, estos problemas se reflejan en la precisión del método y en la estabilidad numérica del análisis debido a que el intervalo no es lo suficiente pequeño. Así que se hace una recomendación para que exista una estabilidad numérica durante el análisis la cual consiste en:

$$\Delta t \leq \frac{T_n}{\pi}$$

Donde “ $T_n$ ” representa el periodo fundamental o principal del puente.

También se recomienda que:

$$\Delta t = \frac{T}{10}$$

Donde “ $T$ ” es el periodo más grande del puente.

Esta es una limitación de lo grande que puede ser este intervalo, pero por otro lado si se escogiera un intervalo de tiempo muy pequeño se requeriría un tiempo muy grande de cómputo para poder realizar el análisis. Teniendo el intervalo de tiempo definido este sería el incremento de tiempo para el siguiente paso partiendo del tiempo cero lo cual tendríamos  $t_1 = t_0 + \Delta t$  lo cual se repetiría hasta terminar el análisis que será hasta abarcar todo el intervalo de tiempo que contiene el registro. Chopra (2012) presenta varios métodos para desarrollar esta integración.

El amortiguamiento más usado en los análisis no lineales es el amortiguamiento de Rayleigh (Figura 11), este amortiguamiento considera la combinación de dos tipos de amortiguamiento los cuales son el amortiguamiento proporcional a la masa y el amortiguamiento proporcional a la rigidez. El principal objetivo de considerar estos dos tipos de amortiguamiento se debe a que se obtiene un amortiguamiento apropiado para frecuencias pequeñas y para las frecuencias altas.

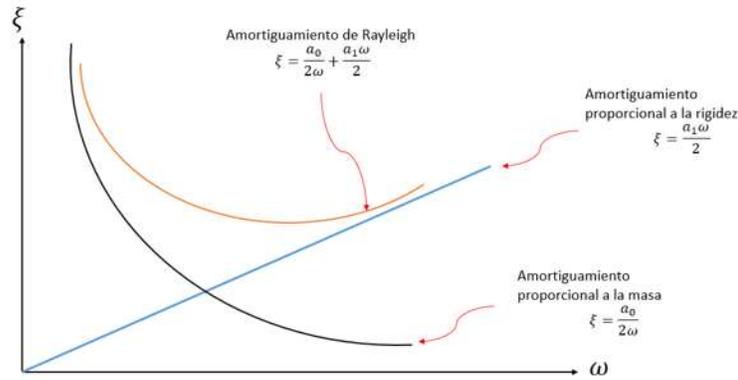


Figura 11.- Amortiguamiento de Rayleigh (Priestley M. et al 1996).

En el intervalo no lineal se elaboran modelos del comportamiento del material para así poder describir el comportamiento de estos en un intervalo de tiempo y no solo tomar un dato constante de sus propiedades debido a que la estructura será sometida a ciclos de carga y descarga. Para ello se tienen que definir los ciclos histeréticos que es la representación gráfica del esfuerzo contra deformación de un material.

Se cuentan con diferentes modelos histeréticos (Figura 12) los cuales representan el comportamiento de un material distinto, o con una respuesta dominante distinta debido a que puede cambiar el ciclo histerético si los elementos están sujetos a compresión, flexión, flexo-compresión o cortante.

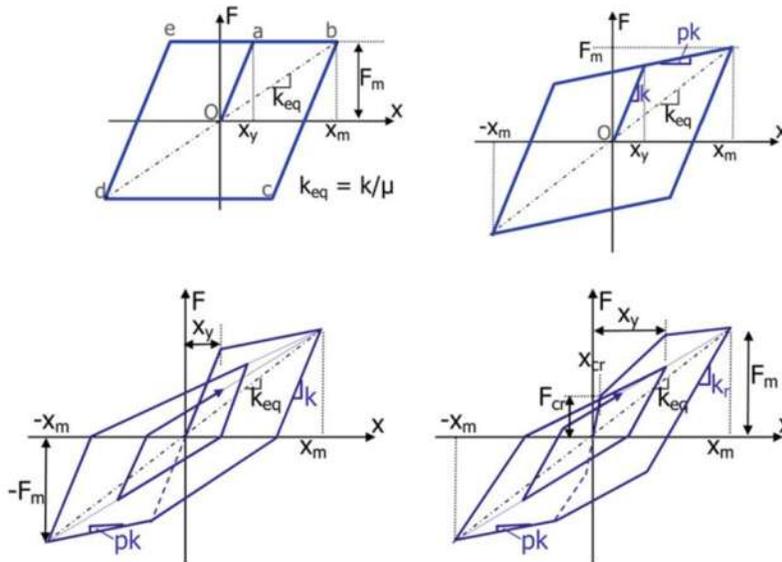


Figura 12.-Ejemplos de ciclos histeréticos (Andreas J. et. al, 2012).

Estos ciclos histeréticos nos muestra el comportamiento del material y pueden representar la degradación de rigidez y resistencia, los efectos de cierre y apertura de grietas, el deslizamiento (en caso de pérdida de adherencia), etc. A través de los ciclos se puede obtener la energía que disipa el material, calculando el área por debajo de la curva que se genera en cada ciclo.

Uno de los ciclos histeréticos más usados para elementos de concreto tipo viga o columna es el ciclo de Takeda (Figura 13) el cual considera la degradación de la rigidez inicial debido a la pérdida de recubrimiento en caso de analizar vigas.

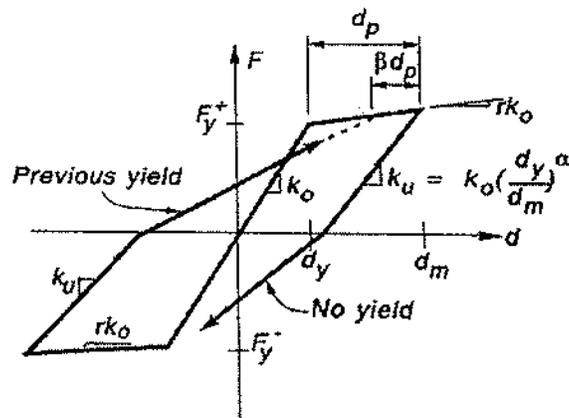


Figura 13.-Ciclo histerético de Takeda (Andrea A. 2014).

El ciclo histerético de Takeda queda definido por la siguiente formula:

$$k_u = k_o * \mu^{-\alpha}$$

Donde:

$k_o$  = Rigidez efectiva en el punto de fluencia

$\mu$  = Nivel de ductilidad

$k_u$  = Rigidez resultante de la descarga.

Se puede definir el nivel de ductilidad como:

$$\mu = \frac{d_y}{d_f}$$

Donde:

$d_y$  = Deformación máxima esperada

$d_f$  = Deformación en el punto de fluencia.

En ocasiones no es sencillo manipular los diferentes factores que se requieren para el análisis no lineal, pues el calculista tiene que obtener diferentes factores como la relación de carga axial, el tipo de sección transversal ya sea sólida, hueca o de sección variable, el cortante tanto en vigas como pilas, el porcentaje de refuerzo, el nivel de confinamiento etc.

## CAPÍTULO 2.-INFLUENCIA DE TIPOS DE APOYOS, JUNTAS Y TOPES SÍSMICOS

---

En general, para el análisis sísmico de puentes únicamente se considera la no linealidad de las pilas de los puentes, aunque durante un evento sísmico no solamente son éstos elementos los que incursionan en un comportamiento no lineal, sino también este fenómeno ocurre en los apoyos y en otros dispositivos pasivos, como son las juntas y los topes sísmicos.

Como parte del trabajo se comparará la respuesta de los modelos considerando estos dispositivos en los resultados de los análisis estáticos no lineales y los análisis paso a paso en el tiempo, para evaluar los cambios en la respuesta en caso de presentarse dichas no linealidades. A continuación, se describen las características del comportamiento sísmico de los tipos de apoyos más comunes, del efecto del golpe en las juntas, topes sísmicos y estribos.

### 2.1.- Apoyos móviles

Los rodillos de acero o apoyos móviles (Figura 14) son resistentes ante cargas verticales, también tienen la función de limitar los desplazamientos transversales, pero permiten los desplazamientos longitudinales. Estos tipos de apoyos se deslizan libremente, sin embargo, pueden llegar a presentar un comportamiento no lineal debido a la existencia de corrosión, lo cual provoca una fuerza de fricción en el momento en que la superestructura trata de desplazarse.



Figura 14.- Apoyo móvil (Tomado de: [http://www.cip-trujillo.org/img\\_eventos/pdf/SEMANA%20CAPITULO%20CIVILES/APOYOS%20EN%20PUENTES.pdf](http://www.cip-trujillo.org/img_eventos/pdf/SEMANA%20CAPITULO%20CIVILES/APOYOS%20EN%20PUENTES.pdf), 2016).

Este comportamiento se puede observar en la Figura 15 donde se presenta una gráfica fuerza desplazamiento para este tipo de apoyo. Al inicio, existe una rigidez que se opone al desplazamiento como resultado de la fricción estática que se produce por la corrosión que se genera con el tiempo o intemperismo, el movimiento de la superestructura debe ser de una debida fuerza para que esta supere la fuerza generada por la fricción, y en este momento es cuando el apoyo empieza a deslizarse.

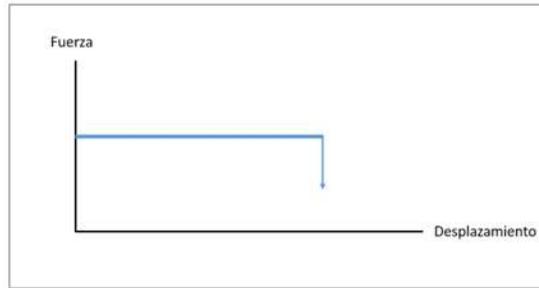


Figura 15.-Respuesta no lineal de un rodillo de acero (ACI 341.2R., 2003).

## 2.2.- Apoyos elastoméricos o apoyos de neopreno

La principal función de los apoyos es transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura. El apoyo más usado en la actualidad, son los apoyos elastoméricos o apoyos de neopreno (Figura 16) los cuales están formados por capas de neopreno y acero. Con el propósito de disipar energía, también se utilizan apoyos de neopreno con un núcleo de plomo al centro del dispositivo. Estos apoyos son colocados sobre las pilas para generar una conexión con el tablero del puente y también son utilizados en los estribos de los puentes. Estos tipos de apoyo permiten rotaciones y desplazamientos horizontales y suelen ser rígidos contra cargas verticales.

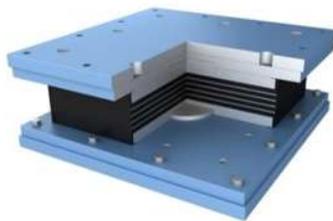


Figura 16.-Apoyo de neopreno  
(Tomado de: <http://www.oiles.co.jp/en/menshin/bridge/product/rb/>, 2016).

La no linealidad de este tipo de apoyos es definida por su ciclo histerético que se considera como un ciclo bilineal (Figura 17), el cual está definido por tres parámetros principales,  $K_1$ ,  $K_2$  y  $Q$ . Donde  $k_1$  corresponde a la rigidez elástica,  $K_2$  como la rigidez post-fluencia, aunque en la práctica este valor se considera como un múltiplo de  $k_1$ , y  $Q$  corresponde a la fluencia del plomo que está en función de área del núcleo de plomo.

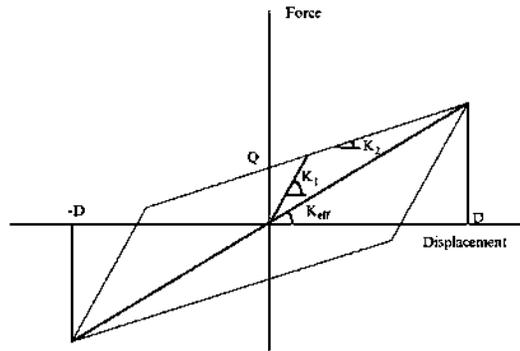


Figura 17.-Ciclo histerético de apoyo elastomérico (Andreas J. et. al, 2012).

Estos tipos de apoyos pueden ser modelados por elementos tipo resorte "Links" en los cuales deben definirse su relación histerética bilineal.

### 2.3.- Topes sísmicos

Los topes sísmicos se utilizan en los puentes que se encuentran en zonas sísmicas con el propósito de evitar los desplazamientos excesivos transversales en el tablero. Su función principal es entonces limitar los desplazamientos transversales (Figura 18).



Figura 18.-Topes sísmicos  
(Tomado de:[http://www.amivtac.org/assets/files/document/1834\\_Presentacion\\_M\\_Jara.pdf](http://www.amivtac.org/assets/files/document/1834_Presentacion_M_Jara.pdf), 2016).

Los topes sísmicos suelen ser contruidos como bloques de concreto y son colocados sobre las pilas en los extremos de los cabezales, con una separación de aproximada de 2.5 a 5 cm con respecto a la pared de la viga transversal. Estos dispositivos son muy útiles debido a que con facilidad pueden ser inspeccionados y en caso de tener daños pueden ser reparados con facilidad. Además, el daño que se produce en los topes, resulta en la disipación de energía por lo que sirven como fusibles sísmicos.

Los topes sísmicos empiezan a trabajar cuando se presentan desplazamientos transversales sobre el puente y la abertura entre la superestructura y el tope se cierra. En ese momento ambos elementos entran en contacto lo cual modifica las características de rigidez de un valor cero, cuando la separación entre la superestructura y el tope permanece abierta, alcanzando una rigidez importante cuando se cierran. En la Figura 19 se muestra la relación fuerza desplazamiento típica de estos elementos. La gráfica se presenta de esta manera debido a que los desplazamientos pueden ocurrir en ambos sentidos del tablero.

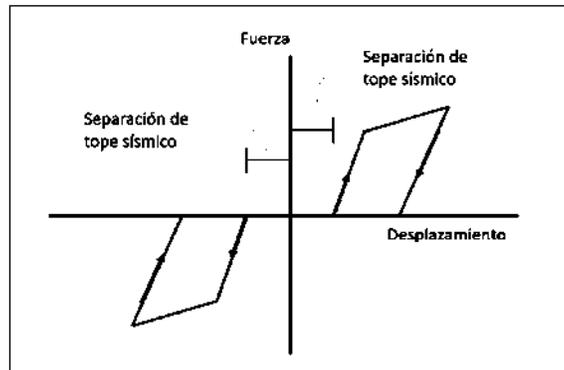


Figura 19.-Gráfica fuerza-desplazamiento de un tope sísmico (adaptada de ACI 341.2R. 2003).

Los topes sísmicos pueden ser modelados por links tipo "Gap", este tipo de conexión solamente sirve cuando los elementos están sometidos a compresión (Figura 20), también cuentan con un amortiguamiento lo que ayuda a la disipación de energía.

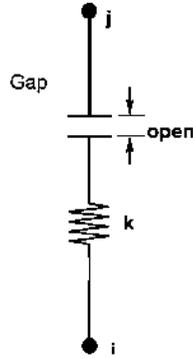


Figura 20.-Representación de tope sísmico.

## 2.4.- Juntas

La función de las juntas es permitir los desplazamientos longitudinales de la superestructura ocasionados por los cambios de temperatura, la contracción, el flujo plástico, las pérdidas de presfuerzo y las fuerzas de frenado. Las juntas por lo general se colocan en la unión de secciones del tablero y en la unión del tablero con los estribos. En el caso de un movimiento sísmico, la junta puede cerrarse, especialmente cuando los dos lados de la superestructura tienen diferencias de rigidez importantes, lo que produce un movimiento fuera de fase y produce un impacto o choque entre ambos lados de la superestructura (Figura 21).



Figura 21.-Junta entre tableros de un puente

(Tomado de: <http://www.comosanpuentes.com/wp-content/uploads/catalogos/CATALOGO-JUNTAS-COMPOSAN.pdf>, 2016).

En la actualidad existen diversos métodos analíticos para la modelación de modelos de impacto como es el caso de las juntas y de los topes sísmicos, algunos de ellos son: el coeficiente de

reconstitución, el multiplicador de Lagrange y el modelo de impacto de Kelvin. Este modelo se basa en una conexión paralela de links. Los parámetros que emplea el modelo de Kelvin son: rigidez inicial de impacto  $k_1$ , rigidez de fluencia  $k_2$  amortiguamiento  $c$  y una separación inicial  $d_0$ .

EL modelo para la junta es el siguiente:

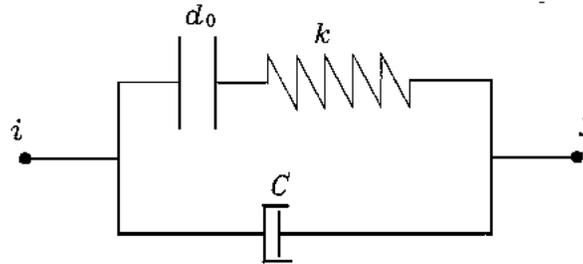


Figura 22.-Modelo de elemento de contacto (Changfeng W et. al, 2014).

Para simular el impacto de la viga y la fuerza de impacto se utiliza la siguiente ecuación:

$$\begin{cases} F = k_1(u_i - u_j - d) + c(\dot{u}_i - \dot{u}_j)u_i - u_j - d \geq 0 \\ F = 0 & u_i - u_j - d < 0 \end{cases}$$

Donde:

$K_1$ = Rigidez de contacto

$d$ = Separación inicial

$c$ = Factor de amortiguamiento

$$c = 2\xi \sqrt{k_1 \left( \frac{M_1 M_2}{M_1 + M_2} \right)}$$

$$\xi = \frac{-\ln(e)}{\sqrt{\pi^2 + (\ln(e))^2}}$$

$e$ = Factor histerético el cual puede ser tomado como 0.65 para concreto

$u_i, u_j$ = Son el desplazamiento adyacente de la viga del elemento de contacto

$\dot{u}_i, \dot{u}_j$ = Son respectivamente la velocidad adyacente de la viga con el elemento de contacto

## 2.5.- Estribos

Los estribos son la parte de la subestructura que se encuentra en los extremos de los puentes, cuyo propósito es el de transferir las cargas de una parte de la superestructura a la cimentación o

al terreno y también de soportar la carga generada por el terraplén situado en los extremos del puente, en el caso de que contara con ellos (Figura 23).



Figura 23.-Estribo del extremo de un puente  
(tomado de:<http://www.tensarcorp.com/sitecore/Content/UkIreland/Home/Applications/Earth-Retaining-Walls-and-Slopes/Bridge-Abutments>, 2016).

Un modelo simplificado fue desarrollado por Mackie y Stojadinovic (2003), el cual se puede utilizar para estudiar la influencia de los estribos en la dirección longitudinal de los puentes, donde está respuesta está en función del sistema que incluye los apoyos, la separación de la junta, el estribo y del material de relleno.

Se cuenta con dos etapas en la modelación de los estribos:

La primera es cuando el desplazamiento longitudinal no es suficiente para cerrar la junta y existe una separación entre la superestructura y el estribo, en este caso las fuerzas de la superestructura son transmitidas a través de los apoyos y estos las transmiten a la cimentación y posteriormente al terreno. La segunda etapa ocurre cuando los desplazamientos longitudinales provocan que la separación de la junta se cierre, y la superestructura se apoya directamente en el muro de respaldo del estribo, que funciona como un muro de contención, provocando el empuje pasivo del terreno.

Este modelo simplificado cuenta con dos elementos rígidos que conectan la superestructura con el estribo (Figura 24). Se puede considerar como un sistema en serie ya que tiene diferentes elementos que cuentan con diferentes desplazamientos por los cuales pasa la misma fuerza.

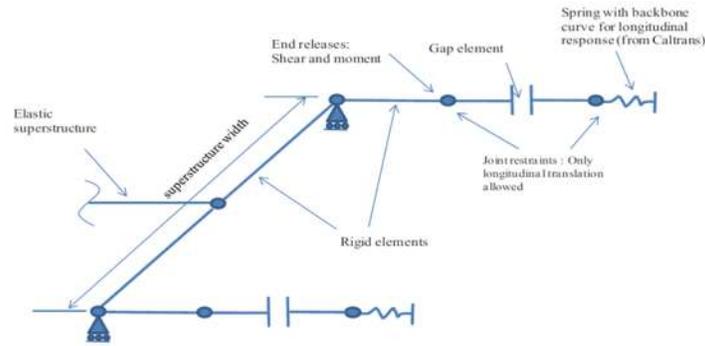


Figura 24.-Modelo simplificado de un estribo (Tehrani P. 2012).

Del modelo anterior se calcula la rigidez del estribo  $k_{abt}$  y la fuerza ultima  $P_{bw}$ , las cuales se obtienen de las siguientes ecuaciones:

$$K_{abt} = K_{abt} w_{bw} (h_{bw}/1.7)$$

$$P_{bw} = p A_e (h_{bw}/1.7)$$

$$A_e = h_{bw} w_{bw}$$

Donde:

$K_i$ = Rigidez inicial del terraplén de relleno

$p$  =Presión pasiva del suelo

$A_e$ = Área efectiva del estribo

$w_{bw}$ = Ancho del estribo

$h_{bw}$ = Alto del estribo

La no linealidad en los estribos se considera con el ciclo histerético que tiene forma bilineal, como el que se muestra en la Figura 25.

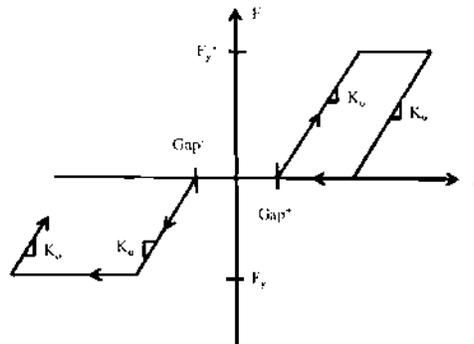


Figura 25.-Ciclo histerético de un estribo (Tehrani P. 2012).

Para el diseño de los muros de respaldo de los estribos se considera el empuje activo. El empuje activo es la presión que ejerce el suelo en el plano horizontal del muro de respaldo debido al material contenido sobre este muro y los alerones del estribo. Sobre el estribo actúa una fuerza externa provocada por el tablero donde la resultante del empuje activo y la fuerza externa es empuje pasivo (Figura 26).

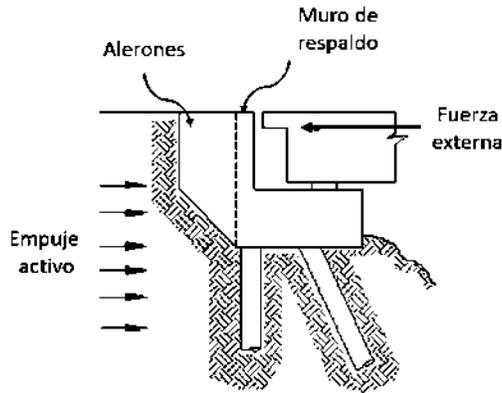


Figura 26.-Empuje pasivo y activo sobre un estribo (adaptada de Priestley et al, 1994).

## 2.6.- Sujetadores

Los sujetadores tienen un funcionamiento parecido al de los topes sísmicos, que consiste en restringir los desplazamientos, pero estos lo hacen en dirección longitudinal, los cuales pueden ser ocasionados por acciones sísmicas. La implementación de estos dispositivos se debe a los numerosos casos que se han presentado donde los puentes tienen pérdida de asiento. Las fallas por pérdida de asiento es una de las fallas más comunes en los puentes donde se localizan en zonas sísmicas.

En la práctica común de diseño, descuidan este aspecto del comportamiento. Para estimar el riesgo potencial es necesario conocer el movimiento relativo que existe entre la superestructura y las pilas o en los estribos de los puentes; dichos movimientos son más comunes cuando se cuenta con cambios bruscos de rigidez entre los tramos adyacentes en una misma pila.

Los sujetadores son colocados en dirección longitudinal para tratar de evitar la pérdida de asiento, a continuación, se muestra el caso donde se presenta esta falla y se deduce que este tipo de falla debido a que la superestructura no tiene algún tipo de falla (Figura 27).



Figura 27.-Puente de Matta Quilicura durante el sismo de Chile 2010  
(Tomado de:[http://www.amivtac.org/assets/files/document/1834\\_Presentacion\\_M\\_Jara.pdf](http://www.amivtac.org/assets/files/document/1834_Presentacion_M_Jara.pdf), 2016).

Los sujetadores pueden ser colocados tanto en puentes de concreto como puentes de acero, existen diversos sujetadores, los más comunes son los sujetadores simples y los sujetadores con disipación de energía.

Los sujetadores simples (Figura 28) son cables de acero que unen los extremos de las vigas o tableros, en ocasiones estos pueden estar sujetos a los cabezales de las pilas, ya sea si son conectados entre dos vigas o a la pila, son conectados por medio de soldadura o atornillados. Estos elementos empiezan a trabajar en el momento en que se presentan los desplazamientos haciendo que entre en un estado de tensión lo cual genera la limitación del tablero.



Figura 28.-Sujetador simple (ACI 341.2R., 2003).

Los sujetadores con disipación de energía (Figura 29), como su nombre lo indica, además de reducir la posibilidad de una falla de asiento, se encargan de la disipación de energía durante un evento sísmico. Existen varios esquemas de este tipo de reductores, algunos de ellos son de

carácter histerético, y consisten en la colocación de elementos curvos de acero de un mayor calibre que los sujetadores simples, la flexión de estos elementos es la encargada de la disipación de energía además de la limitación de los desplazamientos.



Figura 29.-Sujetadores con disipación de energía (Tomado de:[http://www.amivtac.org/assets/files/document/1834\\_Presentacion\\_M\\_Jara.pdf](http://www.amivtac.org/assets/files/document/1834_Presentacion_M_Jara.pdf), 2016).

Los sujetadores pueden ser modelados como elementos “Hook” que solamente trabajan a tensión. El modelo de la conexión tipo hook se puede ver en la siguiente (Figura 30).

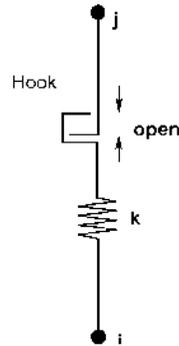


Figura 30.-Representación de sujetador.

## 2.7.- No linealidad en pilas

En los puentes las pilas son los elementos que suelen presentar más daño durante un evento sísmico, y por ello presentan una respuesta no lineal debido al cambio de rigideces que se presenta por el agrietamiento.

La filosofía del diseño de las pilas pretende evitar las fallas frágiles por lo cual se desea que tengan un comportamiento no lineal para poder tener disipación de energía a través del comportamiento hysterético y que estas tengan ductilidad. La ductilidad de las pilas depende del refuerzo que contengan y de la manera en que se distribuya y se coloque en la obra. En la Figura 31 se muestra la respuesta cíclica de una columna donde la del lado izquierdo corresponde a una columna con un confinamiento inadecuado y la del lado derecho es la de una columna con un confinamiento apropiado, lo que le permite disponer de una mayor disipación de energía.

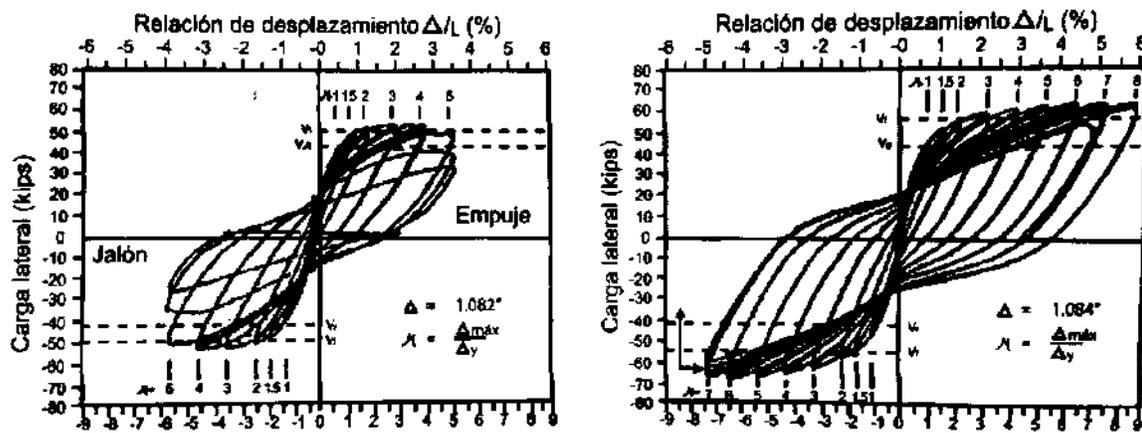


Figura 31.-Columna con mal y buen confinamiento (ACI 341.2R., 2003).

Esta respuesta cíclica para las pilas puede representarse con diferentes modelos de histéresis, de los más usados para modelar la respuesta del concreto reforzado son los siguientes:

- Modelo de degradación de Clough

Este modelo fue propuesto por Clough y Johnston en 1966, el cual representa el comportamiento hysterético de columnas reforzadas (Figura 32).

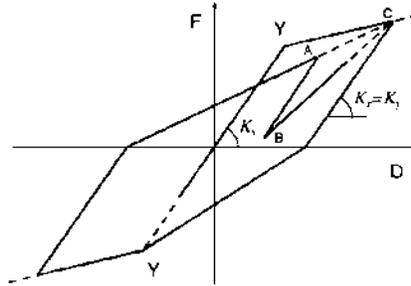


Figura 32.-Modelo de Clough (Otani et al, 2015).

Este modelo sigue la curva esqueleto de un modelo elastoplástico. En la descarga después de la fluencia toma la misma rigidez elástica que la inicial. La trayectoria del punto de respuesta sigue el mismo que el de la respuesta máxima, pero en dirección de la descarga simulando la rigidez de degradación.

En 1976 Mahin y Bertero señalan una deficiencia en el modelo de Clough, el cual se encuentra después de la descarga entre el punto A y B donde Clough considera que la respuesta debe ser en dirección hacia el desplazamiento máximo obtenido anteriormente. (tramo B-C). Por lo cual proponen el modelo modificado de Clough (Figura 33).

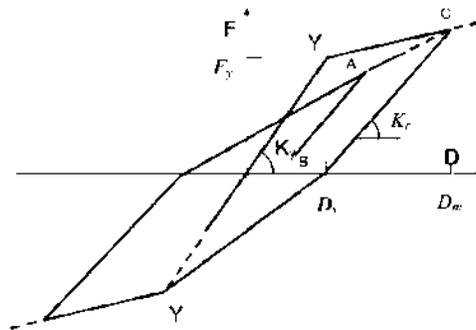


Figura 33.-Modelo modificado de Clough (Otani et al, 2015).

Este modelo de Clough incorpora la reducción de rigidez debido a la descarga  $K_r$  con un desplazamiento máximo. Para considerar esta rigidez se utiliza la siguiente expresión:

$$K_r = K_y \left( \frac{D_m}{D_y} \right)^{-\alpha}$$

Donde:

$\alpha$ = Parámetro de la degradación de la rigidez en la descarga

$K_y$ = Rigidez elástica inicial

$D_m$ = Desplazamiento previo máximo

$D_y$ = Desplazamiento de fluencia

$K_r$ = Rigidez debido a la descarga

- Modelo de degradación de Takeda

Este modelo de histéresis fue desarrollado por Takeda, Sozen y Nielsen (1970). Es generalmente utilizado en la respuesta no lineal de estructuras de concreto reforzado sujetas a sismo. Para definir el ciclo histerético se cuenta con varias condiciones y reglas (Figura 34).

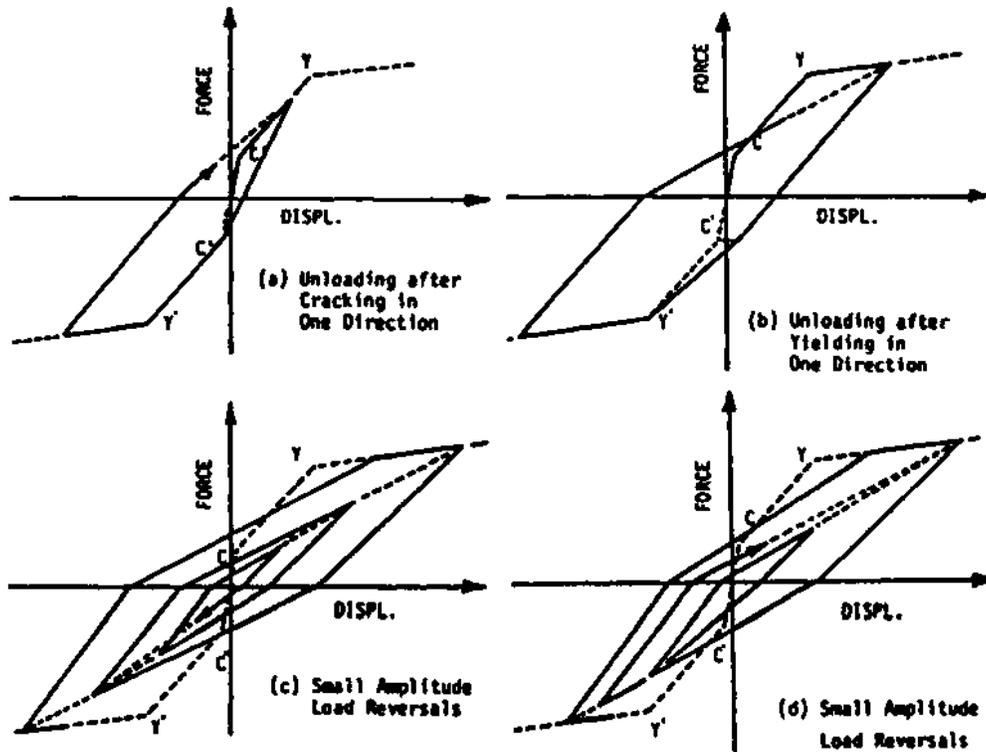


Figura 34.-Modelo de Takeda (Otani et al, 2015).

Este modelo es uno de los más usados debido a que incluye los cambios de la rigidez debido al agrietamiento que se presenta por flexión y la fluencia del acero; también en la descarga se encuentra con una degradación de la rigidez con el nivel de deformación. En la descarga la rigidez después de la fluencia está dada por:

$$K_r = \frac{F_c + F_y}{D_c + D_y} \left| \frac{D_m}{D_y} \right|^{-\alpha}$$

Donde:

$\alpha$ = Parámetro de la degradación en la descarga

$D_m$ = Desplazamiento previo máximo más allá de la fluencia

Este modelo de degradación propuesto por Takeda considera la disipación de energía la cual se expresa con la siguiente expresión, donde solo es válida cuando el factor de ductilidad tiene un valor mayor a la unidad.

$$E_h = \frac{1}{\pi} \left\{ 1 - \frac{1 + \frac{D_c}{D_y} \mu^\alpha (1 - \beta + \mu\beta)}{1 + \frac{F_c}{F_y} \mu} \right\}$$

- Modelo histerético para cortante

Si se produce agrietamiento diagonal provocado por fuerzas transversales, se cuentan con algunos modelos para miembros de concreto reforzado que muestran una pérdida progresiva de la resistencia debida al agrietamiento.

Uno de los modelos más usados es el modelo de Takayanagi y Schnobrich (1976), el cual está basado en el modelo de Takeda, pero este incorpora el pinching (la reducción del ciclo debido a la pérdida de rigidez) y el decaimiento de la fuerza. Este modelo cuenta con una curva esqueleto trilineal como se ilustra en la Figura 35.

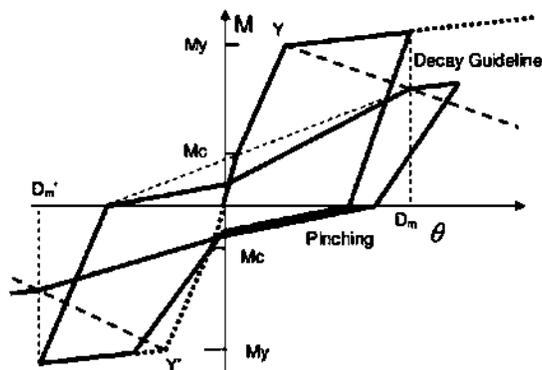


Figura 35.-Modelo de Takayanagi (Otani et al, 2015).

## CAPÍTULO 3.- RESPUESTA SÍSMICA DE Puentes REGULARES

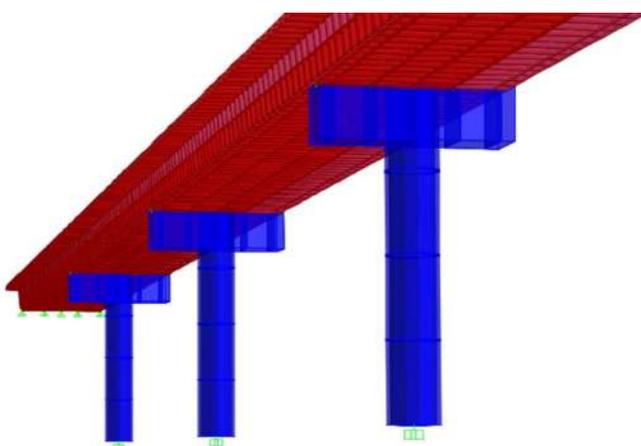
---

En los tres capítulos que siguen, se analizan puentes con distintas características dinámicas para estudiar el efecto que tienen los topes sísmicos y las juntas en los extremos del puente. Antes de empezar con la evaluación de los puentes regulares, cabe mencionar que se trabajaron con tres grupos diferentes, los cuales se clasifican en los siguientes casos:

- Puentes regulares
- Puentes con distribución irregular de la rigidez transversal
- Puentes con una sola pila

Se consideraron las mismas propiedades de los materiales y características geométricas de la sección del cajón de todos los modelos para no tener una diferencia que pudiera provocar cambios significativos en la respuesta de los modelos. El concreto que se propone tanto en las pilas como en la sección tipo cajón, tiene un esfuerzo a la compresión simple ( $f'c$ ) de  $300 \text{ kg/cm}^2$  y un módulo de elasticidad ( $E$ ) de  $14000\sqrt{f'c}$ .

En todos los modelos, en la parte superior de las pilas, se cuenta con una viga de 2m por 2m de sección sobre la cual se cuenta el tablero por medios de links, los cuales representan a los distintos tipos de apoyo (Figura 36).



*Figura 36.-Conexión de pilas y tablero.*

Se consideraron apoyos de neopreno en las pilas intermedias de todos los modelos; cabe aclarar que en los extremos se usarán apoyos de neopreno en los modelos tres, seis y nueve.

Para el análisis modal a la masa de la estructura se le adicionó la masa debida al peso del asfalto y del parapeto, para ello se propone considerar un espesor de 14 cm. El peso correspondiente se aplicó como una presión sobre toda la superficie del tablero de 0.308 t/m<sup>2</sup> (Figura 37).

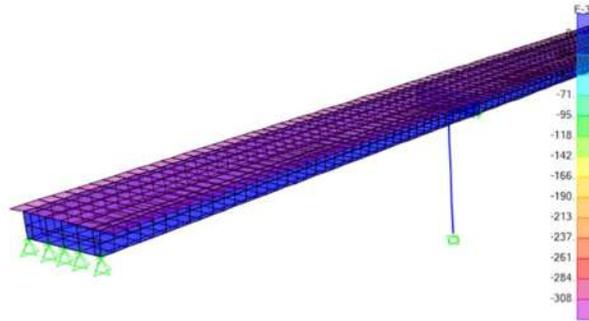


Figura 37.-Carga sobre superficie de tablero.

Con respecto a los puentes regulares, se proponen tres modelos con las mismas propiedades geométricas, pero con tres distintas condiciones de apoyo en los extremos: apoyos articulados, apoyos móviles y apoyos de neopreno. En las pilas los apoyos son de neopreno en todos los casos.

Con respecto a la geometría se cuenta con un puente con cuatro claros de 40m de longitud, con una longitud total de 160 m. En la Figura 38 se puede observar esta geometría

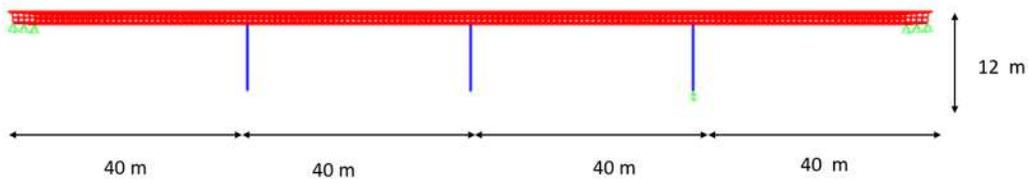


Figura 38.-Geometría de los puentes regulares.

Estos modelos cuentan con tres pilas intermedias las cuales tienen la misma sección transversal, la cual es una sección constante circular hueca con un diámetro exterior de 2 m y un diámetro interno de 1.4m con un espesor de 0.3 m (Figura 39).

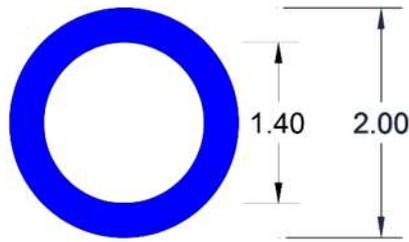


Figura 39.-Sección de columna para todos los modelos.

Las pilas o columnas se modelaron como elementos tipo “frame” las cuales se dividen para tener una mejor discretización de la masa.

El tablero del puente es una sección con un ancho en la parte superior de 10 m, un ancho inferior de 7m y un peralte total de 1.8 m, con un espesor de almas de 0.3 m como se muestra en la Figura 40. En el programa SAP2000 la sección se representó con elementos tipo Shell con las propiedades de concreto anteriormente mencionadas. Para el tablero del puente se utilizaron 2 880 elementos Shell contando los diafragmas en los extremos del puente y en el descanso de la sección sobre las columnas.

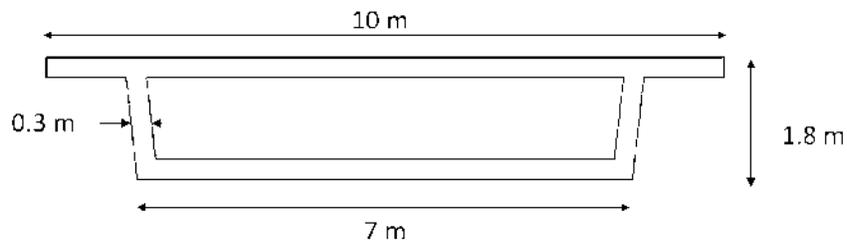


Figura 40.-Sección transversal del cajón.

### 3.1.- Modelo 1- Puente con apoyos articulados

El primer modelo cuenta con apoyos de neopreno sobre las pilas para la conexión de la superestructura con la subestructura y con apoyos articulados en los extremos del puente. Se colocaron cinco apoyos de neopreno sobre cada pila y cinco apoyos articulados en los estribos como se muestra en la Figura 41.

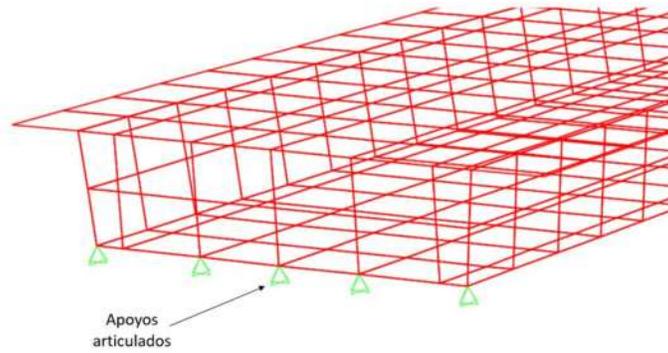


Figura 41.-Apoyos articulados en los estribos.

En el análisis modal se debe incluir un número suficiente de modos para asegurar que la masa efectiva incluida en el modelo sea al menos de 80% de la masa total de la estructura en cada dirección de análisis. En la siguiente tabla se muestran los periodos y factores de participación de masa de los primeros 24 modos de vibrar de la estructura. Como se observa en la tabla 1 el primer modo corresponde a un movimiento transversal, el cual tiene un periodo de 0.97 s y un factor de participación de masa de 69% (la configuración deformada del modo fundamental se muestra en la Figura 42). El segundo modo es vertical, con un periodo de 0.54s y un elevado factor de participación de masa de 68%. El primer modo longitudinal es el modo 8, con un periodo de 0.32 s y factor de participación de masa de 11%. La restricción longitudinal que ofrecen los apoyos articulados, restan importancia al movimiento longitudinal del puente, provocando una mayor interacción entre el estribo y el terreno, que en este modelo se consideró como restringido (roca). Se aprecia que en el modo 24 se alcanza más del 80% de la participación de masa en las tres direcciones de desplazamiento del puente y 70% en las rotaciones.

Tabla 1.-Resultados del análisis modal del modelo 1.

Número de modo	Periodo (Seg)	Dirección del modo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.97	Transversal	0.000	0.690	0.000	0.012	0.000	0.000
2	0.54	Vertical	0.000	0.690	0.678	0.012	0.000	0.000
3	0.53	Rotación alrededor de eje transversal	0.005	0.690	0.678	0.012	0.603	0.000
4	0.45	Rotación alrededor de eje transversal	0.005	0.690	0.816	0.012	0.603	0.000
5	0.41	Rotación alrededor de eje transversal	0.018	0.690	0.816	0.012	0.730	0.000
6	0.38	Transversal en pilas extremas	0.018	0.690	0.816	0.012	0.730	0.529
7	0.34	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.018	0.710	0.816	0.328	0.730	0.529
8	0.32	Longitudinal tablero	0.107	0.710	0.816	0.328	0.730	0.529
9	0.32	Longitudinal pilas extremas	0.107	0.710	0.816	0.328	0.730	0.529
10	0.32	Longitudinal en pilas	0.122	0.710	0.816	0.328	0.730	0.529
11	0.30	Transversal en pilas	0.122	0.715	0.816	0.328	0.730	0.529
12	0.30	Transversal pilas extremas	0.122	0.715	0.816	0.328	0.730	0.540
13	0.28	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.122	0.760	0.816	0.650	0.730	0.540
14	0.23	Rotación alrededor de eje transversal	0.122	0.760	0.826	0.650	0.730	0.540
15	0.19	Tablero transversal	0.122	0.860	0.826	0.652	0.730	0.540
16	0.18	Rotación alrededor de eje transversal	0.156	0.860	0.826	0.652	0.746	0.540
17	0.18	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.156	0.860	0.826	0.652	0.746	0.541
18	0.14	Vertical acoplado con rotación	0.156	0.860	0.830	0.652	0.746	0.541
19	0.13	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.156	0.861	0.830	0.727	0.746	0.541
20	0.13	Rotación alrededor de eje transversal	0.384	0.861	0.830	0.727	0.755	0.541
21	0.12	Vertical acoplado con rotación	0.384	0.861	0.830	0.727	0.755	0.617
22	0.12	Vertical acoplado con rotación	0.384	0.861	0.830	0.727	0.755	0.695
23	0.11	Longitudinal	0.850	0.861	0.830	0.727	0.779	0.695
24	0.11	Rotación alrededor de eje vertical	0.850	0.861	0.830	0.727	0.779	0.695
			85%	86%				

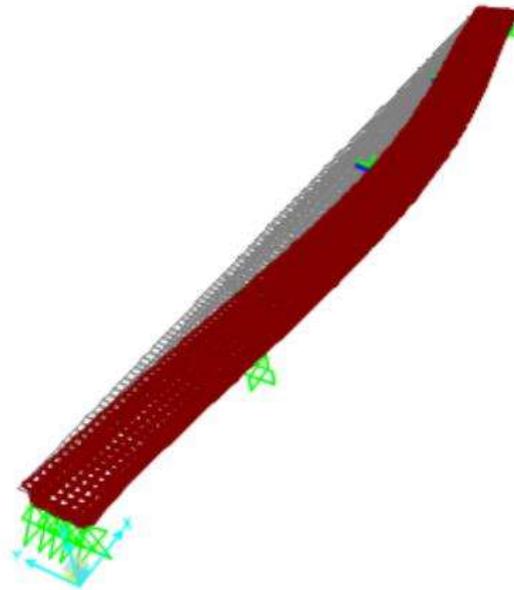


Figura 42.-Primer modo de modelo1.

Los modelos fueron analizados con un análisis "Time- History ", para lo cual fue necesario realizar algunos pasos previos.

El primero de ellos es el diseño de las columnas, el cual suele hacerse con base en un análisis modal espectral y así definir la cantidad de acero tanto longitudinal como transversal. Después de realizar el cálculo del acero longitudinal y transversal se realiza el modelo Momento-Curvatura el cual nos permite observar el comportamiento de la sección transversal del elemento hasta su falla. En la Figura 43 se muestra uno de los puntos más importante del modelo Momento-Curvatura los cuales son: el agrietamiento del concreto, fluencia de acero y resistencia última.

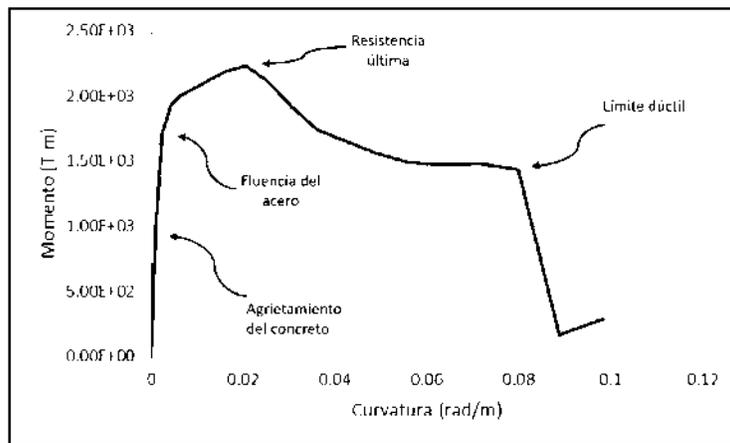


Figura 43.-Momento-Curvatura de una sección circular de concreto.

El diagrama Momento-Curvatura nos ayuda para definir las propiedades de las articulaciones plásticas en el cual se consideran las articulaciones como plastificación concentrada. Las características de las articulaciones se representan en este estudio por medio del modelo de degradación de Takeda

Las longitudes de las articulaciones plásticas se obtienen con la siguiente expresión (Priestley, et al, 1996):

$$L_p = 0.8 * L + 0.15 * f_y * d_b > 0.3 * f_y * d_b \quad (Mpa)$$

Donde:

$L_p$ = Longitud de articulación plástica

$f_y$ = Fluencia del acero

$d_b$ = Diámetro del refuerzo longitudinal

Además de la longitud plástica se consideró la longitud por penetración de fluencia, la cual representa la longitud en la que el acero longitudinal fluye, tanto dentro de la cimentación, como en el cabezal en el extremo superior de la pila. Esta consideración produce un incremento de la longitud en la longitud efectiva de la columna, la cual se consideró como (Priestley, et al, 1996):

$$L_{pj} = 0.15 * f_y * d_b \quad (f_y \text{ en ksi})$$

Donde:

$L_{pj}$ = Longitud de articulación plástica por penetración de fluencia

$f_y$ = Fluencia del acero

$d_b$ = Diámetro del refuerzo longitudinal

Teniendo ambas longitudes de articulación plástica se calcula la longitud total, la cual es la suma de las dos longitudes calculadas “  $L_t = L_p + L_{pj}$ ”. Las cuales fueron modeladas con elementos tipo link en los modelos de SAP2000.

Antes de continuar con el análisis se nombrará el orden de las columnas para así poder identificar el comportamiento de cada columna, en la siguiente figura se muestra la nomenclatura de cómo se numeraron las columnas junto con los estribos. Se planteó de izquierda a derecha teniendo el primer apoyo como estribo el cual se le llamó como E1, después la pila 2 como P2 etc. Hasta terminar con el estribo 5 que se representa como E5.

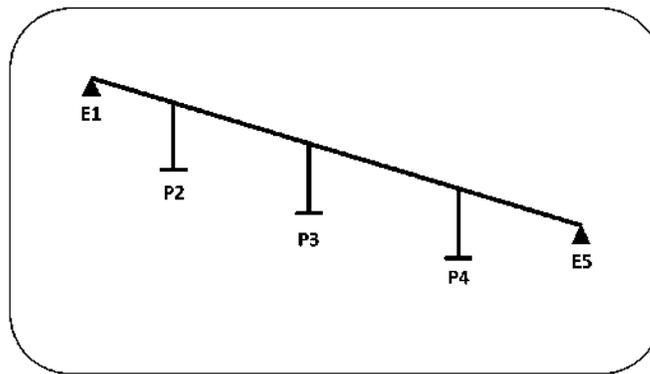


Figura 44.-Numeración de las pilas y estribos del modelo 1.

Con los elementos anteriores definidos se procedió con el análisis, para ello se utilizó el registro de la estación manzanillo correspondiente al sismo del 9 de octubre de 1995.

En la siguiente Figura 45, se muestra la aceleración en la historia del tiempo de este registro en el cual se muestran 50 segundos y tiene una aceleración máxima de 3.87 m/s<sup>2</sup> y una mínima de -3.75 m/s<sup>2</sup>.

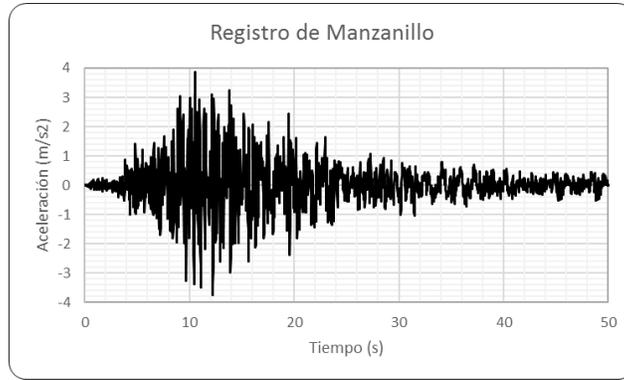


Figura 45.-Registro de manzanillo.

Realizando el análisis en la historia del tiempo se escaló el acelerograma del sismo para que las columnas alcancen distintos niveles de comportamiento no lineal, que se controlaron mediante la ductilidad de la pila más dañada. Como medida de ductilidad se eligió la ductilidad de rotación de la base de la pila, la cual se define mediante la siguiente expresión:

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_{max}^{\pm}}{\theta_y}$$

Donde:

$\mu_{\theta}$ =Ductilidad de rotación

$\theta_y$ = Rotación correspondiente a la fluencia

$\theta_{max}^{\pm}$ = Rotación máxima alcanzada en cualquiera de los dos sentidos

Los valores de ductilidad de rotación que se impusieron a las pilas son de 1, 2 y 4. Usando el periodo fundamental del puente y el espectro del registro se obtuvieron las siguientes intensidades espectrales correspondientes a las tres ductilidades que se impusieron a las pilas, obteniendo intensidades espectrales de 8.26, 13 y 21.8 m/s<sup>2</sup>.

En la siguiente figura se muestran los ciclos histeréticos de estas tres intensidades espectrales, en la cual se puede apreciar que mientras más intensidad espectral se presente, mayor es el daño que sufre las columnas en estudio. En la Figura 46 (a) empieza a generarse un comportamiento no lineal debido a que el acero empieza a alcanzar la fluencia, la rotación de fluencia se consideró del diagrama momento-curvatura de la columna la cual corresponde a 0.0016 rad, en la Figura 46 (b) ya se puede apreciar el ciclo histerético de una manera más parecida al ciclo histerético de Takeda, este ciclo presenta una rotación máxima de -0.0032 rad lo cual presenta un daño ligero en la columna y finalmente la Figura 46 (c) presenta una rotación máxima de -0.007 rad, de las tres intensidades espectrales esta es la que presenta una mayor ductilidad de rotación.

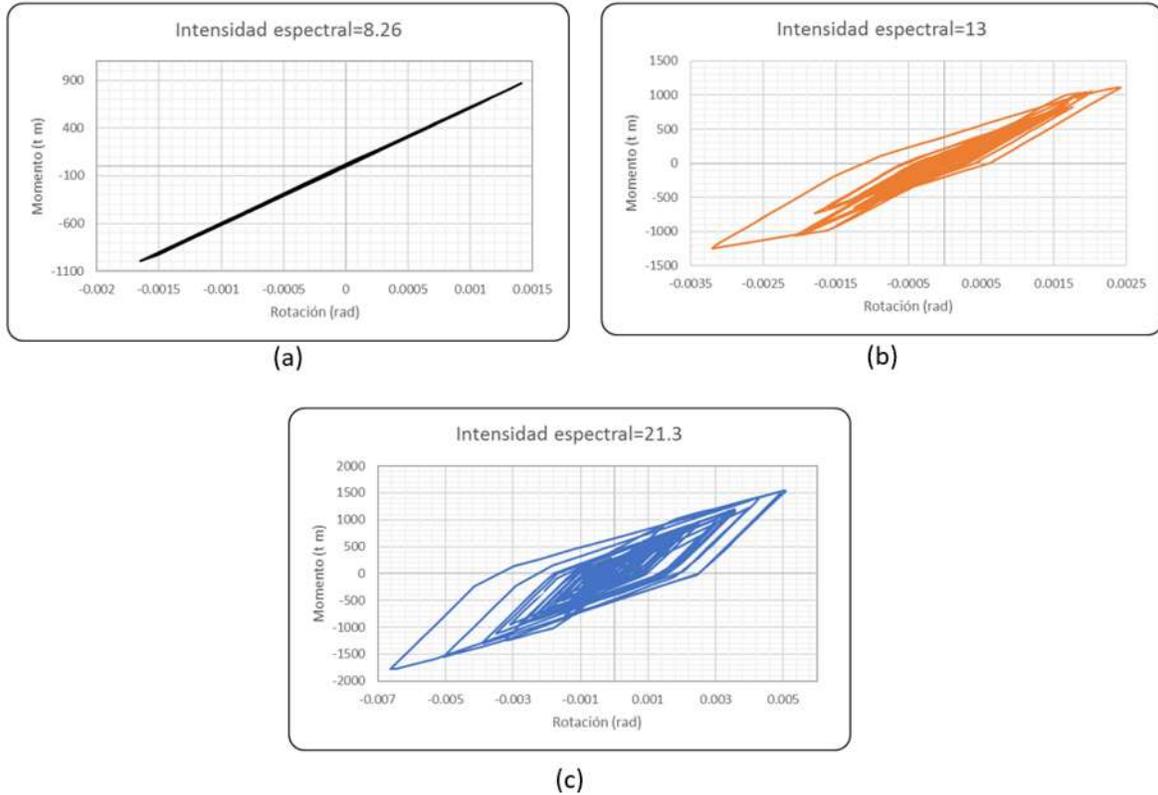


Figura 46.-Ciclos histeréticos para diferentes intensidades espectrales: (a) Ductilidad de rotación igual a uno; (b) Ductilidad de rotación igual a dos; (c) Ductilidad de rotación igual a cuatro.

Al realizar el análisis en la historia del tiempo con este registro se obtuvieron las ductilidades de rotación para las tres intensidades espectrales también como los desplazamientos de las pilas y las del tablero para después compararlos con el mismo modelo, pero agregando topes sísmicos. Para el modelo con topes sísmicos se modificó el cabezal del modelo 1, colocando una sección variable y al término de ellas los topes sísmicos como se muestran en la Figura 47.

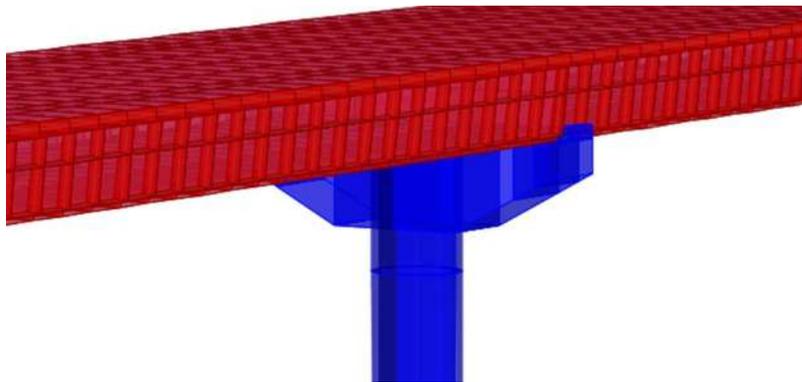


Figura 47.-Topes sísmicos sobre el cabezal del modelo 1.

Se calculó la rigidez para el elemento “Gap” con el cual se modelo en el elemento link para conectar el tope y el tablero. Se propuso una separación entre el tope y el cajón de 2.54 cm.

Se calcularon las ductilidades de rotación de la columna “P3” y se compararon, de igual manera se realizó para los desplazamientos de la pila y los desplazamientos del tablero, en la siguiente figura se muestra la variación de la ductilidad de rotación del modelo sin topes y con topes con una separación de 2.54 cm. La ductilidad de rotación incrementa con la implementación de topes sísmicos, de cuatro para la pila central cuando del puente no tiene topes, hasta 10.3 para la misma pila del puente cuando se consideraron topes laterales; esto quiere decir que el daño de las pilas incrementa.

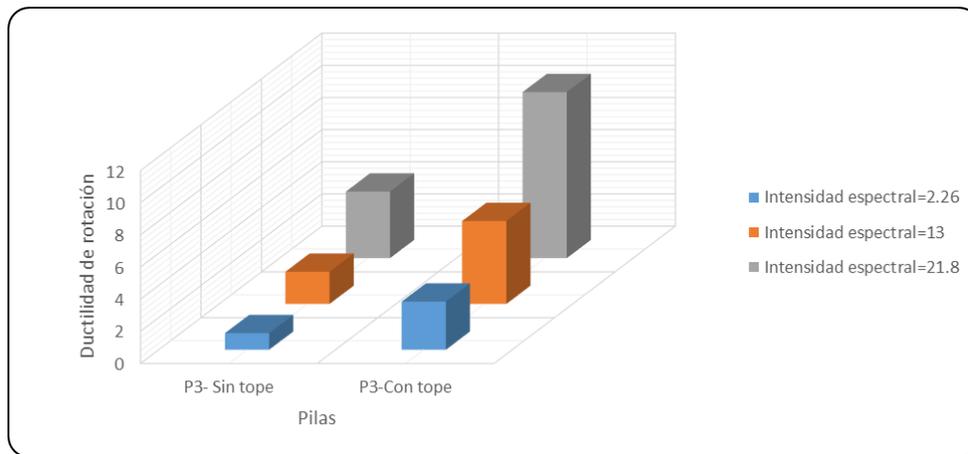


Figura 48.-Comparación de la ductilidad de rotación de la columna P3 entre los modelos con y sin tope.

En la Figura 49 se muestran los desplazamientos del tablero del modelo sin topes y con topes, esto se realizó para las tres intensidades espectrales, pero solo se mostrará para la primera de ellas. Como se puede observar en la figura se cuenta con un desplazamiento máximo del tablero en la condición sin tope de 0.17 m al centro del tablero y cuando estos son implementados se reduce este desplazamiento a 0.13 m; una reducción equivalente ocurre en los desplazamientos del tablero para las tres intensidades espectrales. Debido a la reducción de estos desplazamientos es que se genera el incremento de las ductilidades de rotación como se observó en la figura anterior lo que se puede concluir de esto es que debido a la implementación de los topes sísmicos se reducen los desplazamientos del tablero, pero aumenta el desplazamiento de las pilas provocando

mayor daño por ende una mayor ductilidad de rotación de las pilas sin importar cuál sea la intensidad espectral a la que esté sometido el modelo.

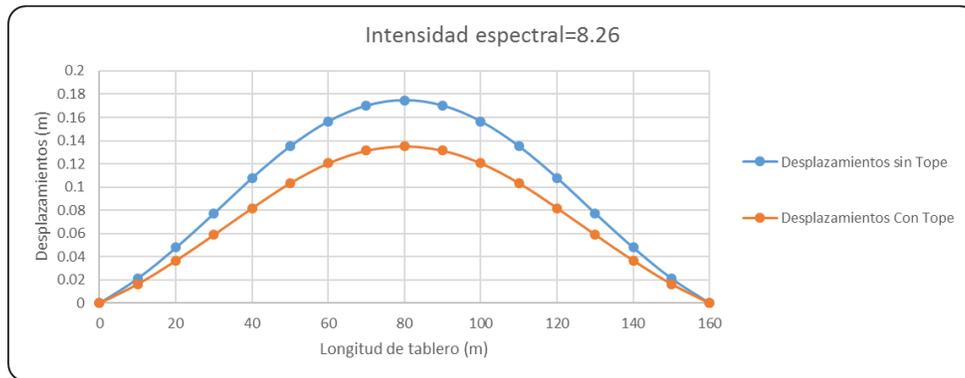


Figura 49.-Desplazamientos del tablero del modelo con topes y sin ellos.

Después de observar los resultados anteriores se procedió a verificar la influencia de la separación de los topes, ¿Cómo es que estos afectan en las demandas en pilas y tablero? Para ello se consideró el mismo modelo y el mismo acelerograma, pero con diferentes separaciones las cuales se propusieron de: 2.5 cm, 1 cm, 0 cm y sin tope.

Realizando el análisis se obtuvo la siguiente relación (Figura 50) donde se puede apreciar la diferencia de la respuesta para las distintas condiciones. Existe un incremento de la ductilidad de rotación de las pilas para las intensidades espectrales anteriormente mencionadas, cabe destacar que la influencia de la separación entre los topes y el tablero no varía en la respuesta de estos, pero si se presenta una gran variación entre el modelo sin topes a los modelos que si cuentan con ellos.

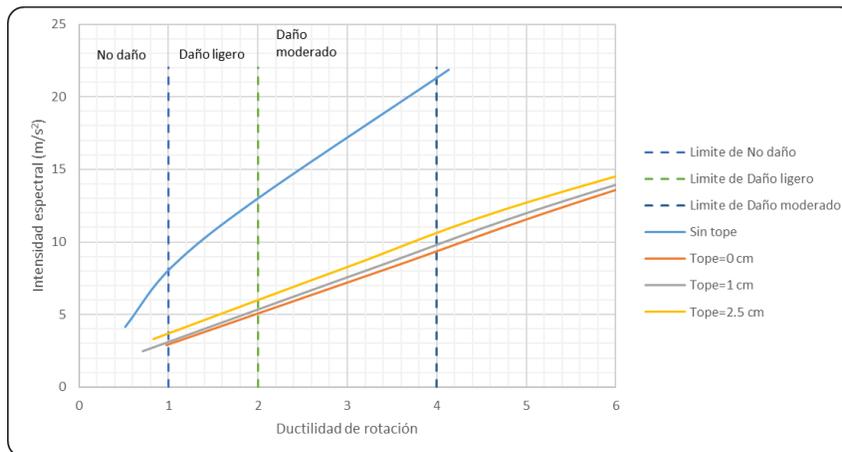


Figura 50.-Influencia de las separaciones de los topes.

Se clasificó el daño de las columnas en tres intervalos, los cuales son: la zona de no daño donde la ductilidad de las columnas es menor a uno lo cual nos indica que las columnas no alcanzan la fluencia, la zona de daño ligero la cual es en el intervalo de rotación entre uno y dos, en este intervalo la columna comienza a degradarse presentando un comportamiento no lineal en su ciclo histerético y finalmente la zona de daño moderado en la cual la columna presenta rotaciones altas donde las ductilidades de rotación de las columnas sobrepasan valores de dos.

Se obtuvieron las ductilidades de rotación de la pila 3 para las tres intensidades espectrales del registro de manzanillo implementando las 3 separaciones de los topes, la cual se puede apreciar en la Figura 51.

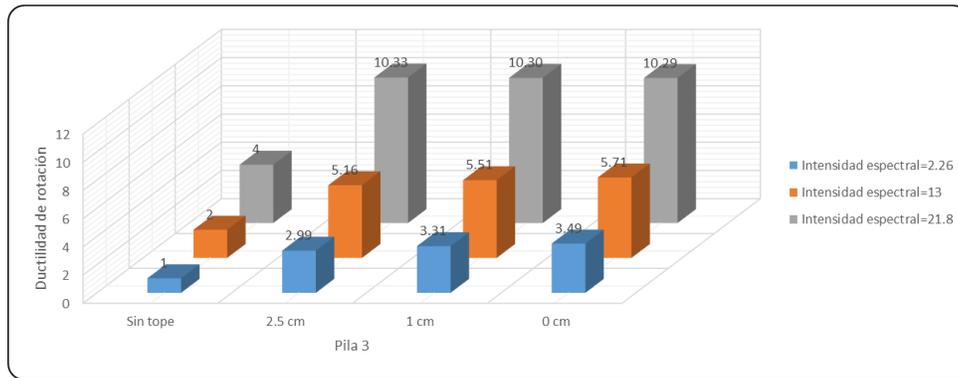


Figura 51.-Ductilidades de rotación para la columna 3 para las diferentes separaciones del modelo 1.

La ductilidad de rotación incrementa ligeramente con la reducción de la separación entre el tope y el tablero, como se puede apreciar en la intensidad espectral para 2.26, cuando se tiene una separación de 2.5 cm se cuenta con una ductilidad de 2.99 y está ductilidad aumenta ligeramente cuando se va cerrado la separación como es el caso de 0 cm la ductilidad alcanzada es de 3.49, esto incremento ocurre en las primeras dos intensidades espectrales mientras que para intensidad espectral mayor se tiene una ligera disminución de la ductilidad de rotación en cuanto a la reducción de la separación entre el tope y el cajón.

Posteriormente de analizar en el tiempo con el registro de Manzanillo se realizaron nuevos análisis, pero ahora considerando 10 registros más de los cuales se presenta un breve resumen de ellos en la siguiente tabla, o si se prefiere tener un resumen más completo de los registros se

puede observar en el apéndice “A” donde se podrá encontrar tanto información del sismo como de la estación con la cual fue capturada la información.

Tabla 2.-Registros utilizados para el análisis en la historia del tiempo.

<b>Nombre de la estación</b>	<b>Sismo registrado</b>	<b>Aceleración máxima (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>Abreviatura</b>
Aeropuerto Zihuatanejo	19/09/1985	1.53	AZIH
Aeropuerto Zihuatanejo	21/09/1985	1.58	AZIH
Caleta de Campos	19/09/1985	1.4	CALE
Chila de las Flores	15/06/1999	1.04	CHFL
Ciudad Serdan	15/06/1999	1.99	CSER
Jamiltepec	30/09/1999	3.98	JAMI
La Union	19/09/1985	1.65	UNIO
La Union	21/09/1985	0.76	UNIO
Manzanillo	09/10/1995	3.87	MANZ
Zacatula	19/09/1985	2.62	ZACA
Zacatula	21/09/1985	0.72	ZACA

En la Tabla 2 se muestran los once registros incluyendo el sismo de Manzanillo, los cuales se consideran sismos de terreno duro. Las aceleraciones máximas de los registros varían de entre 0.72 m/s<sup>2</sup> (registro de Zacatula 21/09/ 1985) hasta 3.98 m/s<sup>2</sup>(registro de Jamiltepec). A continuación, se muestra un mapa con la ubicación de las estaciones y de los epicentros de los sismos mostrados en la tabla anterior.

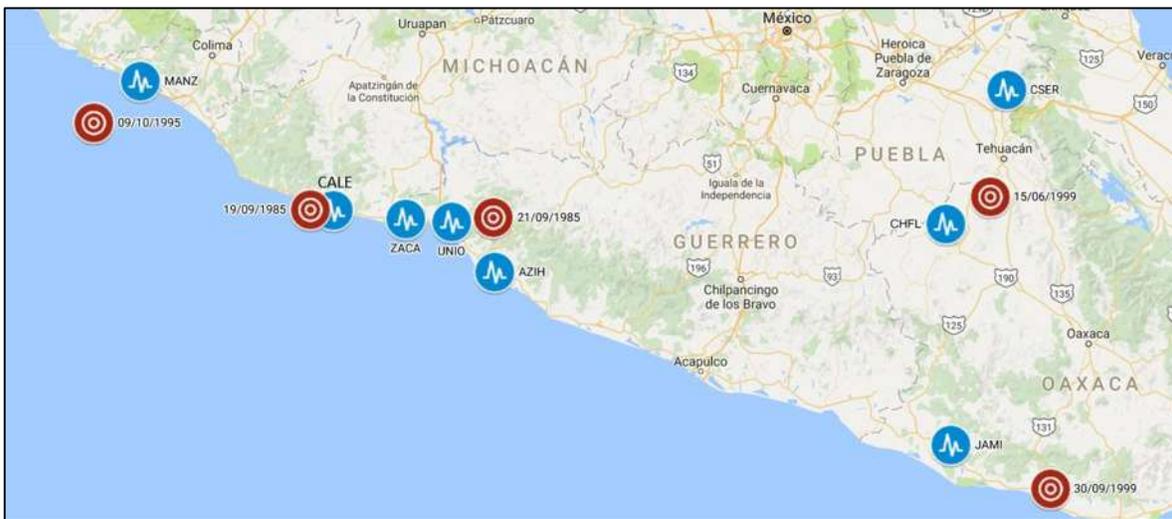


Figura 52.-Macro localización de las estaciones y registros sísmicos.

Antes de realizar el análisis en la historia del tiempo empleando todos los registros se trabajó con los acelerogramas anteriormente descritos. A estos acelerogramas se les realizó una corrección de la línea base y filtrado de datos con el programa “Seismosignal”. Esto se realiza debido a que surgen problemas en el momento en que se desea calcular la velocidad y desplazamientos con dichos registros y la principal causa de este problema se debe al desconocimiento de los valores iniciales y finales de ambas variables, lo cual se genera cuando el instrumento de medición empieza a registrar el sismo después de que haya iniciado el movimiento del sitio en el que se origina el evento sísmico. Lo cual ocasiona la pérdida inicial y final del movimiento provocando un desfase del cero del registro con el cero real de la aceleración.

Después de haber realizado esta corrección a las aceleraciones a considerar se procedió a calcular los espectros (Figura 53) la cual nos servirá para obtener las intensidades espectrales a las que se tendrá que escalar cada registro para poder alcanzar y tener un punto de comparación de los resultados ya sea de desplazamientos del tablero o ductilidades de rotación de las columnas.

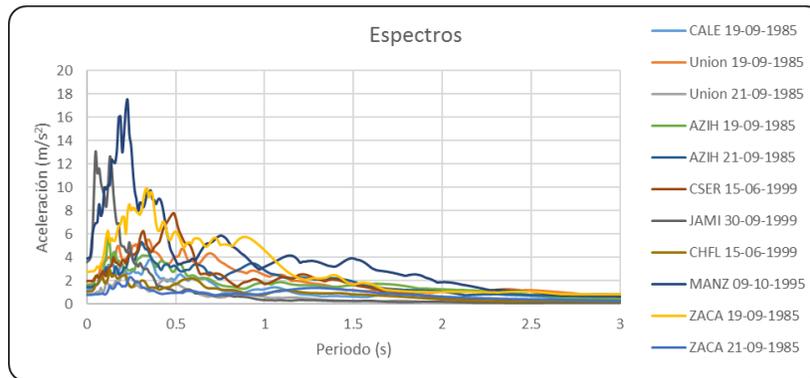


Figura 53.-Espectros de los once registros sísmicos.

Para evaluar el nivel de daño en las pilas se utilizaron los estados límites propuestos por Kowalsky (2000). Los estados límites son la fluencia, la pérdida de recubrimiento y la resistencia antes del deterioro o estado límite último, los cuales están asociados a los valores de deformación del concreto o del acero. En la siguiente figura se muestra un diagrama momento-curvatura donde se aprecian los valores de deformación de Kowalsky. El valor de deformación del concreto o del acero que se presente primero, indica que se alcanzó el nivel de daño descrito.

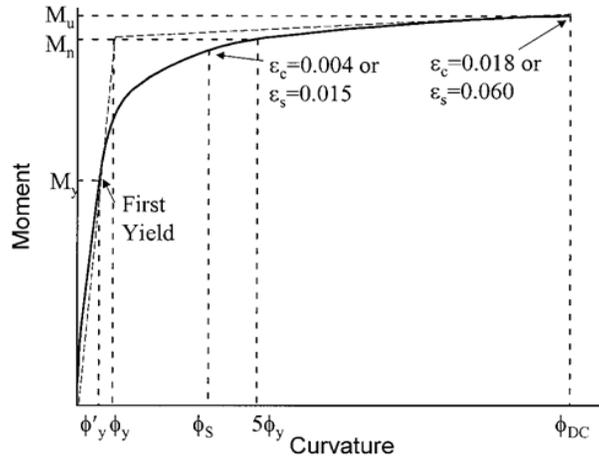
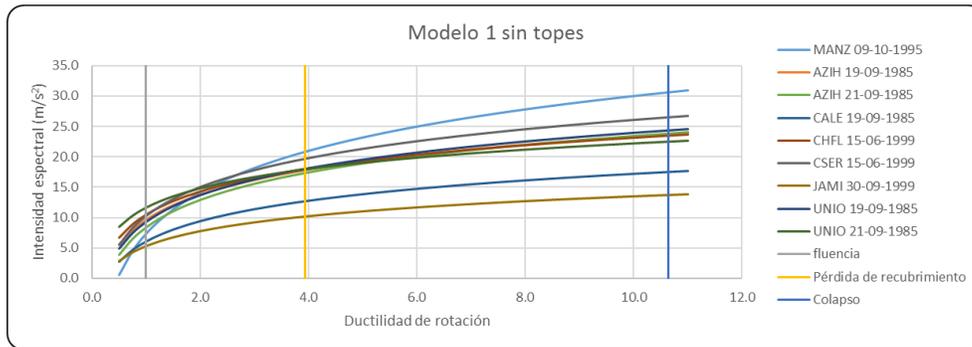


Figura 54.- Definición de estados límites a partir de un análisis momento-curvatura.

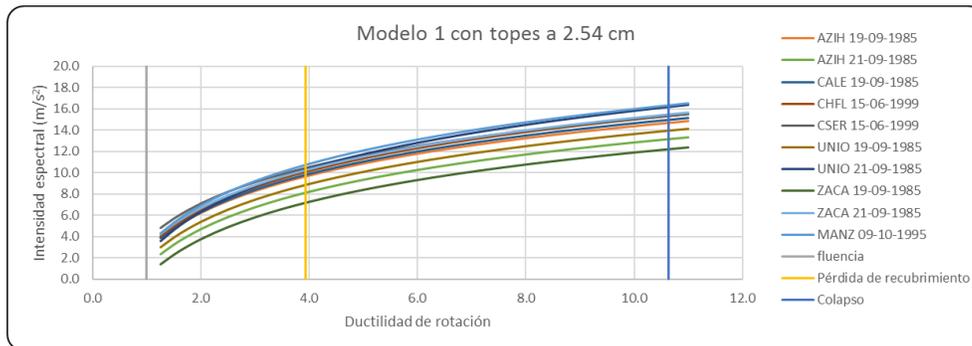
Para todos los modelos se consideró este criterio, se trató de alcanzar los tres estados límites y graficar las ductilidades de rotación contra las intensidades espectrales correspondientes.

En la Figura 55 se muestran los resultados del análisis del primer modelo cuando se le somete a los once registros sísmicos, en función de la intensidad espectral y la ductilidad de rotación. En la figura se indican mediante unas líneas verticales los estados límites en función de la ductilidad de rotación los cuales corresponden a: fluencia=1, pérdida de recubrimiento= 3.94 y último= 10.64.

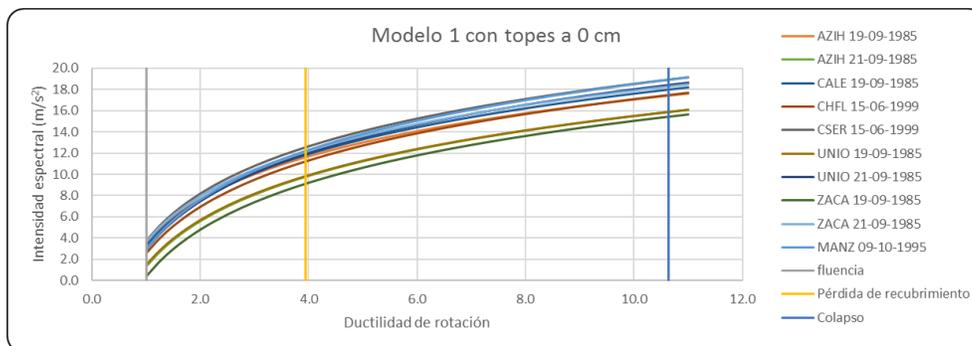
En el análisis se monitorearon todas las pilas del modelo y se obtuvieron las ductilidades de rotación de la pila más desfavorable, debido a que el interés se enfoca en el daño principal que experimenta el puente. Como se puede observar en la Figura 55 (a) las intensidades espectrales máximas para el estado límite último, se producen para valores comprendidos entre 13 y 30 m/s<sup>2</sup>.



a)



b)



c)

Figura 55.- Intensidad espectral contra ductilidad de rotación para el modelo1: (a) Modelo sin topes; (b) Modelo con topes a 2.54 cm; (c) Modelo con topes a 0 cm.

Como se observó en los resultados cuando solo se analizó el sismo de manzanillo los topes sísmicos influyen de manera importante en la respuesta, pero su separación con respecto a la superestructura tiene una influencia menor, por lo que sólo se presentan los resultados para una

separación de los topes sísmicos de 2.54 cm y 0 cm. La Figura 55 (b) corresponde al mismo modelo, pero se incorporaron los topes sísmicos con una separación de 2.54 cm, en esta figura se puede observar que el comportamiento de los resultados tiene la misma tendencia comparándolo con el modelo sin topes, sin embargo, el efecto de colocar los topes, reduce considerablemente la intensidad sísmica necesaria para alcanzar los distintos estados límite, por ejemplo, para el estado límite último, la intensidad queda comprendida, entre 12 y 16.6 m/s<sup>2</sup>. Esta situación indica que el efecto benéfico de los topes para evitar el desalineamiento de la superestructura, y en casos extremos de su caída, provoca un incremento notable en las demandas de rotación de las pilas.

Finalmente se tiene la Figura 55 (c) en la cual los topes tienen una separación de 0 cm esto quiere decir que se encuentra en contacto directo el tope sísmico con el alma de del cajón. En esta última figura se puede apreciar que se necesita un ligero incremento de en la intensidad espectral con respecto al caso de topes a 2.54 cm, para poder alcanzar los estados límites planteados.

Cuando se realiza un análisis en la historia del tiempo se recomienda hacer un promedio de los resultados para poder tener una representación más clara de la respuesta del modelo, por lo tanto, se realizó el promedio de la respuesta para el modelo sin topes y con topes (2.54 cm y 0 cm). Debido a la gran cantidad de figuras que se generaron solo se muestra el resumen de cada modelo, y las demás figuras se agregaron en el anexo B.

En la siguiente Figura 56 se muestra el resumen del modelo 1 donde se puede apreciar la influencia de los topes sísmicos. El uso de topes produce una disminución de la intensidad espectral necesaria para alcanzar los estados límites, el comportamiento de modelo con topes de una separación de 2.54 cm y 0 cm son similares, pero son muy diferentes al modelo sin topes lo cual nos quiere decir que con la implementación de los topes sísmicos se incrementa el daño de las pilas a una menor intensidad espectral que el modelo sin topes, pero con la implementación de estos se reducen los desplazamientos transversales del modelo significativamente. Desde el punto de vista del posible daño en las pilas, el caso más desfavorable se produce con los topes separados a 2.54 cm.

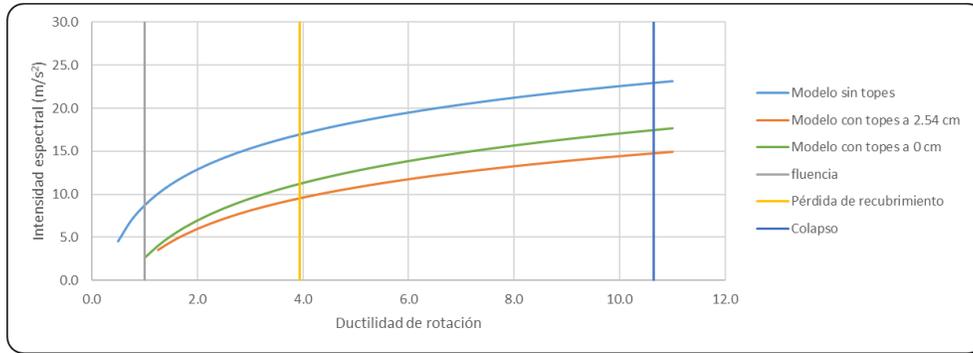


Figura 56.-Resumen del modelo 1.

Hablando en términos de desplazamientos, el modelo sin topes es el que contiene desplazamientos mayores de las tres alternativas, el modelo con desplazamientos menores es el modelo con topes a 0 cm y el modelo con menor desplazamientos es el modelo con los topes a una separación de 2.54 cm.

A continuación, se muestra el promedio de los desplazamientos para el modelo sin topes y con ellos, estos para poder ser comparados se tomaron del estado límite de fluencia de la columna más desfavorable.

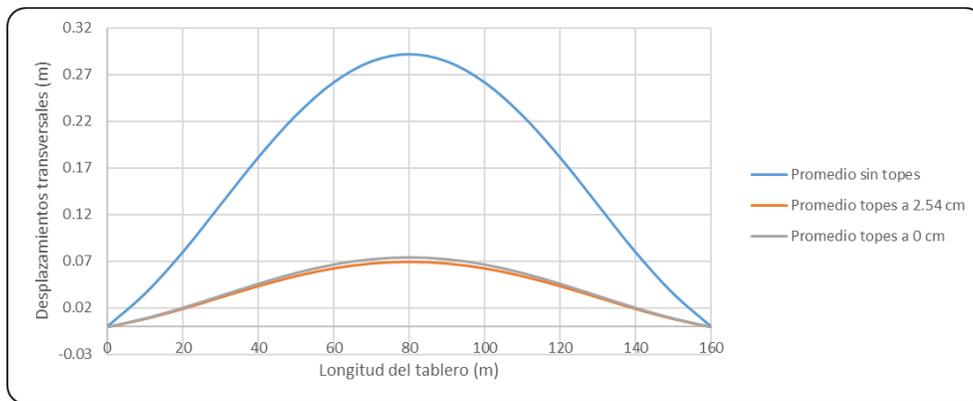


Figura 57.- Promedio de desplazamientos transversales del modelo 1.

Como se muestra en la Figura 57 cuando el modelo omite los topes sísmicos presenta un desplazamiento del tablero de 0.29 m y cuando se implementan estos se reduce para la separación de 2.54 cm a 7 cm y para los topes con una separación de 0 cm a un desplazamiento del tablero de 7.4 cm. El uso de los topes sísmicos reduce significativamente los desplazamientos hasta en unos 20 cm.

### 3.2.- Modelo 2- Puente con apoyos móviles

El segundo modelo cuenta con la misma geometría del modelo 1, mismo tablero, mismas pilas y apoyos de neopreno intermedios. El cambio de este modelo es que cuenta con apoyos móviles en los extremos, cuyo funcionamiento es permitir los desplazamientos en la dirección longitudinal del puente. Al permitir el desplazamiento longitudinal, la estructura se vuelve más flexible y su periodo fundamental se incrementa. El puente tiene un periodo fundamental de 1.41 s y corresponde a la dirección longitudinal (Figura 58). El modo 1 tiene una participación casi del 100% en la dirección longitudinal. El modo dos es transversal con un periodo de 0.96 s y participación de masa de 78%. El periodo para el modo transversal es prácticamente el mismo que el del modelo 1. En este caso el modo fundamental en dirección vertical se alcanza hasta el modo 5, con un periodo de 0.37 s y una baja participación modal de 10.5%, y un periodo de 0.28 s y participación de masa de 78%, para el segundo modo vertical.

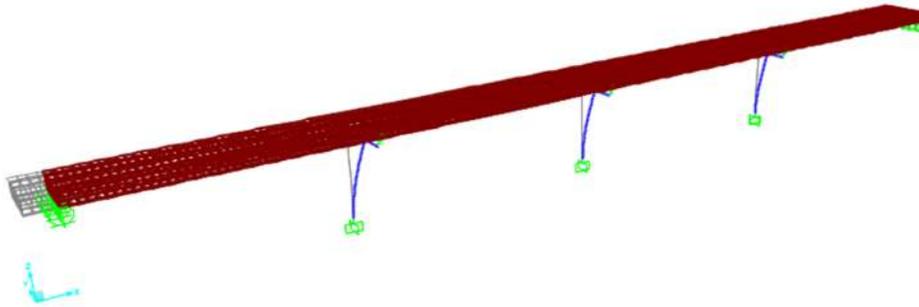


Figura 58.-Primer modo de modelo 2.

En la Tabla 3 se muestran los resultados del análisis modal, hasta el modo 10, en el cual se aprecia que se alcanza un 97% de la participación de masa del modelo en dirección longitudinal y un 86 % de la participación de masa en dirección transversal.

Tabla 3.-Resultados del análisis modal del modelo 2.

Número de modo	Periodo (Seg)	Dirección del modo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1.41	Longitudinal	0.973	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.96	Transversal	0.973	0.778	0.000	0.044	0.000	0.000
3	0.44	Transversal en pilas	0.973	0.778	0.000	0.044	0.000	0.605
4	0.41	Rotación alrededor del eje transversal	0.973	0.778	0.000	0.044	0.140	0.605
5	0.37	Vertical acoplado con rotación	0.973	0.778	0.105	0.044	0.140	0.605
6	0.31	Rotación alrededor del eje transversal	0.973	0.778	0.105	0.044	0.732	0.605
7	0.28	Vertical	0.973	0.778	0.779	0.044	0.732	0.605
8	0.25	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.973	0.787	0.779	0.560	0.732	0.605
9	0.23	Transversal	0.973	0.862	0.779	0.561	0.732	0.605
10	0.19	Longitudinal en pilas	0.973	0.862	0.779	0.561	0.732	0.605
			97%	86%				

Para este modelo se consideró la siguiente numeración de pilas y estribos (Figura 59).

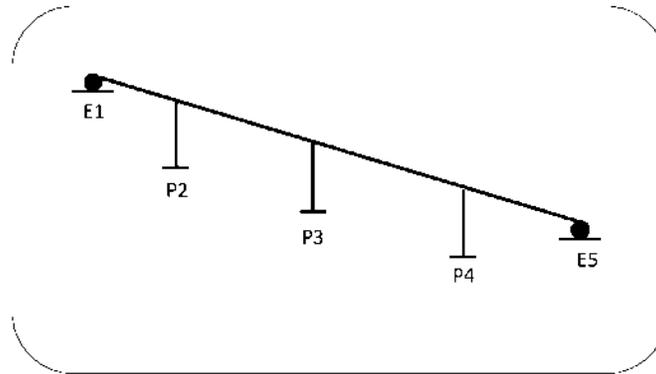


Figura 59.- Modelo 2 (apoyos móviles en los extremos).

Se modelaron las juntas en los extremos del puente y la dirección del análisis se consideró longitudinal, debido a la libertad de desplazamiento del sistema en esta dirección, y con el propósito de estudiar el efecto de la junta en los estribos.

Para modelar las juntas en los extremos se consideraron tres casos, el modelo sin junta, el modelo con juntas a una separación de 2.54 cm y el modelo con juntas a una separación de 5 cm. Estas separaciones se consideraron en ambos extremos del modelo. También se utilizaron todos los acelerogramas para obtener la respuesta de las pilas y los desplazamientos del tablero. Donde los valores de los estados límites en función de la ductilidad de rotación son los siguientes: fluencia=1, pérdida de recubrimiento= 4.41 y de inicio del deterioro, o estado límite último = 12.97.

En la Figura 60 se muestra un resumen de la respuesta longitudinal del modelo 2 en función de la intensidad espectral contra ductilidad de rotación donde se puede observar la influencia de las juntas. En el límite de fluencia, el modelo sin juntas tiene un comportamiento similar al modelo con juntas a 2.54 cm hablando en términos de intensidad espectral, mientras que en el modelo con juntas a 5 cm se necesita una intensidad espectral menor para poder alcanzar este estado límite. Posteriormente en los otros dos estados límites los modelos que cuentan con juntas se asemejan mientras que el del modelo sin juntas se requiere una intensidad espectral mayor para alcanzar los dos estados límites faltantes.

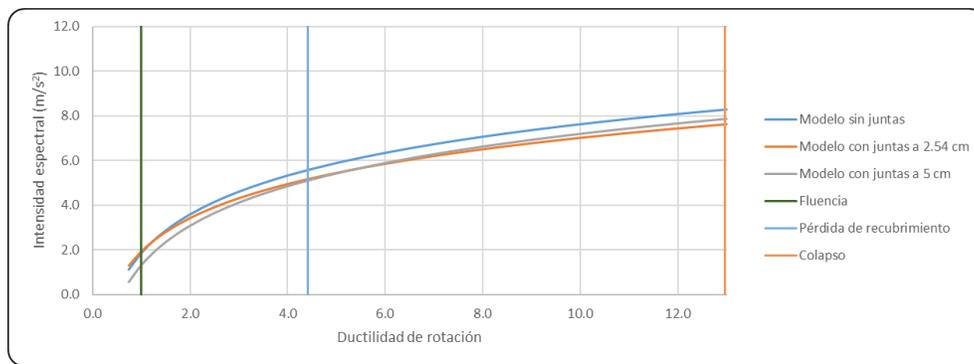


Figura 60.-Resumen del modelo 2

Hablando en términos de desplazamientos estos son diferentes al modelo 1 debido a la dirección de análisis del puente. Se obtuvieron los desplazamientos de los extremos del tablero para las tres configuraciones (sin juntas, juntas a 2.54 cm y juntas a 5cm) donde estos se obtuvieron para el estado límite de fluencia, en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestran los desplazamientos. Se puede observar que para la configuración sin juntas es la que se presenta el mayor desplazamiento, esto se debe a que no existe una restricción del tablero, posteriormente le sigue el modelo con estribos a una separación de 5cm y el caso con menos desplazamientos es el del modelo con estribos a 2.54 cm la diferencia de estos dos modelos con estribos en términos de desplazamientos se debe a que uno permite más desplazamiento debido a la separación de la junta.

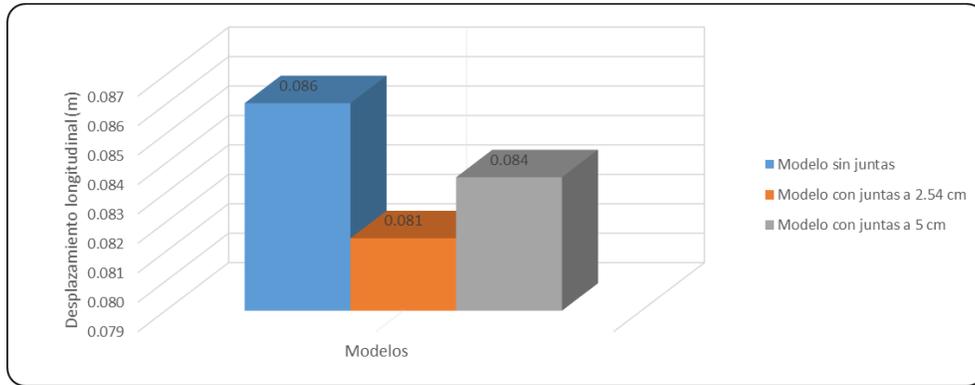


Figura 61.-Desplazamientos del modelo 2.

### 3.3.- Modelo 3T- Puente con apoyos de neopreno (Transversal)

El tercer modelo cuenta con apoyos de neopreno tanto en las pilas intermedias, como en los extremos del puente. Todos los apoyos cuentan con un espesor total de 4.1 cm y sólo cambia la geometría en planta como resultado de las distintas cargas verticales que transmiten en los estribos y pilas.

Como resultado de la flexibilidad de los apoyos de neopreno en ambas direcciones horizontales, el primer modo cambia a una rotación alrededor del eje vertical, el cual se aprecia en la Figura 62. El primer modo tiene un periodo de 1.65 s, lo que confirma la mayor flexibilidad de los tres modelos que se consideraron. La participación de masa es de 97% para este modo. El primer modo transversal tiene un periodo de 1.41 s, igual que el del puente con rodillos, pero con una participación de masa ligeramente menor (89%). El primer modo longitudinal tiene el mismo valor de periodo, y una participación de masa de 97%. El primer modo vertical tiene un periodo de 0.38 s y 12.4% de participación de masa.

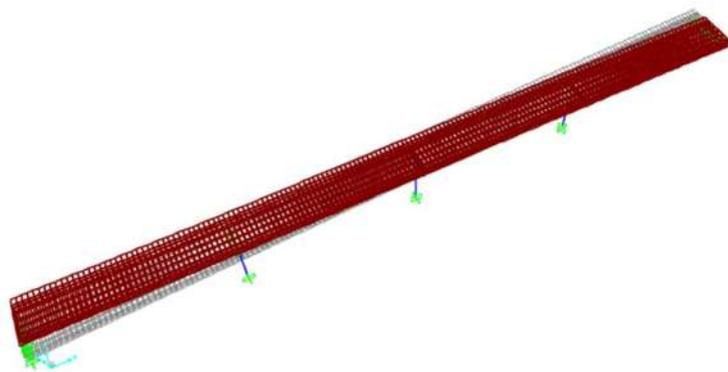


Figura 62.-Primer modo de modelo 3.

En la Tabla 4 se muestran los resultados del análisis modal en el cual se aprecia que en el modo número diez se alcanza un 97% de la participación de masa del modelo en dirección longitudinal y un 96 % de la participación de masa en dirección transversal.

Tabla 4.-Resultados del análisis modal del modelo 3.

Número de modo	Periodo (Seg)	Dirección del modo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1.65	Rotación alrededor del eje vertical	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.974
2	1.41	Transversal	0.000	0.891	0.000	0.049	0.000	0.974
3	1.41	Longitudinal	0.973	0.891	0.000	0.049	0.000	0.974
4	0.76	Transversal	0.973	0.940	0.000	0.065	0.000	0.974
5	0.41	Rotación alrededor de eje transversal	0.973	0.940	0.000	0.065	0.178	0.974
6	0.38	Vertical acoplado con rotación de eje transversal	0.973	0.940	0.124	0.065	0.178	0.974
7	0.32	Rotación alrededor de eje transversal	0.973	0.940	0.124	0.065	0.754	0.974
8	0.31	Transversal de pilas extremas	0.973	0.940	0.124	0.065	0.754	0.978
9	0.28	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.973	0.958	0.124	0.690	0.754	0.978
10	0.28	Vertical	0.973	0.958	0.786	0.690	0.754	0.978
			97%	96%				

Para el análisis en la historia del tiempo se enumeraron las pilas y estribos del modelo de la siguiente forma (Figura 63).

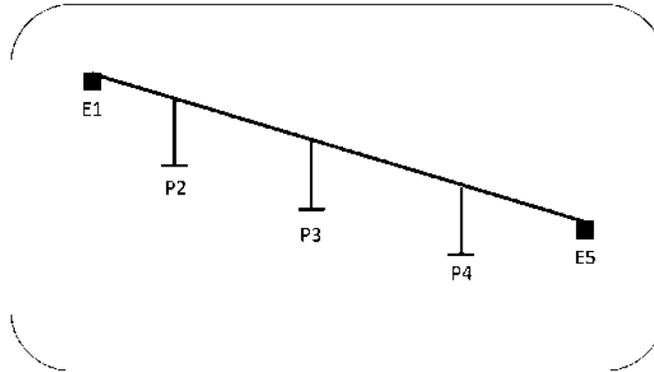


Figura 63.-Modelo 3 (apoyos de neopreno en los extremos).

Como este modelo cuenta con apoyos de neopreno en los extremos, se consideran topes sísmicos transversales para evitar desplazamientos excesivos en dicha dirección. Por tal motivo, se implementaron elementos “Gaps” en los extremos de del puente, estos cuentan con la misma rigidez que los elementos que se colocaron en las pilas.

En la Figura 64 se muestra el resumen del modelo 3, donde los valores de los estados límites en función de la ductilidad de rotación son los siguientes: fluencia=1, pérdida de recubrimiento= 3.94 y de inicio del deterioro, o estado límite último = 10.67.

Se puede observar que la influencia de los topes sísmicos es menor que la que se produce en el puente con apoyos fijos en los extremos. La respuesta es más desfavorable, pues la intensidad sísmica que se requiere para alcanzar distintos estados límite es menor que en el modelo 1. En la gráfica de intensidad espectral contra ductilidad de rotación se observa que el modelo sin topes necesita menor intensidad espectral para alcanzar cierto nivel de daño, que los modelos con topes. Este comportamiento difiere del puente anterior, en el que los topes incrementaban el nivel de daño para una misma intensidad sísmica.

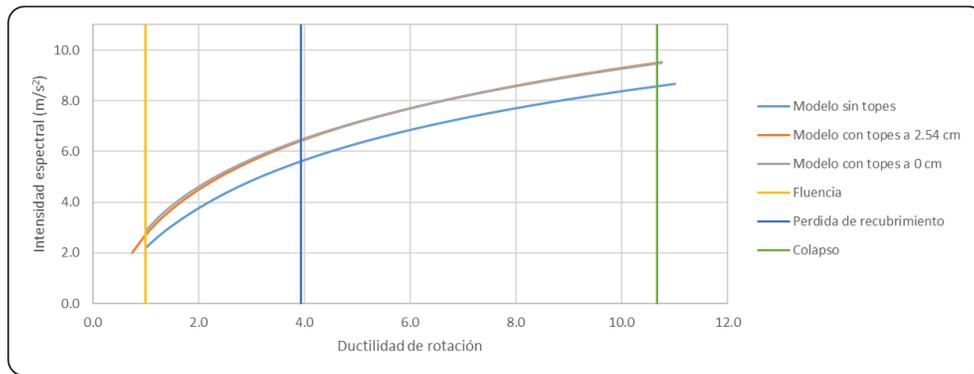


Figura 64.- Resumen del modelo 3.

La configuración de los desplazamientos transversales cambia drásticamente con respecto a los del modelo 1 debido a que este tiene más libertad de desplazamiento en los extremos. En la Figura 65 se muestra los desplazamientos del modelo 3.

Se puede observar que el desplazamiento correspondiente al modelo sin topes tiene una forma parabólica y el modelo que cuenta con topes sísmicos se presenta una deformación irregular. Se observa que existe una reducción de desplazamientos donde se encuentran las pilas debido a los topes sísmicos, estas deformaciones se presentan en las distancias de 40 m, 80 y 120 m.

No existe mucha variación de los desplazamientos del modelo en los extremos del modelo sin topes y el modelo con topes a una separación de 2.54 cm mientras que para el centro del claro aumentaron los desplazamientos con los topes, en general se reducen los desplazamientos en los extremos mientras que aumentan en el centro del tablero.

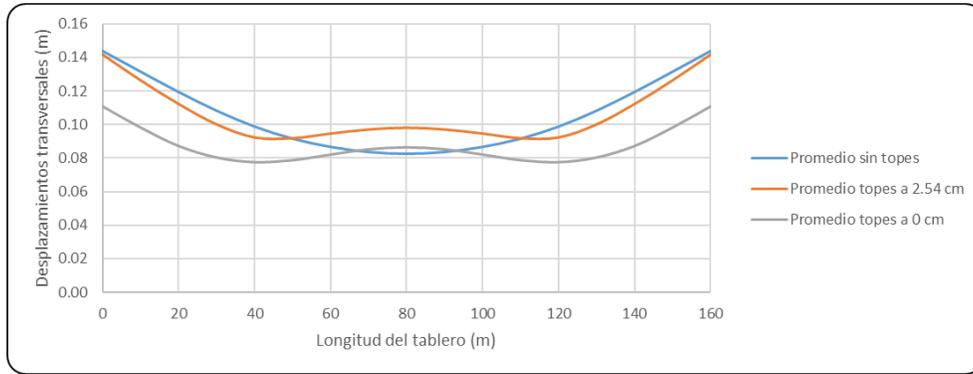


Figura 65.-Promedio de desplazamientos transversales del modelo 3

### 3.4.- Modelo 3L- Puente con apoyos de neopreno (longitudinal)

Este modelo es el mismo que el modelo 3 pero no se consideraron los topes sísmicos debido a que se analizó longitudinalmente, pero se utilizaron juntas como fue el caso del modelo 2. Las propiedades del análisis modal también son iguales al modelo 3T pero para realizar el análisis en la historia del tiempo se consideró el periodo correspondiente a la deformada del modelo en dirección longitudinal.

A continuación, se presenta el resumen del modelo 3 en dirección longitudinal donde los valores de los estados límites en función de la ductilidad de rotación son los mismos que el modelo 3 en dirección trasversal debido a la geometría de la pila. Los estados límite son: fluencia=1, pérdida de recubrimiento= 3.9 y de inicio del deterioro, o estado límite último = 10.67. En esta figura se puede observar que los modelos con juntas tienen un comportamiento muy similar tanto antes de la fluencia como en el límite de colapso mientras que para el modelo sin juntas se necesita mayor intensidad espectral para alcanzar la pérdida de recubrimiento. Los modelos con estribos requieren mayor intensidad espectral.

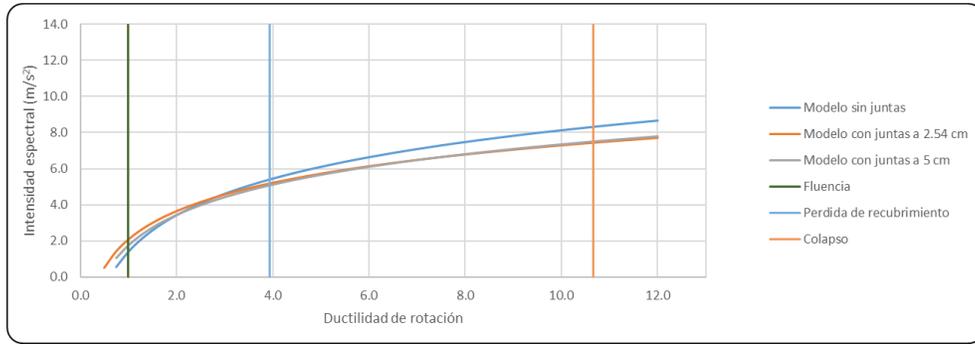


Figura 66.-Resumen del modelo 3 longitudinal.

Se obtuvieron graficas de ductilidad de rotación de contra desplazamiento longitudinal en la cual solo se graficó el modelo sin juntas y con juntas a 2.54 cm debido a que entre los dos modelos con juntas no existe mucha diferencia. Estos desplazamientos son el promedio de los once registros sísmicos, la tendencia de los desplazamientos es de forma polinómica de segundo grado, entre los intervalos de fluencia y pérdida de recubrimiento los desplazamientos correspondientes al modelo sin juntas son ligeramente mayor que el del modelo con juntas a 2.54 cm, pero en el límite de colapso tienden a ser mayores los desplazamientos del modelo con juntas.

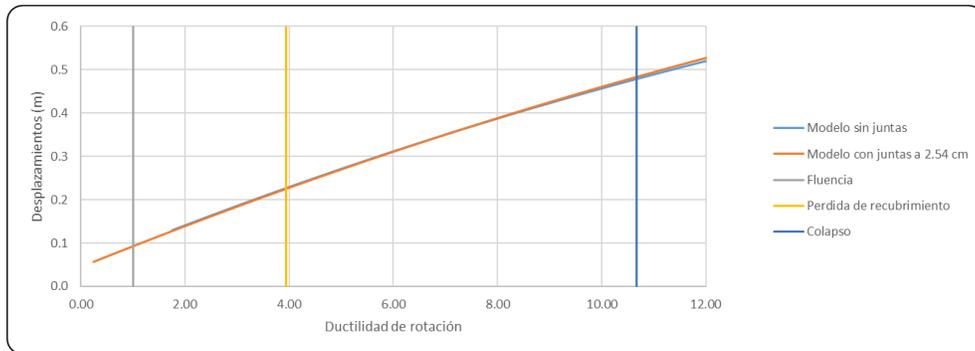


Figura 67.-Promedio de desplazamientos del modelo 3 en dirección longitudinal.

# CAPÍTULO 4.- RESPUESTA SÍSMICA DE Puentes Irregulares

---

Se nombró puentes con distribución irregular de la rigidez transversal a los modelos con diferentes alturas de las pilas, las cuales son de 5 m, 10 m y 15 m respectivamente. El armado de las columnas se consideró igual, y las dimensiones y longitudes del tablero son iguales a los de los puentes irregulares, en la Figura 68 se muestra la geometría de este tipo de modelos.

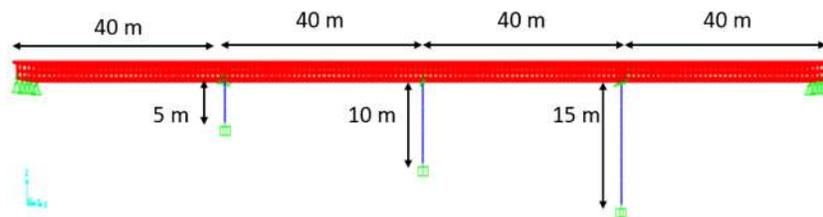


Figura 68.-Geometría de los modelos irregulares (variación de columnas).

En estos modelos se cuenta con apoyos de neopreno sobre las pilas y se cambian los tipos de apoyo en los extremos.

## 4.1.- Modelo 4- Puente con apoyos articulados

Este modelo cuenta con apoyos articulados en los extremos. Al igual que en el modelo 1, el primer modo fundamental se presenta en dirección trasversal con un periodo de 0.71 s (Figura 69). El factor de participación de masa en esta dirección es de 71%. La diferencia de este modelo con el modelo 1, es en las alturas de las pilas ya que en el modelo 1 todas las pilas tienen 12 metros de altura, por lo que la rigidez de las pilas de 5 y 10 metros del modelo 4 proporcionan mayor rigidez al puente y por lo tanto un menor periodo del sistema.

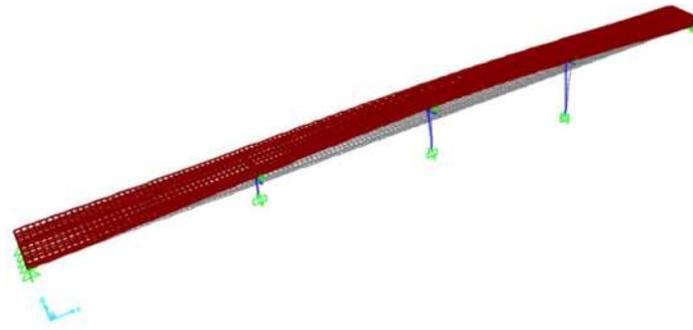


Figura 69.-Primer modo del modelo 4.

En el modo 6 se presenta el modo en dirección vertical con un periodo de 0.27 s y participación de masa de 77.5%. Con respecto al desplazamiento modal longitudinal se presenta en el modo 8 pero solo se aprecia en la pila más grande del modelo, con un factor de participación de masa acumulada de apenas 9.3%. En la Tabla 5 se muestran los factores de participación de masa de este modelo. Se observa que es hasta el modo 22 que se alcanza un 86 % de participación de masa en dirección longitudinal y un 85 % en dirección transversal.

Tabla 5.-Resultados del análisis modal del modelo 4.

Número de modo	Periodo (Seg)	Dirección del modo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.71	Transversal	0.000	0.710	0.000	0.033	0.000	0.005
2	0.41	Rotación alrededor de eje transversal	0.013	0.710	0.000	0.033	0.146	0.005
3	0.36	Rotación alrededor de eje transversal	0.013	0.710	0.081	0.033	0.147	0.005
4	0.35	Rotación alrededor de eje vertical	0.013	0.712	0.081	0.034	0.147	0.524
5	0.31	Vertical acoplado rotación transversal	0.029	0.712	0.084	0.034	0.707	0.524
6	0.27	Vertical	0.029	0.712	0.775	0.034	0.710	0.524
7	0.24	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.029	0.723	0.775	0.578	0.710	0.524
8	0.20	Longitudinal pila más grande	0.093	0.723	0.775	0.578	0.712	0.524
9	0.20	Transversal en pilas	0.093	0.807	0.775	0.578	0.712	0.526
10	0.17	Transversal acoplado con rotación	0.093	0.822	0.775	0.613	0.712	0.526
11	0.17	Longitudinal pila intermedia	0.169	0.822	0.775	0.613	0.713	0.526
12	0.16	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.169	0.823	0.775	0.629	0.713	0.528
13	0.14	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.169	0.843	0.775	0.734	0.713	0.528
14	0.14	Vertical acoplado rotación transversal	0.178	0.843	0.776	0.734	0.716	0.528
15	0.14	Rotación alrededor de eje transversal	0.255	0.843	0.776	0.734	0.725	0.528
16	0.13	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.255	0.850	0.776	0.759	0.725	0.528
17	0.13	Rotación alrededor de eje transversal	0.298	0.850	0.783	0.759	0.730	0.528
18	0.12	Rotación alrededor de eje transversal	0.371	0.850	0.785	0.759	0.749	0.528
19	0.12	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.371	0.850	0.785	0.759	0.749	0.604
20	0.12	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.371	0.850	0.785	0.759	0.749	0.685
21	0.11	Longitudinal en pilas	0.856	0.850	0.785	0.759	0.763	0.685
22	0.10	Rotación alrededor de eje vertical pila más grande	0.856	0.850	0.785	0.759	0.763	0.685
			86%	85%				

En la Figura 70 se puede apreciar que cuenta con apoyos articulados en los extremos y con apoyos de neopreno para la unión del tablero con la subestructura.

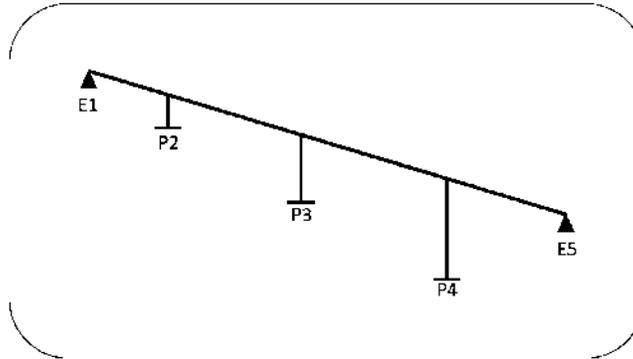


Figura 70.-Modelo 4 (apoyos articulados en los extremos).

En este modelo la pila que presenta la mayor ductilidad de rotación corresponde a la pila “p3”. Los estados límites correspondientes a esta pila corresponden a los siguientes valores en función de la ductilidad de rotación: fluencia=1, pérdida de recubrimiento= 4.41 y último = 12.97.

En este modelo se necesita mayor intensidad espectral cuando existen topes sísmicos para alcanzar los estados límites propuestos (Figura 71). De las tres alternativas, la condición que requiere mayor intensidad espectral corresponde a la separación de 0 cm seguido de la separación de 2.54 y finalmente la del modelo sin topes.

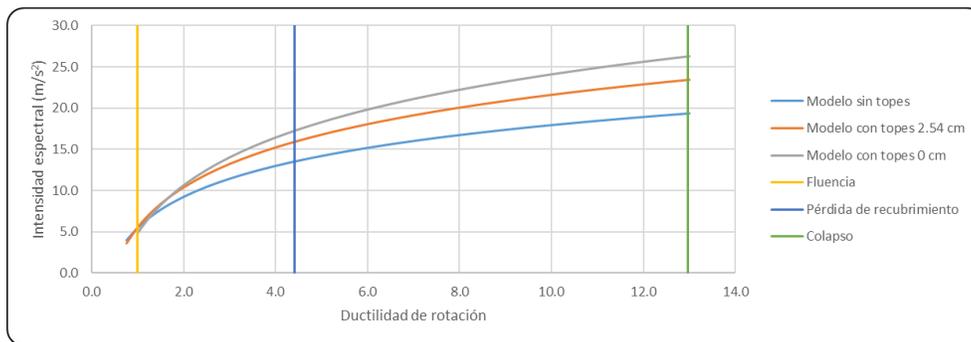


Figura 71.-Resumen de modelo 4.

Como este modelo cuenta con apoyos articulados en los estribos los extremos del modelo permanecen fijos como en el modelo 1 pero se puede observar en la Figura 72 que la configuración promedio de los desplazamientos no es simétrica, esto se debe a la variación de las pilas. Los desplazamientos máximos se presentan a una distancia de 90 m, es decir, entre las pilas más flexibles. Con una separación de 0 cm los desplazamientos disminuyen de forma drástica

mientras que si los topes están a una separación de 2.54 cm los desplazamientos son casi los mismos que al no usar topes.

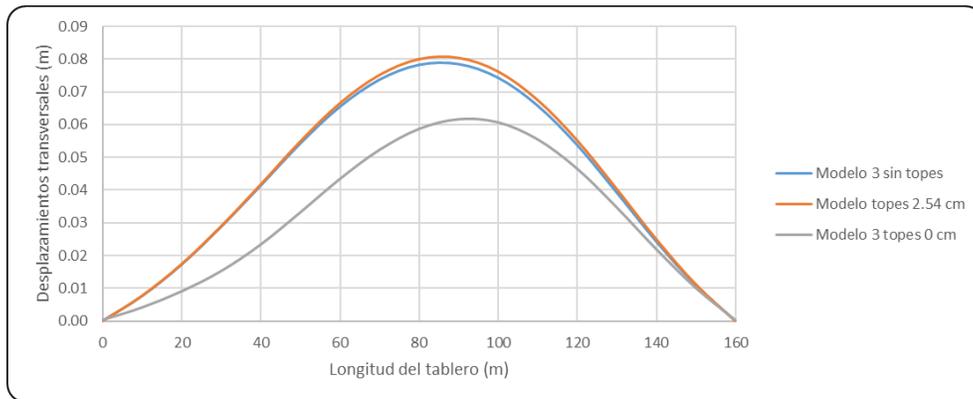


Figura 72.-Promedio de desplazamientos transversales del modelo 4.

## 4.2.- Modelo 5- Puente con apoyos móviles

El modelo 5 tiene apoyos móviles en los extremos lo que conduce a un primer modo en la dirección longitudinal del puente, cuya configuración se muestra en la Figura 73. Este primer modo tiene un periodo de 1.72 s y un porcentaje de participación de masa de 95.9%.

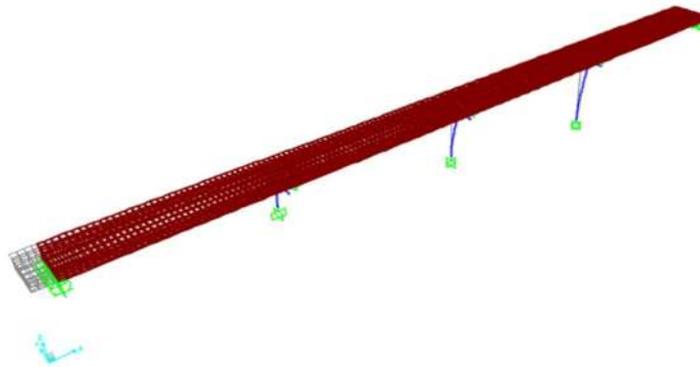


Figura 73.-Primer modo de modelo 5.

El segundo modo tiene un periodo de 0.85 s y una configuración en dirección transversal con un factor de masa del 75.5% y en el modo 5 se presenta en dirección vertical con un periodo de 0.37 s y participación de masa de 10%. En la Tabla 6 de factores de participación de masa se aprecia que en el modo 10 se presenta un 97% de la participación de masa en dirección longitudinal y un 85% de la en dirección transversal.

Este modelo cuenta con pocos modos debido a que alcanza unos factores de participación elevados en los primeros modos.

Tabla 6.-Resultados del análisis modal del modelo 5.

Número de modo	Periodo (Seg)	Dirección del modo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1.07	Longitudinal	0.959	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.85	Transversal	0.959	0.757	0.000	0.036	0.000	0.011
3	0.42	Transversal	0.959	0.765	0.000	0.039	0.000	0.593
4	0.41	Rotación alrededor de eje transversal	0.959	0.765	0.000	0.039	0.141	0.593
5	0.37	Vertical	0.959	0.765	0.106	0.039	0.141	0.593
6	0.31	Rotación alrededor de eje transversal	0.959	0.765	0.110	0.039	0.727	0.593
7	0.27	Vertical	0.959	0.765	0.778	0.039	0.731	0.593
8	0.24	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.959	0.778	0.778	0.579	0.731	0.593
9	0.22	Transversal pilas	0.959	0.850	0.778	0.583	0.731	0.594
10	0.20	Longitudinal pilas	0.960	0.850	0.778	0.583	0.731	0.594
11	0.18	Transversal pilas	0.960	0.851	0.778	0.627	0.731	0.594
12	0.17	Longitudinal pilas	0.966	0.851	0.778	0.627	0.731	0.594
			97%	85%				

Para el análisis en la historia del tiempo se enumeraron los estribos y pilas como se muestra en la Figura 74, este modelo se analizó en la dirección longitudinal con las mismas separaciones de juntas.

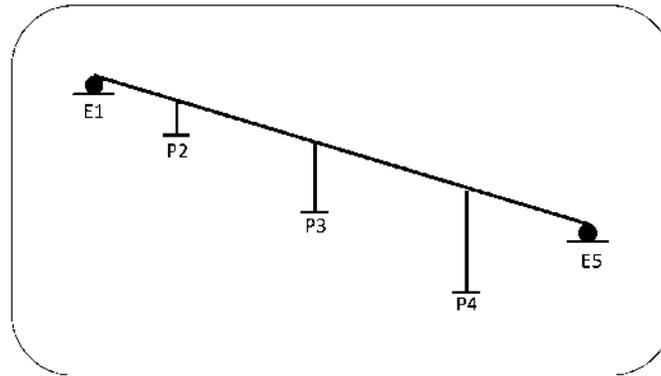


Figura 74.-Modelo 5 (apoyos móviles en los extremos).

Se realizó el mismo proceso que el modelo 2 y el modelo 3 longitudinal para implementar las juntas. Los valores de los estados límites en función de la ductilidad de rotación son los siguientes: fluencia=1, pérdida de recubrimiento= 4.41 y de inicio del deterioro, o estado límite último = 12.65.

En la Figura 75 se muestra un resumen de la respuesta longitudinal del modelo 5 en función de la intensidad espectral contra la ductilidad de rotación de las pilas, donde se puede observar la influencia de las juntas, el comportamiento en el límite de fluencia es diferente y se requiere mayor intensidad espectral para el modelo con juntas a 2.54 cm, después le sigue el modelo con juntas a una separación y finalmente el modelo sin juntas. Conforme se va aumentando la ductilidad de rotación la tendencia de estas líneas tiende a ser similar, pero siguen conservando esta misma jerarquía alcanzando una intensidad espectral máxima en el límite de colapso de 6.5 m/s<sup>2</sup>.

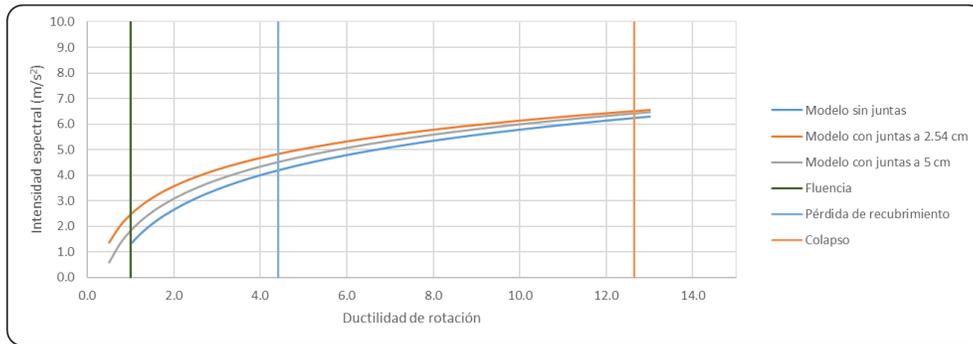


Figura 75.-Resumen del modelo 5.

Los desplazamientos que se muestran en la Figura 76 corresponden al estado límite de fluencia donde se observa que los desplazamientos del tablero varían muy poco, pero predomina el desplazamiento del modelo sin estribos seguido del modelo con estribos a 5 cm y finalmente el modelo de 2.54 cm. Si se tomaran los desplazamientos en otro estado límite, estos desplazamientos aumentarían considerablemente.

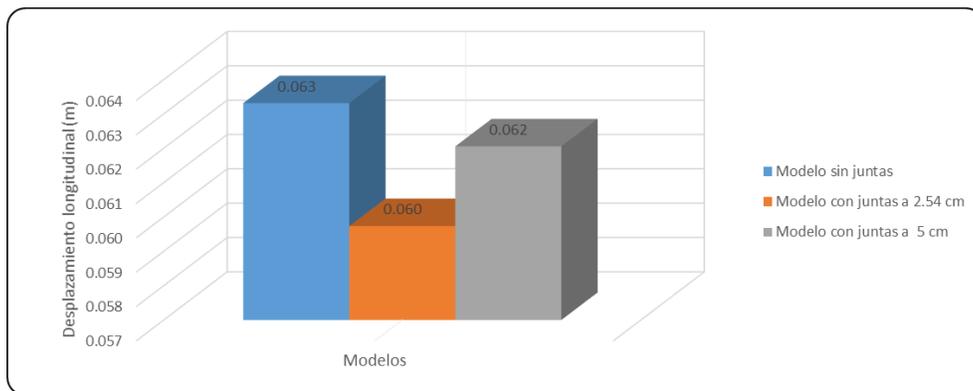
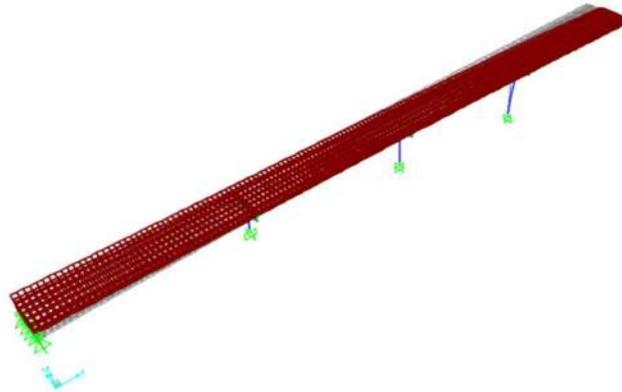


Figura 76.-Desplazamientos del modelo 5.

### 4.3.- Modelo 6T- Puente con apoyos de neopreno (Transversal)

El modelo 6 tiene apoyos de neopreno en los extremos y presenta una configuración para el primer modo de rotación alrededor del eje vertical (Figura 77) acoplada con el movimiento transversal, con un periodo fundamental de 1.77 s. Este primer modo se debe a que los apoyos de neopreno permiten desplazamientos horizontales y transversales en los extremos, como no sucedía en los otros dos modelos. En el segundo modo tiene un periodo de 1.08 s y su configuración de deformada es en dirección transversal con un factor participación de masa de 80.5% y en el tercer modo se presenta con un periodo de 1.07 s en dirección longitudinal con un factor del 95.9 % y finalmente el modo en dirección vertical se presenta en el modo 6 con un periodo de 0.38 s y un factor del 12.5% en esta dirección.



*Figura 77.-Primer modo de modelo 6.*

En la Tabla 7 de factores de participación de masa se aprecia que en el modo 12 se presenta un 96% de la participación de masa en dirección longitudinal y un 95% en dirección trasversal. En la tabla se observa que se alcanza una participación de masa en modos más bajos debido a la flexibilidad de los apoyos de neopreno que permiten el movimiento del tablero en conjunto.

Tabla 7.-Resultados del análisis modal del modelo 6.

Número de modo	Periodo (Seg)	Dirección del modo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1.77	Rotación alrededor de eje vertical	0.000	0.281	0.000	0.010	0.000	0.672
2	1.08	Transversal	0.000	0.805	0.000	0.032	0.000	0.954
3	1.07	Longitudinal	0.959	0.805	0.000	0.032	0.000	0.954
4	0.71	Transversal	0.959	0.930	0.000	0.057	0.000	0.965
5	0.41	Rotación alrededor de eje transversal	0.959	0.930	0.000	0.057	0.178	0.965
6	0.38	Vertical	0.959	0.930	0.125	0.057	0.178	0.965
7	0.32	Rotación alrededor de eje transversal	0.959	0.930	0.128	0.057	0.750	0.965
8	0.31	Transversal	0.959	0.931	0.128	0.057	0.750	0.971
9	0.28	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.959	0.947	0.128	0.716	0.750	0.972
10	0.28	Vertical	0.959	0.947	0.784	0.716	0.753	0.972
11	0.21	Rotación alrededor de eje transversal	0.959	0.947	0.784	0.718	0.753	0.972
12	0.20	Longitudinal pila mayor	0.960	0.947	0.784	0.718	0.753	0.972
			96%	95%				

Para este modelo se consideró la siguiente numeración de estribos y columnas (Figura 78) de la cual los valores de ductilidad de rotación más altos se presentaron en la pila 2 donde también se presentaron los elementos mecánicos mayores.

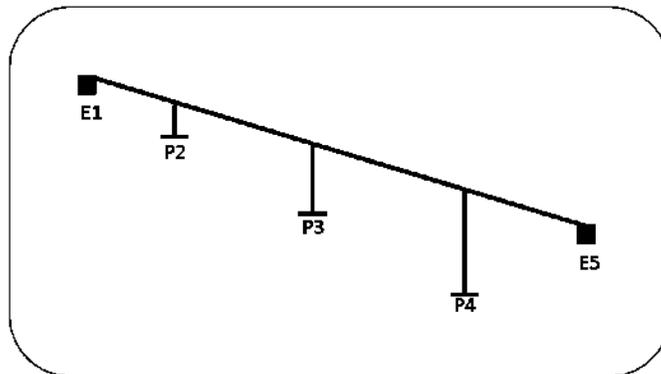


Figura 78.-Modelo 6 (apoyos de neopreno en los extremos).

La relación entre la intensidad espectral contra la ductilidad de rotación de la pila más desfavorable se observa en la próxima figura. Las líneas son los valores promedio de los once registros sísmicos considerados en los otros puentes. Los estados límites en función de la ductilidad de rotación corresponden a los siguientes: fluencia=1, pérdida de recubrimiento= 4.36 y último= 11.84. Se puede observar que el modelo con topes sísmicos tiene una mejor respuesta pues se necesita mayor intensidad espectral para poder alcanzar los estados límites. Los modelos con topes sísmicos tienen un comportamiento similar, pero diferentes al modelo que no incorpora los topes sísmicos.

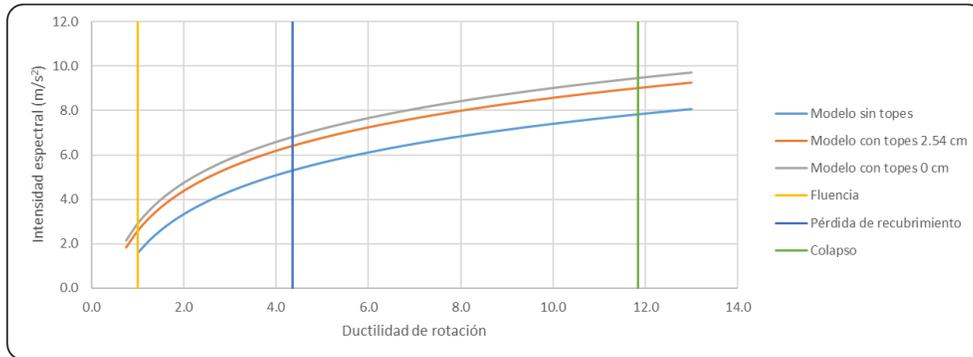


Figura 79.-Resumen de modelo 6.

Los desplazamientos de este modelo varían a los que se han mencionado anteriormente, estos no son de forma simétrica debido a la irregularidad de las pilas, aunque estos tienden a ser mayores en el extremo de derecho del puente (E5) esto es hablando de los modelos sin topes sísmicos.

Los desplazamientos pertenecientes al final de tablero tienden casi al mismo desplazamiento de 16 cm mientras que del lado izquierdo existe una variación debido a los toques sísmicos el desplazamiento se reduce casi a la mitad para el tope con 2.54 cm de separación y disminuye aún más para el modelo con topes a 0cm. Además de incrementar los desplazamientos en el centro del tablero para el modelo con topes a una separación de 2.54 cm.

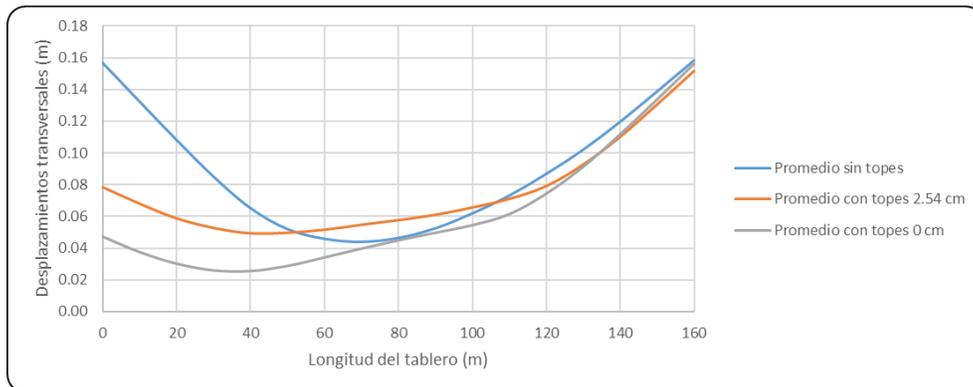


Figura 80.-Promedio de desplazamientos transversales del modelo 6.

#### 4.4.- Modelo 6L- Puente con apoyos de neopreno (Longitudinal)

Este es el modelo 6 pero ahora se analizó longitudinalmente, así que la tabla de factores de participación de masa es el mismo que en el modelo anterior.

A continuación, se presenta el resumen del modelo 6 en dirección longitudinal, donde los valores de los estados límites en función de la ductilidad de rotación son los mismos del modelo pasado debido a la simetría de la sección. La configuración del comportamiento de los modelos con juntas es muy similar en el estado límite de fluencia, pero conforme va aumentando la ductilidad de rotación de las pilas este comportamiento cambia, se requiere menor intensidad espectral implementando las juntas lo cual se puede apreciar en el estado límite de pérdida de recubrimiento y colapso.

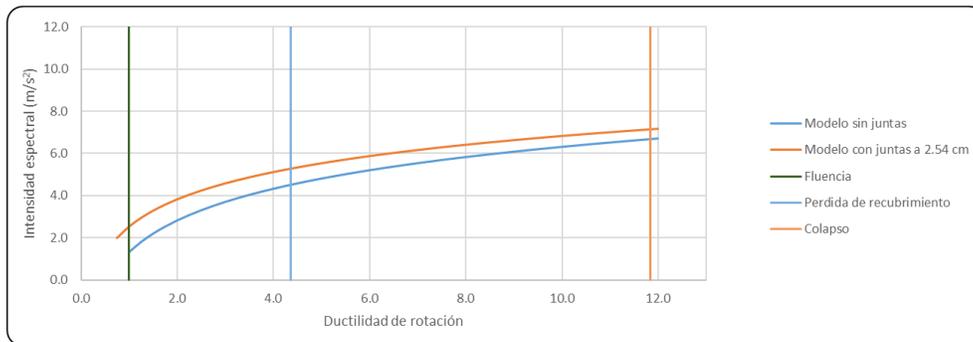


Figura 81.-Resumen de modelo 6 (longitudinal).

Con respecto a los desplazamientos el comportamiento es muy similar al del modelo con juntas, estas se parecen bastante por lo cual solo se graficó el modelo sin juntas y con juntas a 2.54 cm. En la Figura 82 se muestran estos desplazamientos, se puede observar que el modelo sin juntas tiene desplazamientos ligeramente mayores al modelo con juntas a 2.54 cm esto se observa en los estados límites de pérdida de recubrimiento y colapso, mientras que para el estado de fluencia cuentan con el mismo comportamiento.

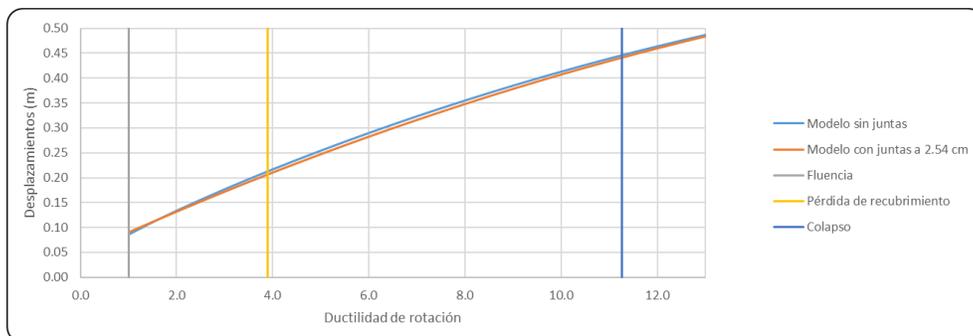


Figura 82.-Promedio de desplazamientos del modelo 6 en dirección longitudinal.

# CAPÍTULO 5.- RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES CON UNA SOLA PILA

---

Para los puentes con una sola pila se cuenta con tres modelos que se analizarán transversalmente y uno más en dirección longitudinal. La geometría del tablero es la misma que en los seis casos anteriores, pero sólo se cuenta con una pila de altura de 12 m y con dos claros de 40 m haciendo un total de 80 m (Figura 83). Este tipo configuración de puentes cuenta con baja rigidez a la torsión si los extremos están libres de desplazamiento transversal. En este caso el puente gira alrededor del eje vertical. A continuación, se describen los modelos con los tres tipos de apoyo.

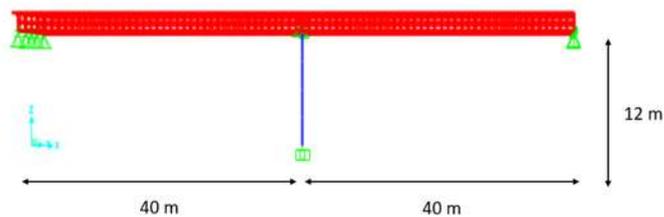


Figura 83.- Geometría de puentes con respuesta torsional.

## 5.1.- Modelo 7- Puente con apoyos articulados

El modelo 7 tiene apoyos articulados en los extremos, es decir, permiten giros, pero no permiten desplazamientos en ninguno de los tres ejes. El primer modo que se presenta es de rotación alrededor del eje transversal (Figura 84) con un periodo fundamental de 0.41 s, el movimiento del primer modo es debido a que los apoyos articulados restringen los desplazamientos y sólo permiten las rotaciones. El segundo modo presenta un periodo de 0.31 s con una configuración deformada en dirección transversal y un factor de participación de masa de 75.7 %. El tercer modo tiene un periodo de 0.29 s y se presenta en dirección vertical con un factor de 77.4 %. Se puede considerar el modo 4 como una configuración deformada longitudinal, el cual tiene un periodo de 0.19 s y un factor de participación de masa el 9.6%.

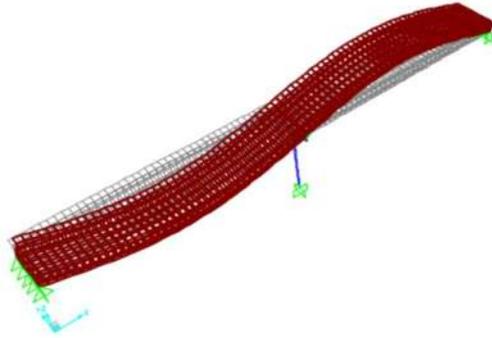


Figura 84.-Primer modo de modelo 7.

En la Tabla 8 de factores de participación de masa se obtuvo hasta el modo 25 donde se alcanzó un 82 % en dirección longitudinal y un 79 % en dirección transversal este factor en esta dirección resulta ser muy bajo en comparación con los modelos descritos anteriormente esto se debe a la condición de los apoyos que limitan los desplazamientos en sus tres direcciones además en los modelos anteriores que se contaba con este tipo apoyos el tablero eran lo suficientemente largo para permitir desplazamientos transversales al centro del claro, mientras que este tipo de configuración cuenta con un claro corto en comparación a los anteriores no permite un desplazamiento grande transversal.

Tabla 8.-Resultados del análisis modal del modelo 7.

Número de modo	Periodo (Seg)	Dirección del modo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.41	Rotación alrededor de eje trasnversal	0.013	0.000	0.000	0.000	0.578	0.000
2	0.31	Transversal	0.013	0.757	0.000	0.006	0.578	0.000
3	0.29	Vertical	0.013	0.757	0.774	0.006	0.578	0.000
4	0.19	Longitudinal pila	0.096	0.757	0.774	0.006	0.578	0.000
5	0.18	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.096	0.760	0.774	0.354	0.578	0.000
6	0.15	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.096	0.761	0.774	0.750	0.578	0.000
7	0.13	Vertical acoplado con rotación	0.096	0.761	0.786	0.750	0.578	0.000
8	0.12	Rotación alrededor de eje trasnversal	0.127	0.761	0.786	0.750	0.704	0.000
9	0.12	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.127	0.761	0.786	0.750	0.704	0.001
10	0.11	Transversal acoplado con rotación vertical	0.127	0.761	0.786	0.750	0.704	0.506
11	0.09	Rotación alrededor de eje ertical	0.127	0.761	0.786	0.750	0.704	0.506
12	0.08	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.127	0.767	0.786	0.760	0.704	0.506
13	0.08	Rotación alrededor de eje trasnversal	0.127	0.767	0.865	0.760	0.704	0.506
14	0.08	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.127	0.767	0.865	0.760	0.704	0.529
15	0.07	Rotación alrededor de eje trasnversal	0.197	0.767	0.865	0.760	0.734	0.529
16	0.07	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.197	0.767	0.865	0.760	0.734	0.529
17	0.07	Vertical	0.197	0.767	0.865	0.760	0.734	0.529
18	0.07	Vertical acoplado con rotación	0.201	0.767	0.865	0.760	0.734	0.529
19	0.07	Vertical acoplado con rotación	0.201	0.767	0.865	0.760	0.734	0.529
20	0.06	Vertical	0.201	0.767	0.865	0.760	0.734	0.529
21	0.06	Vertical acoplado con rotación	0.294	0.767	0.865	0.760	0.734	0.529
22	0.06	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.294	0.790	0.865	0.796	0.734	0.529
23	0.06	Vertical	0.294	0.790	0.867	0.796	0.734	0.529
24	0.06	Lonngitudianl acoplado con roatacion trnasversal	0.644	0.790	0.867	0.796	0.738	0.529
25	0.06	Rotación alrededor de eje trasnversal	0.825	0.790	0.867	0.796	0.762	0.529
			82%	79%				

Como para el análisis en historia en el tiempo se monitoreo solamente la pila “P2” la cual se muestra en la Figura 85 donde también se muestra la numeración de los estribos.

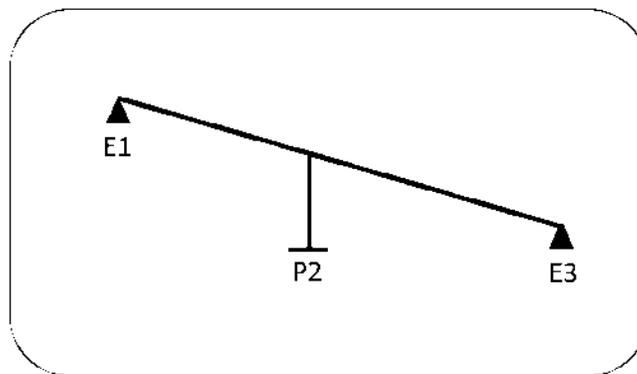


Figura 85.-Modelo 7 (apoyos articulados en los extremos).

En la Figura 86 se muestra la intensidad espectral contra la ductilidad de rotación del modelo 7, en la cual se puede observar que se requieren intensidades espectrales muy altas en comparación de los modelos anteriores para lograr alcanzar los estados limites propuestos los cuales corresponden a los siguientes en función de valores de ductilidad de rotación: fluencia=1, pérdida de

recubrimiento= 3.9 y colapso= 12.19. Las intensidades espectrales varían para el estado de colapso entre  $140 \text{ m/s}^2$  y  $160 \text{ m/s}^2$ , estos valores son muy elevados debido a que la fuerza del sismo se concentra en los estribos y la pila prácticamente permanece aislada.

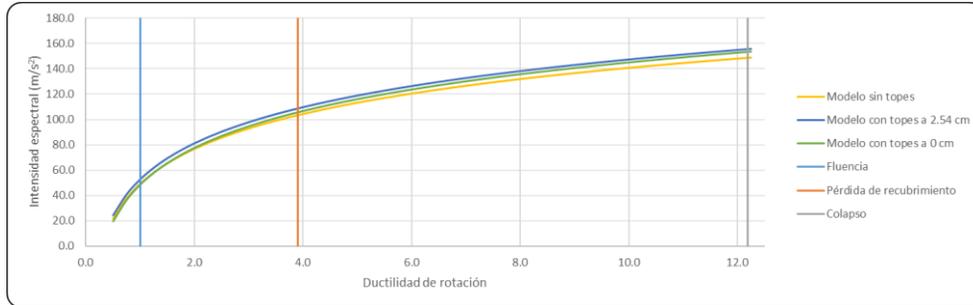


Figura 86.-Resumen de modelo 7.

De acuerdo con lo anterior, al incluir los topes sísmicos en el modelo, con las dos alternativas de separación propuestas, se requiere una menor intensidad espectral para alcanzar los estados límites, pues la pila recibe una fuerza cortante mayor. Puede pensarse que la estructura original está protegida contra el daño en las pilas y sólo debe tenerse cuidado con el posible desalineamiento del puente. En este caso, es necesario que los estribos sirvan efectivamente como apoyos rígidos en traslación.

Como es de esperarse debido a los tipos de apoyos en los extremos, la configuración de la deformada es de desplazamientos nulos en los extremos. En la Figura 87 se muestran los desplazamientos de este modelo, donde se puede observar que el modelo que implementa los topes a una separación de 0 cm es el caso en el que presenta menores desplazamientos, mientras que para el modelo que no los implementa y el de la separación de 2.54 cm son muy similares.

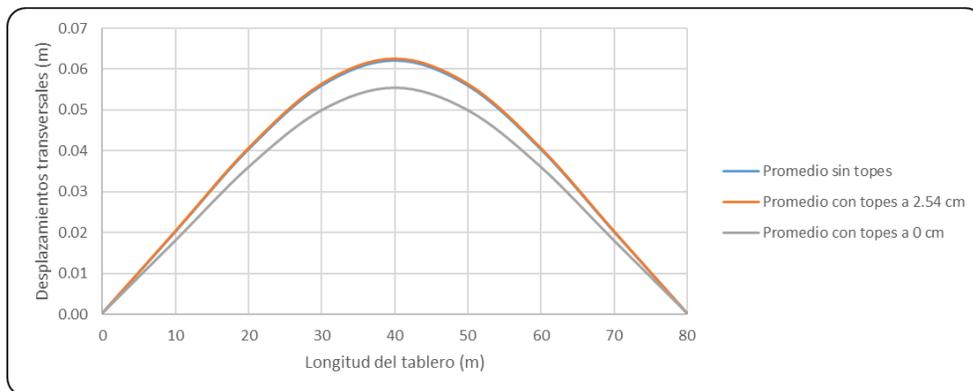


Figura 87.-Promedio de desplazamientos transversales del modelo 7.

## 5.2.- Modelo 8- Puente con apoyos móviles

El modelo 8 tiene apoyos móviles en los extremos, es decir, se permite el giro y el desplazamiento en la dirección longitudinal, pero el movimiento transversal es restringido. En este caso, el primer modo que se presenta es en dirección longitudinal (Figura 88) con un periodo fundamental de 1.71 s y un factor de participación de masa de 98.1%. El segundo modo es en dirección transversal con un periodo de 0.45 s y un porcentaje de 79.3%, el modo en dirección vertical se presenta en el modo 4 el cual cuenta con un periodo de 0.31s y un porcentaje de 77.7% en esta dirección.

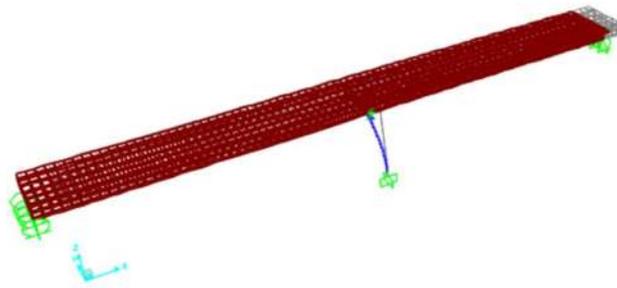


Figura 88.-Primer modo de modelo 8.

En la Tabla 9 se muestran los factores de participación de masa del modelo con apoyos articulados, de acuerdo a su condición de apoyo permite el desplazamiento longitudinal y por lo cual en el primer modo tiene una importante participación de masa de un 98% transversal y hasta un modo 10 el modelo cuenta con 80 % de la participación de la masa en dirección transversal.

Tabla 9.-Resultados del análisis modal del modelo 8.

Número de modo	Periodo (Seg)	Dirección del modo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1.71	Longitudinal	0.981	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.45	Transversal	0.981	0.793	0.000	0.017	0.000	0.000
3	0.41	Rotación alrededor de eje transversal	0.981	0.793	0.000	0.017	0.587	0.000
4	0.31	Vertical	0.981	0.793	0.777	0.017	0.587	0.000
5	0.18	Longitudinal pila	0.988	0.793	0.777	0.017	0.587	0.000
6	0.18	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.988	0.794	0.777	0.357	0.587	0.000
7	0.15	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.988	0.801	0.777	0.765	0.587	0.000
8	0.13	Vertical acoplado con rotación	0.988	0.801	0.794	0.765	0.587	0.000
9	0.13	Rotación alrededor de eje vertical	0.988	0.801	0.794	0.765	0.587	0.454
10	0.12	Rotación alrededor de eje transversal	0.988	0.801	0.794	0.765	0.729	0.454
			99%	80%				

En resumen, este modelo cuenta con apoyos articulados en los extremos y con un apoyo de neopreno sobre la única pila con la que cuenta, para el análisis en la historia en el tiempo se agregaran juntas en los extremos, el modelo se muestra en la Figura 89.

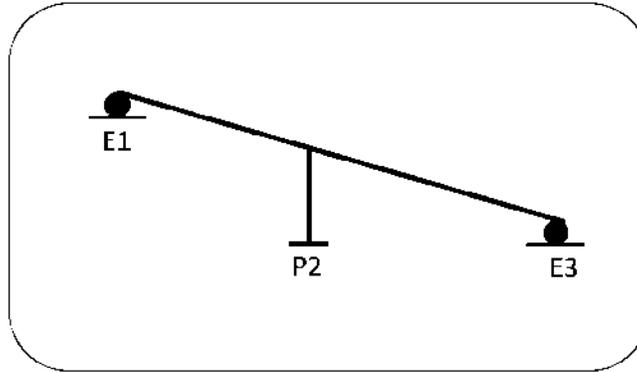


Figura 89.-Modelo 8 (apoyos móviles en los extremos).

En este modelo se requiere una intensidad espectral menor al del modelo anterior, esto se debe al cambio de las condiciones de apoyo. Los extremos servirían como reductores y para alcanzar los estados límites se requiera mayor intensidad espectral mientras que en este modelo se analizó en dirección longitudinal y como esta configuración de apoyos permiten los desplazamientos el daño en las pilas incrementa por consiguiente la ductilidad de rotación, por esto se alcanza una ductilidad a poca intensidad espectral. En la Figura 90 se puede observar este comportamiento, el modelo sin juntas requiere un incremento en la ductilidad de rotación que a diferencia de los modelos con juntas, donde estos tienen un comportamiento similar.

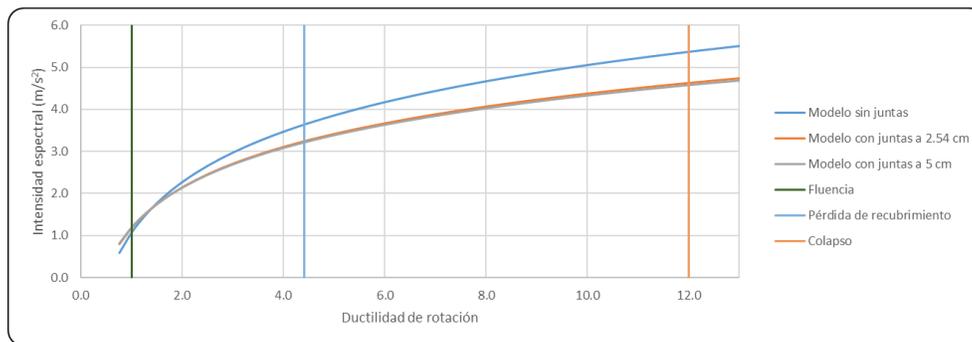


Figura 90.-Resumen de modelo 8.

Por otra parte, los desplazamientos muestran la misma tendencia que los modelos anteriores, donde predominan los desplazamientos del modelo sin juntas, después le sigue el modelo con juntas a 5 cm y finalmente el modelo con juntas a 2.54 cm. Cabe recordar que estos

desplazamientos son en el intervalo de fluencia, por ende, son pequeños, pero si se tomaran otro estado limite estos aumentarían considerablemente. En la Figura 91 se muestran estos desplazamientos.

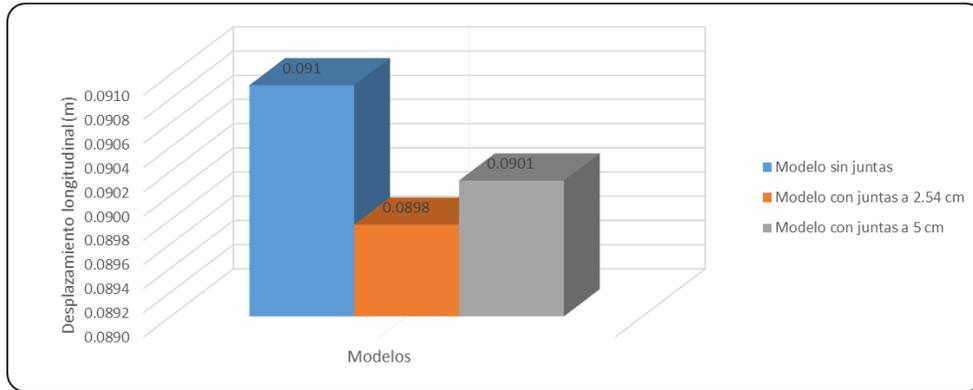


Figura 91.-Desplazamientos del modelo 8.

### 5.3.- Modelo 9T- Puente con apoyos de neopreno (Transversal)

El modelo 9 cuenta con apoyos de neopreno tanto en los extremos como en la pila intermedia, en este caso el puente se vuelve flexible, con poca rigidez al desplazamiento, lo cual permite la rotación del tablero respecto al eje vertical. Es por ello que el primer modo tiene una configuración alrededor del eje vertical (Figura 92).

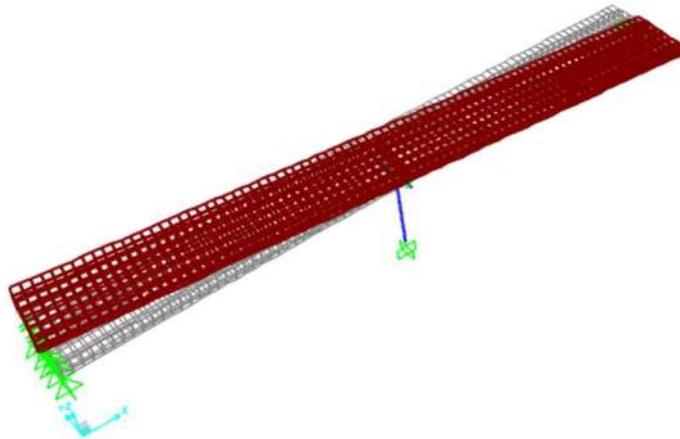


Figura 92.-Primer modo de modelo 9T.

Como se observa en la Tabla 10 el primer modo cuenta con un periodo fundamental de 9.84 s, en el modo numero 12 presenta un factor de participación de masa de 99% en dirección longitudinal y un 99% en dirección transversal. El segundo modo cuenta con un periodo de 1.71 s en dirección longitudinal este modo tiene un factor de participación de masa de 98.1%. El modo en dirección transversal se presenta en el modo 3 con un periodo de 1.45 s y un factor de participación de masa de 96.7% y finalmente en el modo 5 es el modo donde se presenta en dirección vertical con un periodo de 0.32 s y un factor de participación de masa de 79% en dicha dirección.

Como se cuenta con una estructura con poca rigidez a la torsión se puede observar que desde el primer modo se alcanza un 100 % de la participación de la masa en rotación alrededor del eje vertical (Tabla 10).

Tabla 10.-Resultados del análisis modal del modelo 9.

Número de modo	Periodo (Seg)	Dirección del modo	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	9.84	Rotación alrededor de eje vertical	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
2	1.71	Longitudinal	0.981	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
3	1.45	Transversal	0.981	0.967	0.000	0.022	0.000	1.000
4	0.42	Rotación alrededor de eje transversal	0.981	0.967	0.000	0.022	0.619	1.000
5	0.32	Vertical	0.981	0.967	0.790	0.022	0.619	1.000
6	0.26	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.981	0.967	0.790	0.547	0.619	1.000
7	0.22	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.981	0.974	0.790	0.770	0.619	1.000
8	0.18	Longitudinal en pila	0.988	0.974	0.790	0.770	0.619	1.000
9	0.16	Transversal en pila	0.988	0.989	0.790	0.871	0.619	1.000
10	0.15	Rotación alrededor de eje longitudinal	0.988	0.989	0.790	0.871	0.619	1.000
11	0.14	Rotación alrededor de eje transversal	0.988	0.989	0.800	0.871	0.619	1.000
12	0.13	Rotación alrededor de eje transversal	0.988	0.989	0.800	0.871	0.823	1.000
			99%	99%				

La numeración de los estribos y pila es la siguiente, como en los modelos anteriores se incorporaron juntas en los extremos del modelo con dos separaciones (2.54 cm y 5 cm), para observar su comportamiento durante el análisis en la historia del tiempo en dirección transversal.

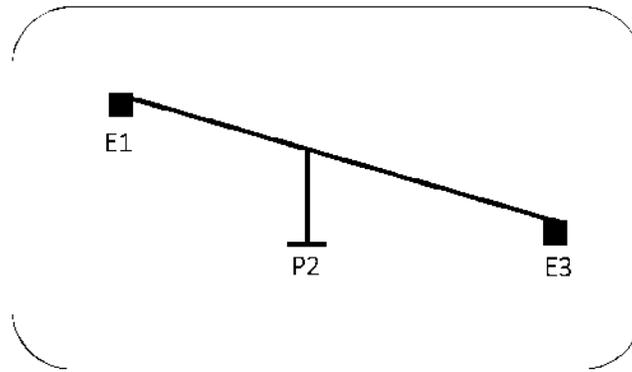


Figura 93.-Modelo 9T (apoyos de neopreno en los extremos).

Para que este modelo alcance los estados límite propuestos se necesita una intensidad espectral muy baja, menor a la unidad, incluso la mayoría de los registros provocan que la columna alcance un estado no lineal en su respuesta. En la Figura 94 se muestra el resultado de este análisis, donde se puede observar que el modelo que no tiene los topes sísmicos es el que requiere mayor intensidad espectral para alcanzar los estados límites de las tres opciones disponibles.

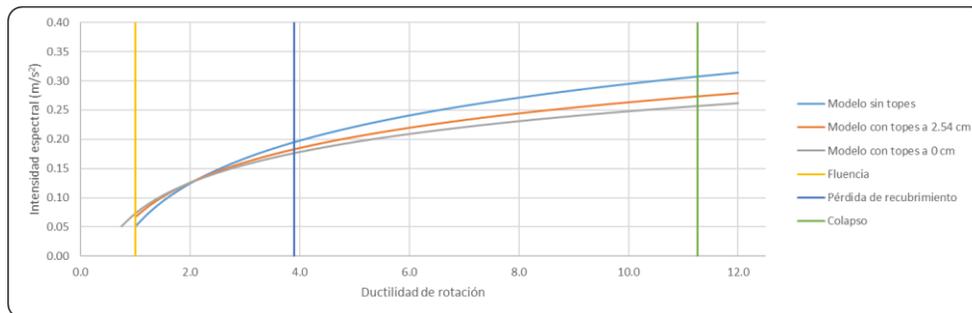


Figura 94.-Resumen de modelo 9T.

Hablando en términos de desplazamientos en este modelo su configuración deformada tiende a ser uniforme transversalmente, como es de esperarse por la flexibilidad de los apoyos. El caso más desfavorable en términos de desplazamientos es el modelo sin topes sísmicos, en la Figura 95 se puede observar que este modelo es el que cuenta con los desplazamientos mayores que alcanza hasta 10 cm en sus extremos, mientras que el modelo con topes con una separación de 2.54 cm alcanza desplazamientos máximos de hasta 9 cm y finalmente el modelo con topes a una separación de 0 cm alcanza desplazamientos máximos de 7 cm.

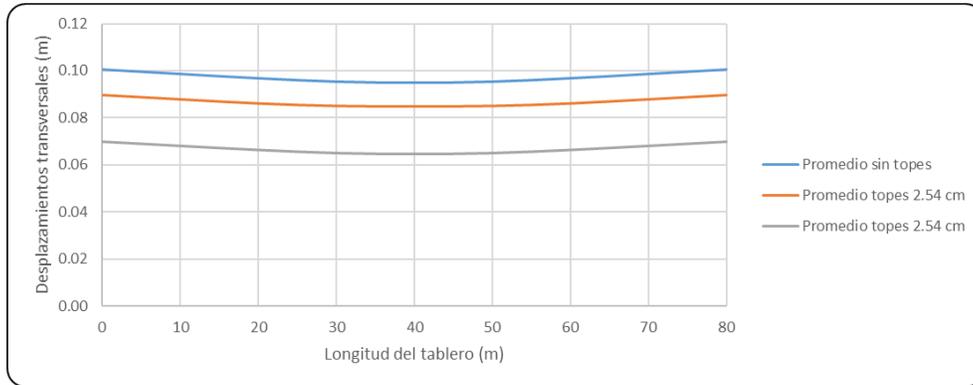


Figura 95.-Promedio de desplazamientos transversales del modelo 9T.

### 5.4.- Modelo 9L- Puente con apoyos de neopreno (longitudinal)

Finalmente, se cuenta con el modelo 9L analizado en dirección longitudinal, el cual corresponde al mismo modelo 9T, sus propiedades dinámicas son las mismas (tabla de factores de participación de masa) solo que para realizar el análisis en la historia en el tiempo se consideró el periodo del modo en que la más tiene participación significativa en dirección longitudinal.

Se cuentan con los tres casos sin juntas y con juntas, en la F se muestra el resumen de los análisis donde se puede observar que en el modelo sin juntas se requiere una mayor intensidad espectral para alcanzar los estados límite, mientras que para los modelos con juntas se requiere menor intensidad. Lo anterior se aprecia más claramente a partir del límite de estado de pérdida de recubrimiento hasta después del de colapso, mientras que para el estado de fluencia tienden al mismo comportamiento.

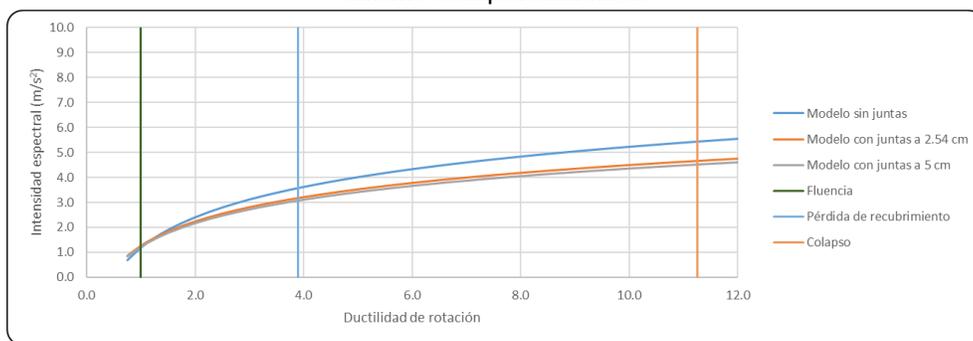
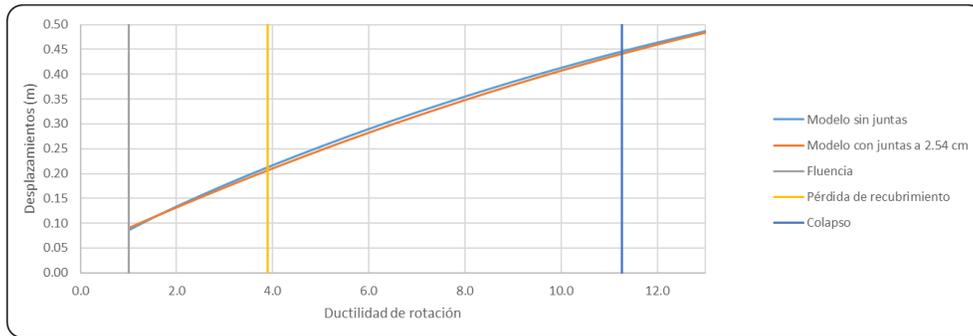


Figura 96.-Resumen de modelo 9L (longitudinal).

Los desplazamientos solo se tomaron del modelo sin juntas y el modelo con juntas a 2.54 cm ya que el modelo con juntas a 5 cm tiene un comportamiento similar al de 2.54cm. En la figura se

muestra el comportamiento de esto dos modelos donde se puede apreciar que el modelo sin juntas presenta desplazamientos ligeramente mayores a partir del límite de pérdida de recubrimiento, hasta el colapso. En el límite del colapso del modelo sin juntas alcanza un desplazamiento máximo de hasta 44 cm.



## CAPÍTULO 6.- ANÁLISIS DE RESULTADOS

---

Después de considerar el efecto de los topes en la respuesta de los puentes en dirección transversal, y el que se produce como resultado del choque entre el estribo y la superestructura del puente al cerrarse la junta de dilatación, se muestra un análisis de los resultados de los doce puentes considerados. En primer lugar, se presenta una comparación de los periodos y configuraciones modales de cada puente, y posteriormente, se analizan los resultados de aplicar los once registros a cada modelo, para alcanzar distintos estados límite.

Con respecto al análisis modal, se observaron grandes cambios entre los distintos modelos que se estudiaron. En la Tabla 11 se muestra la dirección en la que se presenta el primer modo de vibrar de cada uno de los puentes. Cuando se colocaron apoyos de tipo rodillo, los tres puentes tienen como primer modo el movimiento longitudinal. Al utilizar apoyos articulados en los extremos, tanto el puente regular como el irregular, tienen como modo fundamental al movimiento transversal; sin embargo, el puente de una sola pila, cambia la configuración del primer modo al de rotación alrededor del eje transversal, por lo que se espera un comportamiento distinto al de los otros dos puentes. En el caso de utilizar apoyos de neopreno, el primer modo de vibrar es el de rotación alrededor del eje vertical para los tres tipos de puente. Como vemos, la configuración deformada es altamente dependiente del tipo de apoyos que se considere en los extremos del sistema.

*Tabla 11.-Modos fundamentales de los modelos.*

Modo fundamental									
	P.Regular Articulado	P.Regular Rodillo	P.Regular Neopreno	P.Irregular Articulado	P.Irregular Rodillo	P.Irregular Neopreno	Una pila Articulado	Una pila Rodillo	Una pila Neopreno
Longitudinal									
Transversal									
Rotación alrededor de eje transversal									
Rotación alrededor de eje vertical									

En cuanto al valor de los periodos, en la Figura 97 se muestran los periodos de los modos fundamentales de los nueve puentes. Se puede observar que los modelos que cuentan con apoyos articulados en los extremos son los que presentan un menor periodo (barras azules). El puente

regulare tiene un periodo de 0.97 s, el puente irregular tiene un periodo 0.26 s más pequeño debido a la rigidez que le proporciona la pila más pequeña llegando a 0.71 s, y el puente con una sola pila tiene un periodo de 0.41 s este último periodo se debe a la geometría del modelo y por el hecho de contar con una sola pila. Para los modelos que cuentan con apoyos de rodillo en los extremos, el modelo con una sola pila es el que cuenta con un mayor periodo de 1.71 s, le sigue el puente regular con un periodo de 1.41, y con el menor periodo tenemos al modelo irregular. La geometría del modelo con una sola pila favorece al incremento del periodo y el modelo irregular por la variación de las pilas le provoca tener un menor periodo.

Y finalmente para los modelos que cuentan con apoyos de neopreno en los extremos, el puente con una sola pila es muy flexible y presenta un periodo muy elevado, claramente superior al de todos los otros modelos que se analizaron. Esto se debe a que tanto como en los extremos como en la pila se cuenta con apoyos de neopreno y estos permiten desplazamientos y rotaciones en todas las direcciones, y no existe una gran rigidez a la rotación. Para los puentes regulares los periodos cambian de 0.97 a 1.65 s; para el puente irregular de 0.71 a 1.77 s; y para el puente de una sola pila, de 0.41 a 9.84 s. Por lo tanto, además de los cambios de configuración que se aprecian en la Tabla 11, los valores de los periodos son bastante diferentes para cada caso, por lo que se espera que el efecto de las condiciones de los apoyos extremos juega un papel fundamental en la respuesta del puente.

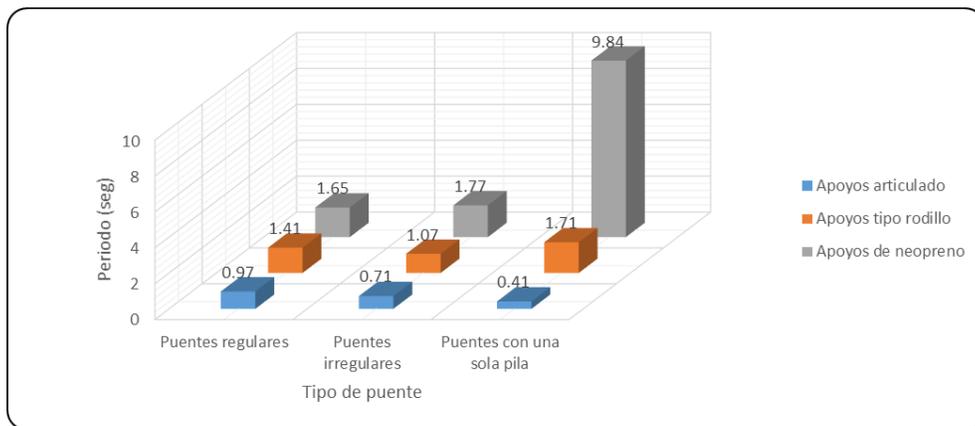


Figura 97.-Periodos fundamentales.

Como se observó anteriormente los periodos cambian de acuerdo a la geometría y a las condiciones de apoyo, En la Tabla 12 se muestran las rigideces de los modelos analizados, como se cuenta con la misma sección de pilas la inercia corresponde a la misma para todos los modelos en ambas direcciones, solamente lo que cambia es la altura de las pilas entre los modelos y el número

de pilas. Se puede observar en la tabla que los modelos irregulares son los que cuentan con más rigidez con un valor de 40,373.3 t/m mientras que el modelo con menos rigidez corresponde a los modelos con una sola pila, se esperaría que estos modelos fueran los que sufrieran mayor daño debido a que solo una pila aporta la resistencia a estos modelos, pero su respuesta puede variar conforme a las condiciones de apoyo lo cual se observara más adelante.

Tabla 12.-Rigideces de acuerdo con la geometría

Tipo de modelo	Número de modelo	Dirección de análisis	Periodo (s)	K Pila 2 (t/m)	K Pila 3 (t/m)	K Pila 4 (t/m)	K Total (t/m)
Modelos regulares	Modelo 1	Transversal	0.97	2,513.28	2,513.28	2,513.28	7,539.83
	Modelo 2	Longitudinal	1.41	2,513.28	2,513.28	2,513.28	7,539.83
	Modelo 3	Transversal	1.65	2,513.28	2,513.28	2,513.28	7,539.83
	Modelo 3	Longitudinal	1.41	2,513.28	2,513.28	2,513.28	7,539.83
Modelos irregulares	Modelo 4	Transversal	0.71	34,743.55	4,342.94	1,286.80	40,373.30
	Modelo 5	Longitudinal	1.07	34,743.55	4,342.94	1,286.80	40,373.30
	Modelo 6	Transversal	1.77	34,743.55	4,342.94	1,286.80	40,373.30
	Modelo 6	Longitudinal	1.07	34,743.55	4,342.94	1,286.80	40,373.30
Modelos con una sola pila	Modelo 7	Transversal	0.41	2,513.28	-	-	2,513.28
	Modelo 8	Longitudinal	1.71	2,513.28	-	-	2,513.28
	Modelo 9	Transversal	9.84	2,513.28	-	-	2,513.28
	Modelo 9	Longitudinal	1.71	2,513.28	-	-	2,513.28

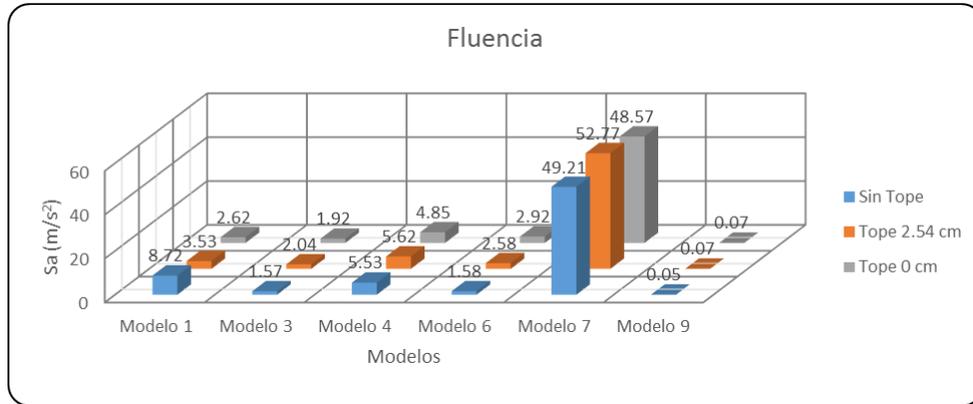
Los análisis en la historia en el tiempo se realizaron con los once registros para cada uno de los tipos de puente. Cabe recordar que de acuerdo con Kowalsky se propusieron tres estados límites para cada modelo, donde estos estados se tomaran para poder hacer una comparación general de todos los modelos. El análisis se realizó en dos direcciones; la primera corresponde a los dirección transversal, para lo cual se estudió el efecto que producen los topes sobre los cabezales de pilas, y también en los estribos cuando los apoyos correspondían a apoyos de neopreno; la segunda corresponde a la dirección longitudinal, en la que se estudió el efecto de las juntas de dilatación en los estribos, para lo cual se emplearon separaciones de 5 cm y 2.54 cm, pero como se observó que la respuesta individual de cada modelo para las dos separaciones era semejante, sólo se analizan los modelos sin juntas y con juntas a 2.54 cm.

En la Figura 98 se aprecia la intensidad espectral necesaria para alcanzar los estados limite en función de la ductilidad de rotación de las pilas. La primera gráfica (Figura 98 a) corresponde al caso en el que la primera pila del puente alcanza la fluencia de las varillas. En esta gráfica se presentan los modelos 1, 3, 4, 6, 7 y 9 cuando el sismo actúa en la dirección transversal. Se

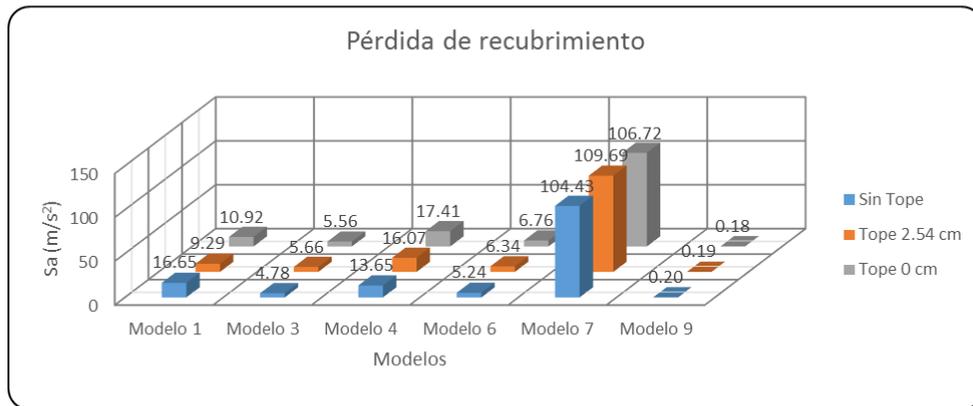
observa que el modelo 7 (puente de una sola pila con apoyos articulados en los extremos), es el que requiere mayor intensidad espectral para alcanzar el límite de fluencia, debido a que la fuerza cortante se concentra en los apoyos extremos y no en la pila central que resulta muy flexible. Dentro de este modelo vario la intensidad necesaria para alcanzar la fluencia debido a la separación de los topes, así, el modelo con topes a una separación de 2.54 cm es el que requiere mayor intensidad, después le sigue el modelo sin topes y finalmente el modelo con topes a una separación de 0 cm. Se puede considerar a este puente como un caso atípico, ya que de todos los modelos es también el que requiere una intensidad espectral menor para alcanzar la fluencia, es decir, es el modelo más susceptible al daño de las pilas cuando se colocan apoyos de neopreno en los extremos, en lugar de los apoyos articulados (modelo 9). En este caso, la fuerza cortante se concentra en la única pila del puente. Por lo que toca al modelo regular, se observa que la presencia del tope incrementa las demandas en las pilas si los extremos cuentan con apoyos de neopreno (modelo 3), y su mejor comportamiento corresponde al caso en el que el tope no participa de la respuesta. En el caso de que efectivamente existan topes, pero el diseñador omita su contribución a la respuesta, estará obteniendo una respuesta del lado de la inseguridad, pues las demandas serán menores a las reales. Si existen apoyos articulados en los extremos (modelo 1), el comportamiento es a la inversa, y la menor demanda en las pilas se obtiene cuando existen topes, y la omisión de estos, conduce a valores de intensidad menores para alcanzar el nivel de fluencia. Para el puente irregular el mejor comportamiento se produce cuando hay topes, en particular si los apoyos están articulados: por el contrario, la falta de topes, o su omisión en los modelos, conduce a valores de intensidad bajos para alcanzar el estado límite de fluencia.

En la Figura 98 b) y Figura 98 c) se muestran las intensidades necesarias para que cada modelo alcance el estado de pérdida de recubrimiento y el colapso. Para estos dos estados la ductilidad de rotación es mayor, por ende, la intensidad espectral aumenta, pero en general los modelos tienden a tener el mismo comportamiento, el modelo 7 tiende a ser el que requiere mayor intensidad espectral y el modelo 9 es el que requiere menos.

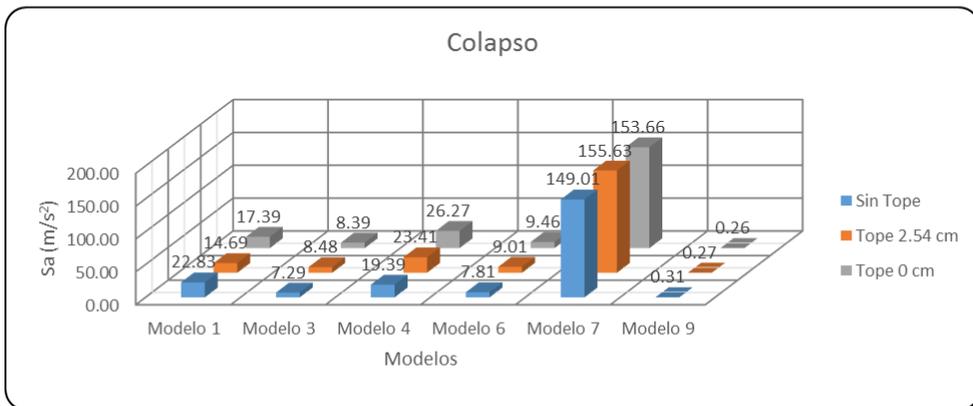
En cuanto a los desplazamientos de los modelos la configuración de la deformada cambia de acuerdo a las condiciones de apoyo y distribución de pilas. En el modelo 1 su deformada es parabólica y es simétrica donde su desplazamiento máximo ocurre al centro del claro, mientras que para el modelo 3 tiene una deformación mayor en los extremos debido a la flexibilidad de los apoyos.



a)



b)



c)

Figura 98.-Intensidades espectrales para los tres estados límites para los análisis transversales: a) Fluencia; b) pérdida de recubrimiento; c) Colapso.

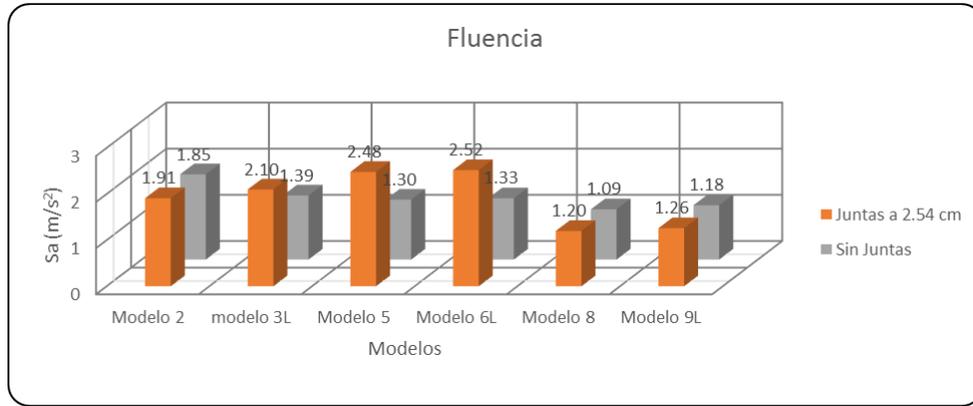
Para los modelos irregulares la configuración de deformación también es irregular, pues tienden a ser mayores los desplazamientos del lado donde se cuenta con la pila más flexible. La influencia de

los apoyos es similar a la de los modelos regulares, cuando se cuenta articulado en los extremos los desplazamientos en estos suelen ser nulos y los valores máximos se producen cerca del centro de rigidez lateral, mientras que cuando se utilizan los apoyos de neopreno estos modelos tienden a desplazarse más en dichos extremos del puente.

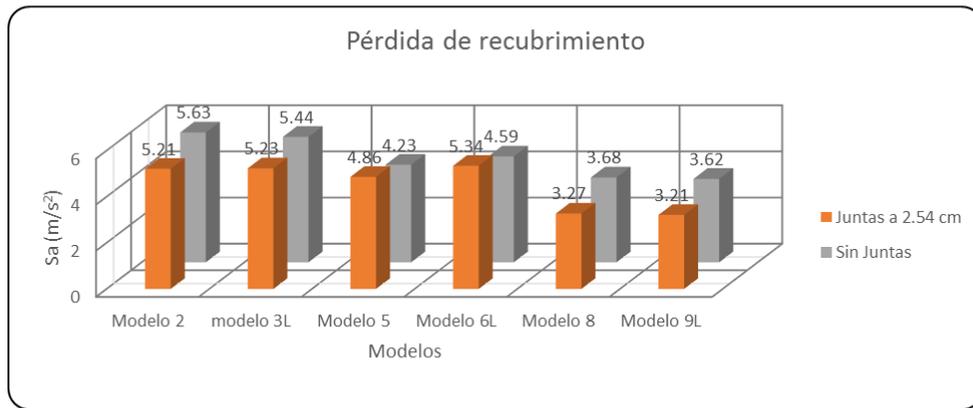
Y finalmente, en los modelos de una sola pila, los desplazamientos tienden a ser uniformes cuando el modelo cuenta con apoyos articulados en los extremos, mientras que cuando se utilizan apoyos de neopreno, el tablero tiende a desplazarse casi paralelamente a su ubicación de origen, es decir, como un diafragma rígido.

A continuación, se describirá el segundo grupo de modelos, los cuales se analizaron longitudinalmente. En estos casos no fue necesario colocar topes sísmicos, pues el movimiento principal se limitaba al eje del puente. En este caso, se implementaron juntas en los extremos para representar el efecto del choque al cerrarse la junta de dilatación. No se consideró la posibilidad de que el estribo sufriera desplazamiento o rotación como resultado del impacto. A este grupo de puentes le corresponden los modelos con apoyos tipo rodillo y los tres tipos de modelos con apoyos de neopreno en los extremos.

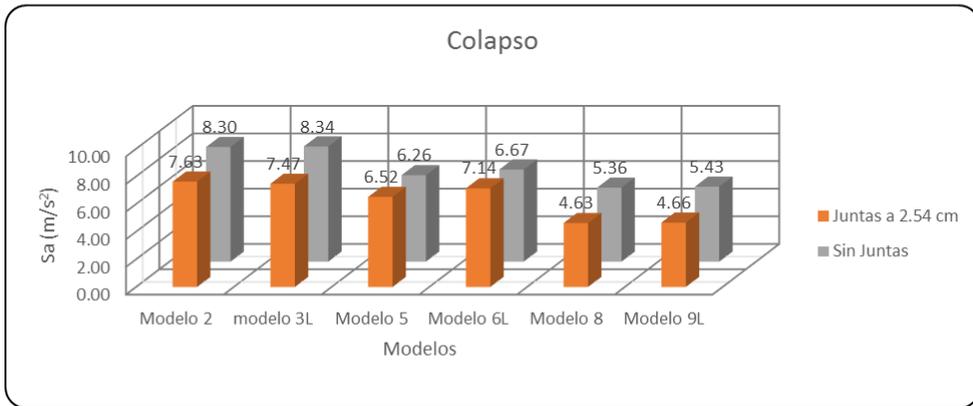
En la Figura 99 se muestran las intensidades espectrales de todos los modelos analizados longitudinalmente para alcanzar los tres estados límite propuestos. Se muestran tres gráficas, cada una corresponde a un estado límite. En la Figura 99 a) se muestran las intensidades espectrales para que la demanda en las pilas sea igual a la que produce la fluencia. De acuerdo con los resultados, el puente de una sola pila es el más vulnerable independientemente de si se usan rodillos (modelo 8) o apoyos de neopreno en los extremos (modelo 9L). En ambos casos, la única pila absorbe la fuerza cortante en esa dirección. La participación del estribo es benéfica, aunque su impacto no fue considerable. Cabe recordar que se utilizaron los valores de rigidez que propone Caltrans, y que se acepta que el estribo no se desliza ni rota. Los modelos regulares (2 y 3L), tienen mayores demandas que los irregulares (5 y 6L).



a)



b)



c)

Figura 99.-Intensidades espectrales para los tres estados límites para los análisis longitudinales: a) Fluencia; b) pérdida de recubrimiento; c) Colapso .

Para los otros estados límite el puente regular se comporta mejor que el puente irregular, para ambos tipos de apoyo en los extremos. Por ejemplo, en el estado límite de pérdida de

recubrimiento, en los modelos 5 y 6L, se necesita mayor intensidad espectral que en los correspondientes modelos irregulares.

Nuevamente los modelos con una sola pila (modelos 8 y 9L) son los modelos que alcanzan más rápido los estados límite, sin embargo, los valores de intensidad para llegar a esta condición son elevados y difíciles de producirse.

Respecto a los desplazamientos en todos los modelos se observa que los modelos sin juntas tienen mayores desplazamientos que los modelos con juntas, aunque la variación es muy pequeña.

# CONCLUSIONES

---

A partir del estudio de tres puentes de sección cajón con características típicas, se estudió el efecto de los apoyos, los topes transversales y las juntas de dilatación en los extremos. Para cada tipología se modificaron los apoyos, separaciones de topes y aberturas de las juntas de dilatación, para contar con un total de 42 casos distintos. Los modelos fueron sometidos a once acelerogramas registrados en la costa del Pacífico Mexicano. A continuación, se describen las principales conclusiones derivadas del análisis.

- **Propiedades dinámicas**

Al modificar las características de los apoyos de los tres puentes que se estudiaron, se observaron grandes diferencias en las configuraciones modales y periodos de vibrar. En especial, el puente de una sola pila tiene un periodo fundamental de 0.4 s cuando se consideran apoyos articulados en los extremos, y se incrementa hasta 9.8 s cuando se utilizan apoyos de neopreno. Esta gran variación de los periodos permite pensar en el cambio en las características de los apoyos como medida de protección sísmica en esta tipología. En los puentes irregulares, los periodos fundamentales tuvieron una variación de 1.8 a 0.7 s para los apoyos de neopreno y articulado respectivamente. Aunque el cambio no es tan drástico como en el caso anterior, el cambio de frecuencias del puente sigue siendo muy significativo. Los puentes regulares mostraron variaciones entre 1.7 y 0.9 s, menores a las dos tipologías anteriores, pero que también tiene impacto en las respuestas esperadas de los puentes.

También se observaron fuertes variaciones en las configuraciones modales. Al utilizar rodillos el primer modo de vibrar es longitudinal en los tres tipos de puente. Con los apoyos de neopreno el primer modo cambia a una configuración debida a la flexión alrededor del eje vertical en los tres casos. En el caso de los apoyos articulados, los puentes regulares e irregulares tienen una configuración transversal en el primer modo, pero en el caso del puente con una sola pila se obtiene una configuración de rotación alrededor del eje transversal, es decir de torsión del tablero.

- **Modelos regulares**

Con respecto al comportamiento del puente en dirección transversal, se observa que la distribución del daño es función del tipo de apoyos, así, por ejemplo, al utilizar apoyos articulados la pila con mayor daño corresponde a la pila central y las de los extremos experimentan el mismo daño debido a su simetría; el uso de los topes reduce los desplazamientos, pero incrementa el daño en las pilas. Por otro lado, si se colocan apoyos de neopreno el daño ahora se centra en las pilas de los extremos. Los desplazamientos se reducen tanto en los extremos como en las partes intermedias donde se colocaron los topes.

En el modelo con apoyos articulados, la presencia de los topes incrementa la demanda en las pilas y reduce la intensidad espectral necesaria para alcanzar los distintos niveles de daño. Al utilizar topes transversales, la demanda en las pilas es menor si los topes están pegados al tablero, salvo en el caso de la intensidad necesaria para llegar al nivel de fluencia. En el puente con apoyos de neopreno, el comportamiento es el inverso, es decir, la presencia de los topes reduce la demanda en las pilas y se necesita mayor intensidad sísmica para alcanzar los distintos niveles de daño. La separación de los topes no es relevante en este caso.

Para la respuesta en dirección longitudinal se observa que con el uso de rodillos las pilas sufren el mismo daño y los desplazamientos del tablero son mayores, enseguida el modelo con juntas a 2.54 cm y finalmente el modelo con 5 cm. El modelo con apoyos de neopreno requiere una menor intensidad espectral para alcanzar los estados límite, por lo tanto, este modelo es el más desfavorable de los dos modelos analizados longitudinalmente. Lo anterior es cierto, siempre y cuando los estribos estén en un suelo competente y no se produzca desplazamiento ni rotación del estribo.

- **Modelos irregulares**

En dirección transversal, en el modelo con apoyos articulados los desplazamientos dejan de ser simétricos y tienden a ser mayores en el extremo donde se cuenta con la pila más flexible. Cuando se utilizan apoyos de neopreno, el comportamiento del modelo tiende a ser más uniforme. La intensidad sísmica que se requiere para producir los diferentes estados límite es menor para el puente sin topes, contrario a lo que se observó en el puente regular, independientemente del tipo de apoyo, articulado o de neopreno. La separación de las juntas mostró que si no existe holgura entre el tope y el tablero las demandas en las pilas son menores.

Los modelos irregulares analizados longitudinalmente (modelo con rodillos y neopreno) no presentan mucha diferencia solo que el modelo con rodillos requiere mayor intensidad espectral para alcanzar los estados límite, en otras palabras, el modelo irregular con apoyos de neopreno es más propenso de presentar daños ante un evento sísmico. Al dejar una separación de 2.5 cm como holgura entre tope y tablero son menores las demandas en las pilas que al no dejar espacio entre ellos.

- **Modelos con una sola pila**

Estos modelos tienen un comportamiento diferente a todos los modelos anteriores, el primer modelo de estos (apoyos articulados) necesita una elevada intensidad espectral para alcanzar los estados límite, lo cual nos indica que este modelo comparándolo con los modelos anteriores es más resistente ante un evento sísmico. Hablando de desplazamientos en este modelo como en los extremos se encuentra articulado la deformada es parabólica ocurriendo el desplazamiento máximo al centro del claro, para este mismo modelo con apoyos de neopreno los estados límites son alcanzados rápidamente debido a que la intensidad de los sismos es absorbida por la pila la cual es la única que aporta rigidez por lo que se requiere intensidades bajas para provocar daño en el puente. De todos los modelos analizados este modelo es la condición más desfavorable incluso los desplazamientos correspondientes a ese modelo son de una forma paralela a la posición original como diafragma rígido.

Los análisis en dirección longitudinal muestran que los apoyos articulados y los de neopreno tienen prácticamente la misma relación intensidad sísmica versus daño. La demanda sobre las pilas es más alta en este caso que con los otros tipos de puente y muestran un mejor comportamiento cuando se produce choque que sin el cierre de juntas.

De todo lo anterior se puede concluir que la influencia tanto de los topes sísmicos como del choque con los estribos, cambia de manera importante el comportamiento de los modelos independientemente su geometría o condiciones de apoyo. El efecto de los topes existe un incremento en la ductilidad de rotación de las pilas, en otras palabras, las columnas alcanzan un daño mayor que si el modelo no se considera la influencia de estos elementos.

Por lo que, en caso de que los topes sísmicos participen en la respuesta, es necesario considerar este incremento de la demanda para el diseño de la columna y poder prevenir daños mayores.

Al comparar las tres tipologías se observa que el puente de una sola pila es el que genera menores demandas en las pilas en ambas direcciones, siempre y cuando los apoyos en los extremos sean articulados y el estribo sea competente. Sin embargo, el mismo puente es el más vulnerable en la dirección transversal si los apoyos son de neopreno. Las pilas del puente regular tienen menores demandas que las del puente irregular en ambas direcciones, independientemente del tipo de apoyo en los extremos.

# REFERENCIAS

---

ACI 341.2R. (2003). "Análisis y diseño sísmico de puentes de concreto". IMCYC. ISBN 968-464-171-6, pp.35.

Alcalá A. (2014). " Análisis no lineal de puentes irregulares". Facultad de Ingeniería civil. Tesis para obtener el grado de ingeniera civil. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. pp.79.

Andreas J., Saiid M., Nuray M. y Tatjana I. (2012). "Seismic Design and Assessment of Bridges". Springer. New York. pp. 233.

Base de datos de registros acelerográficos de la red sísmica mexicana, Recuperado el 10 de enero de 2017, tomado de: <http://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/Inicio.aspx>

Caltrans SDC. (1999). "Caltrans Seismic Design Criteria", Versión 1.1. Sacramento, California: California Department of Transportation.

Changfeng W., Long Z. y Xingchong C. (2014). "Effect of nonlinearity of restrainer and supports on the elasto-plastic seismic response of continuous girder bridge". Frattura ed Integrità Strutturale, pp. 486-494.

Jeffrey G. y Franklin Y. (2012). "Seismic design aids for nonlinear pushover analysis of reinforced concrete and Steel bridges". Taylor y Francis Group. pp.376.

Kowalsky, Mervin (2000), "Deformation limit states for circular reinforced concrete bridge columns", Journal of Structural Engineering, vol. 126, No. 8, ASCE, ISSN 0733-9445/00/0008-0869-0878.

López M. (2013). "Funciones de demanda estructural de puentes carreteros típicos en México". Facultad de Ingeniería Civil. Tesis para obtener el grado maestría en el área de estructuras. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. pp.310.

Otani S. y Aoyama H. (2015). " <http://es.slideshare.net/manuelmiranda3591/hysteresis-models-otani> ". Pp. 57.

Priestley M., Seible F. y Calvi G. (1996). "Seismic design and retrofit of bridges". Johnwile y Sons, Inc. New York. pp.686.

Tehrani P. (2012). "Seismic Behaviour and Analysis of Continuous Reinforced Concrete Bridges". Departament of Civil Engineering and Applied Mechanics. Tesis para obtener el grado de doctor en filosofía. Mc Gill University. Pp. 123-1237

# ANEXO A

En este anexo pertenece a la **Red Acelerográfica del IINGEN de la UNAM**, que es el sitio web de donde se obtuvieron los registros sísmicos, este sistema de búsqueda permite la búsqueda de alrededor de 6400 acelerogramas disponibles mediante consultas al catálogo de sismos ó por la combinación de parámetros como magnitudes, distancias o localidades. Los registros en esta base de datos son producto de 420 temblores identificados cuyas magnitudes van de  $M= 5.0$  a  $M=8.1$ .

## A.1.- AZIH 19/09/1985

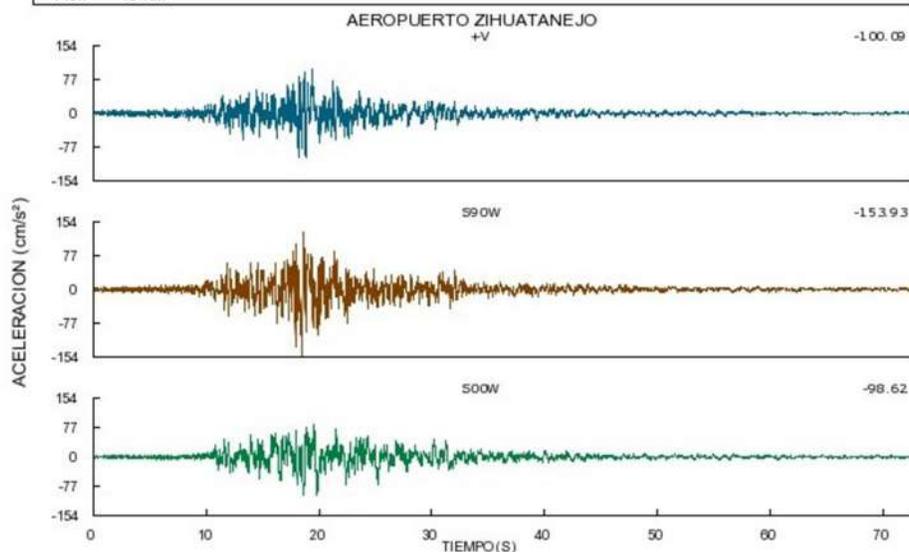
Datos de la Estación	
Clave:	AZIH
Nombre:	AEROPUERTO ZIHUATANEJO
Ubicación:	Aeropuerto Internacional de Zihuatanejo, ladera derecha. Zihuatanejo, Guerrero.
Latitud (grados decimales):	17.60654
Longitud:	-101.4653
Altitud (m):	11
Tipo de suelo:	ROCA
Tipo de estación:	TERRENO LIBRE
Estado de operación:	Actualmente en operación
Fecha de retiro:	-
Comentarios:	No hay comentarios registrados



**$M_s = 8.1$ ,**  
**19/09/1985 13:17:42  $M_c = 8.1$ ,**  
 **$M_b = 6.8$**

### Gráfica del Acelerograma

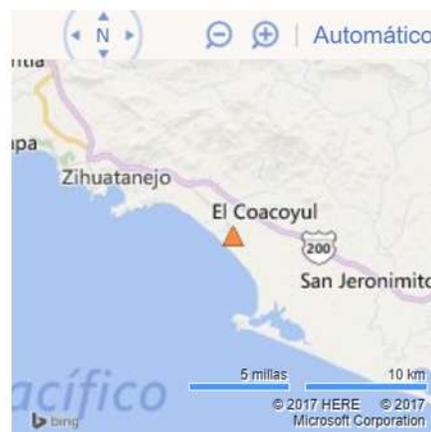
SISMO		ESTACION		REGISTRO	
Datos:	INSTITUTO DE INGENI	Aparato:	DCA-333/ 106	Registro:	AZIH8509.191
Fecha:	1985/09/19	Rango:	2/2/2	NP:	7264
Hora:	13:17:42,6	Coor:	17.60654 LAT. N	DT (s):	0.01
Epic:	18.081 LAT. N		101.46526 LONG. W	Duración (s):	72.64
Mag:	$M_b=6.80/M_s=8.10/M_c=8.10$	Hora:	13:18:20,97		
Prof:	15 Km	Distancia:	165 Km		



## A.2.- AZIH 21/09/1985

## Datos de la Estación

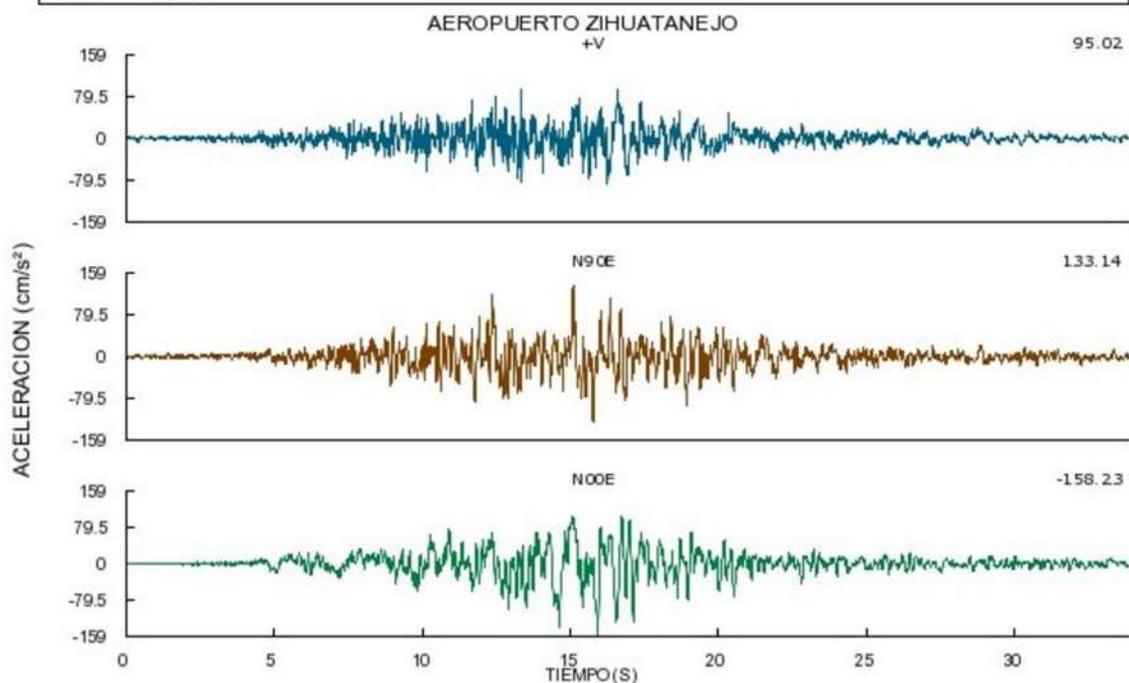
Clave: AZIH  
 Nombre: AEROPUERTO ZIHUATANEJO  
 Ubicación: Aeropuerto Internacional de Zihuatanejo, ladera derecha. Zihuatanejo, Guerrero.  
 Latitud (grados decimales): 17.60654  
 Longitud: -101.4653  
 Altitud (m): 11  
 Tipo de suelo: ROCA  
 Tipo de estación: TERRENO LIBRE  
 Estado de operación: Actualmente en operación  
 Fecha de retiro: -  
 Comentarios: No hay comentarios registrados



21/09/1985 01:37:18 Ms= 7.6, Mc=  
 7.5, Mb= 6.3

## Gráfica del Acelerograma

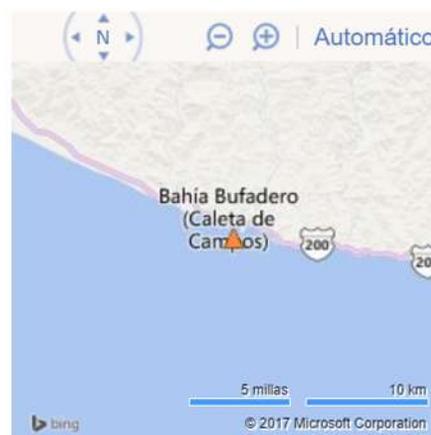
SISMO		ESTACION		REGISTRO	
Datos:	INSTITUTO DE INGENI	Aparato:	DCA-333/ 106	Registro:	AZIH8509.211
Fecha:	1985/09/21	Rango:	2/2/2	NP:	3386
Hora:	01:37:18,4	Coor:	17.60654 LAT. N	DT (s):	0.01
Epic:	18.021 LAT. N		101.46526 LONG. W	Duración (s):	33.86
Mag:	Mb=6.30/Ms=7.60/Mc=7.50	Hora:	01:37:19.48		
Prof:	15 Km	Distancia:	45 Km		



## A.3.- CALE 19/09/1985

## Datos de la Estación

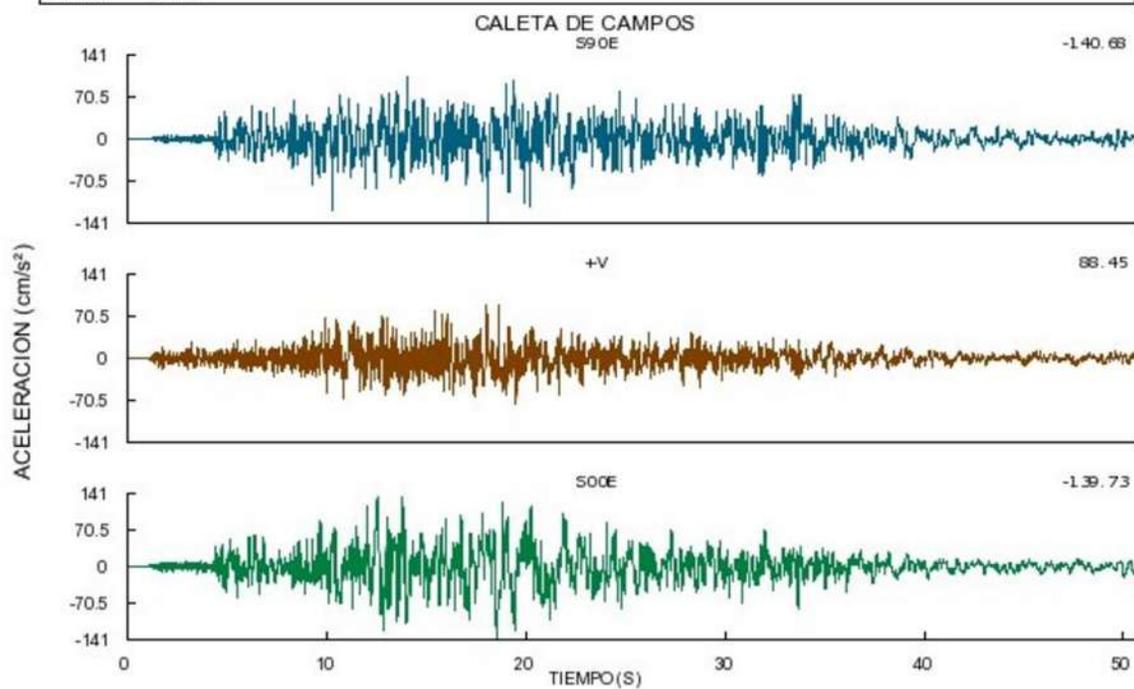
Clave: CALE  
 Nombre: CALETA DE CAMPOS  
 Ubicación: Escuela Secundaria Técnica 68 de Pesca, en Caleta de Campos. A 80km de Lázaro Cárdenas, carretera Lazaro Cárdenas-Manzanillo, Michoacán.  
 Latitud (grados decimales): 18.07287  
 Longitud: -102.7544  
 Altitud (m): 10  
 Tipo de suelo: ROCA  
 Tipo de estación: TERRENO LIBRE  
 Estado de operación: Actualmente en operación  
 Fecha de retiro: -  
 Comentarios: No hay comentarios registrados



$M_s = 8.1$ ,  
 19/09/1985 13:17:42  $M_c = 8.1$ ,  
 $M_b = 6.8$

## Gráfica del Acelerograma

SISMO		ESTACION	REGISTRO
Datos:	INSTITUTO DE INGENI	Aparato:	DSA- 1/ 261
Fecha:	1985/09/19	Rango:	2/2/2
Hora:	13:17:42,6	Coord:	18.07287 LAT. N
Epic:	18.081 LAT. N		102.75441 LONG. W
	102.942 LONG. W	Hora:	13:17:49.00
Mag:	$M_b=6.80/M_s=8.10/M_c=8.10$	Distancia:	19 Km
Prof:	15 Km		
			Registro: CALE8509.191
			NP: 10120
			DT (s): 0.005
			Duración (s): 50.60



## A.4.- CHFL 15/06/1999

## Datos de la Estación

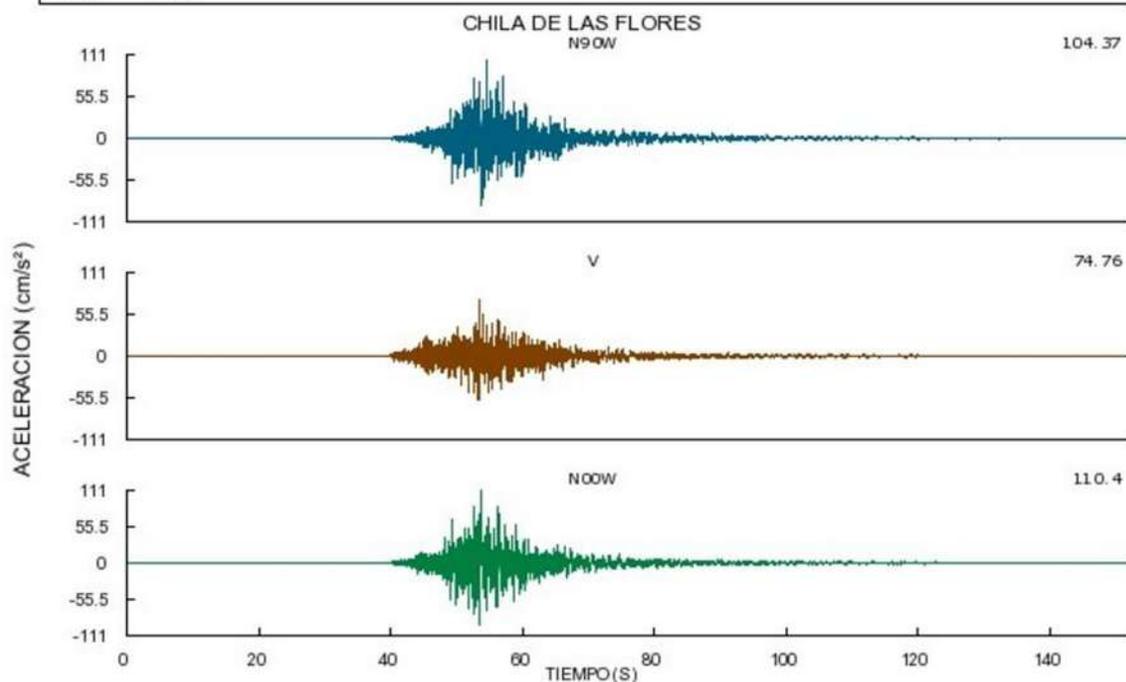
Clave: CHFL  
 Nombre: CHILA DE LAS FLORES  
 Ubicación: Pueblo de Chila de las Flores, a 20km de Huajuapán de León, Oax.; carretera Izucar de Matamoros-Huajuapán de León, Puebla.  
 Latitud (grados decimales): 17.96949  
 Longitud: -97.86564  
 Altitud (m): 1716  
 Tipo de suelo: ROCA  
 Tipo de estación: TERRENO LIBRE  
 Estado de operación: Actualmente en operación  
 Fecha de retiro: -  
 Comentarios: No hay comentarios registrados



Ms= 6.5, Mb=  
 15/06/1999 20:42:07 6.4, Ma= 6.3,  
 Me= 7

## Gráfica del Acelerograma

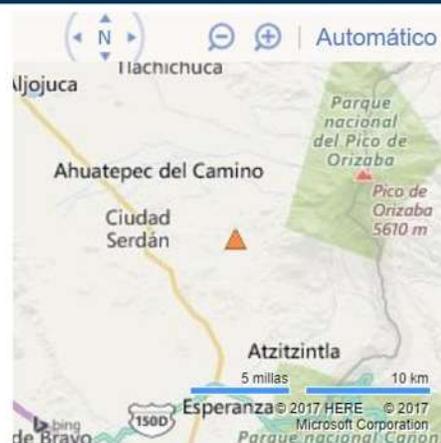
SISMO		ESTACION		REGISTRO	
Datos:	Instituto de Geofis	Aparato:	K2/444	Registro:	CHFL9906.151
Fecha:	1999/06/15	Rango:	0.5/0.5/0.5	NP:	30400
Hora:	20:42:07.1	Coor:	17.969493 LAT. N	DT (s):	0.005
Epic:	18.18 LAT. N		97.865638 LONG. W	Duración (s):	152.00
Mag:	Mb=6.4/Ms=6.5/Ma=6.3/Me=7.0	Hora:	20:41:36.810		
Prof:	69 Km	Distancia:	44 Km		



## A.5.- CSER 15/06/1999

## Datos de la Estación

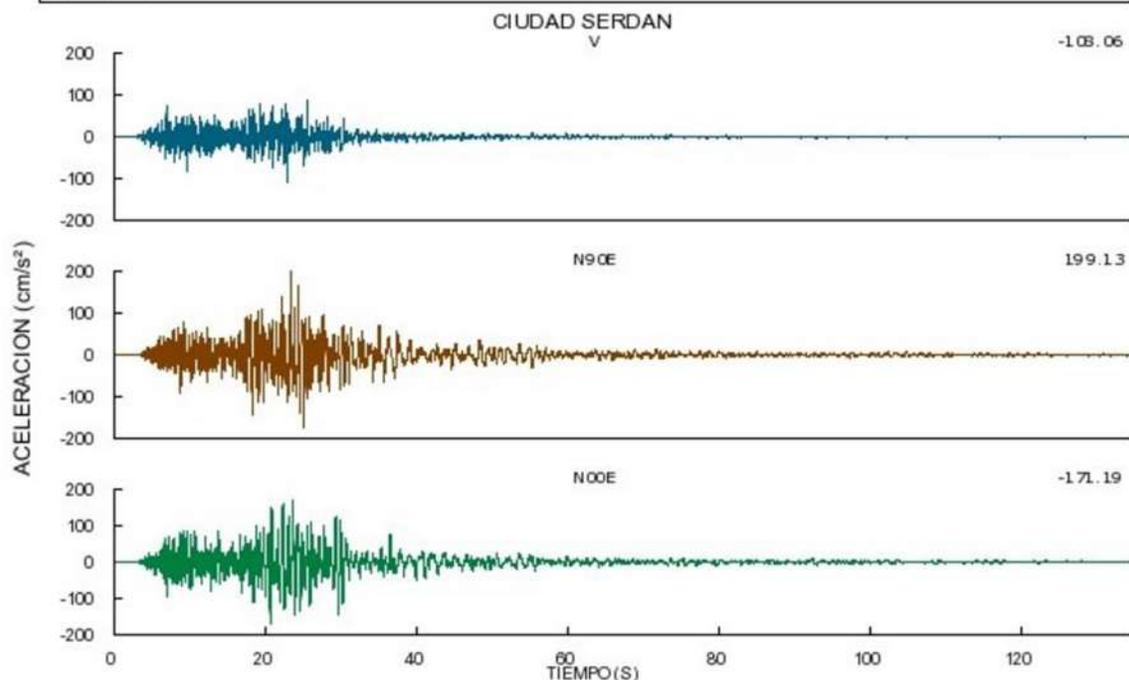
Clave: CSER  
 Nombre: CIUDAD SERDAN  
 Ubicación: Cerro Lomatel, a 7 km de Ciudad Serdán, Puebla.  
 Latitud (grados decimales): 18.98907  
 Longitud: -97.3774  
 Altitud (m): 2956  
 Tipo de suelo: ROCA  
 Tipo de estación: TERRENO LIBRE  
 Estado de operación: Fuera de operación en definitivo  
 Fecha de retiro: Abril 2014  
 Comentarios: No hay comentarios registrados



Ms= 6.5, Mb=  
 15/06/1999 20:42:07 6.4, Ma= 6.3,  
 Me= 7

## Gráfica del Acelerograma

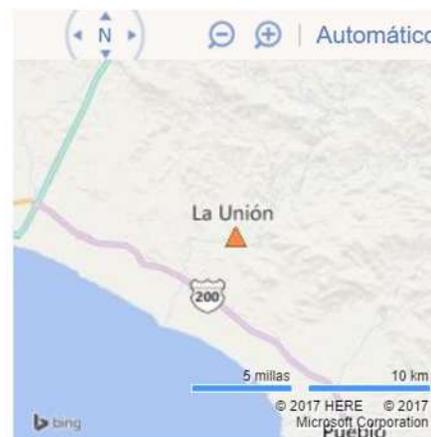
SISMO		ESTACION		REGISTRO	
Datos:	Instituto de Geofis	Aparato:	DCA-333/ 120	Registro:	CSER9906.151
Fecha:	1999/06/15	Rango:	2/2/2	NP:	13441
Hora:	20:42:07.1	Coord:	18.989074 LAT. N	DT (s):	0.01
Epic:	18.18 LAT. N	Coord:	97.377394 LONG. W	Duración (s):	134.41
Mag:	97.51 LONG. W	Hora:	20:43:18		
Prof:	Mb=6.4/Ms=6.5/Ma=6.3/Me=7.0	Distancia:	90 Km		



## A.7.- UNIO 19/09/1985

## Datos de la Estación

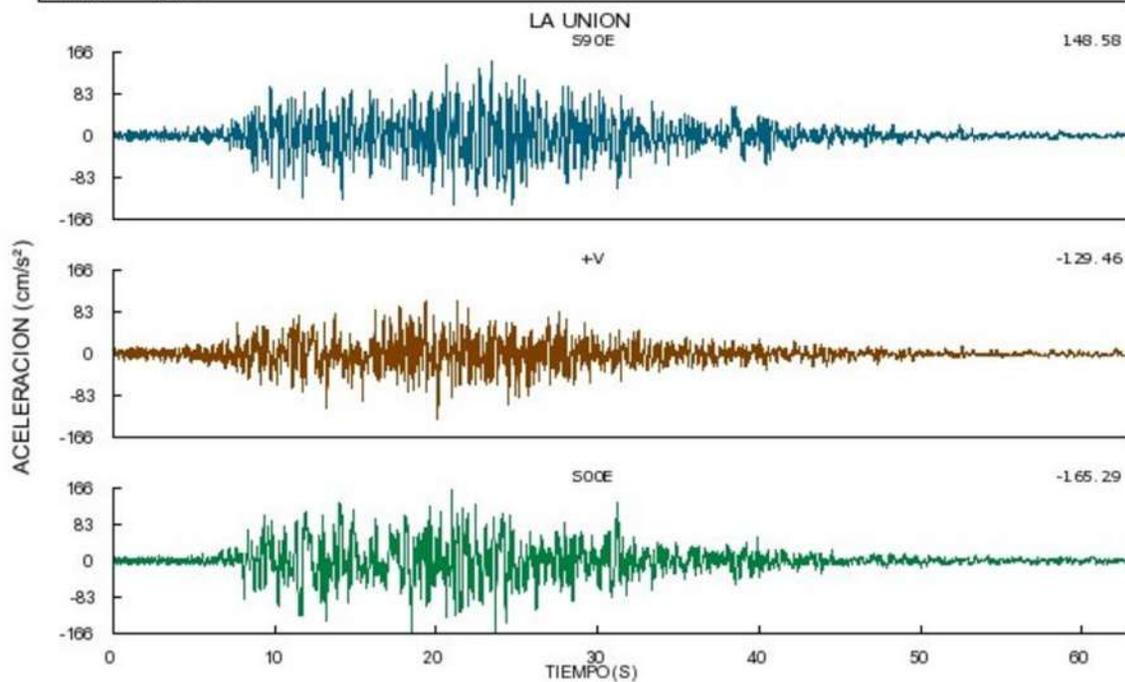
Clave: UNIO  
 Nombre: LA UNION  
 Ubicación: Escuela Secundaria Técnica #37, a 60km de Zihuatanejo y a 8km del entronque con la carretera Zihuatanejo-Lázaro Cárdenas. La Unión, Guerrero.  
 Latitud (grados decimales): 17.98762  
 Longitud: -101.8106  
 Altitud (m): 56  
 Tipo de suelo: ROCA  
 Tipo de estación: TERRENO LIBRE  
 Estado de operación: Actualmente en operación  
 Fecha de retiro: -  
 Comentarios: No hay comentarios registrados



19/09/1985 13:17:42 Ms= 8.1, Mc= 8.1, Mb= 6.8

## Gráfica del Acelerograma

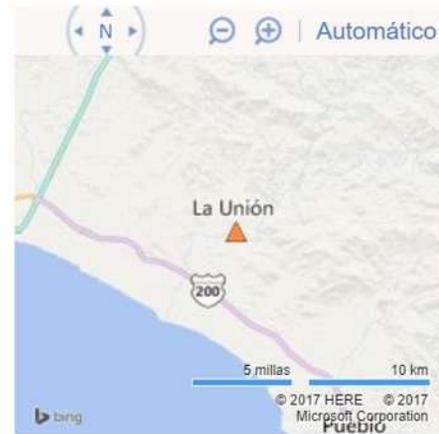
SISMO		ESTACION		REGISTRO	
Datos:	INSTITUTO DE INGENI	Aparato:	DSA-1/ 259	Registro:	UNIO8509.191
Fecha:	1985/09/19	Rango:	2/2/2	NP:	12578
Hora:	13:17:42,6	Coor:	17.98762 LAT. N	DT (s):	0.005
Epic:	18.081 LAT. N	Hora:	101.810623 LONG. W	Duración (s):	62.89
Mag:	Mb=6.80/Ms=8.10/Mc=8.10	Distancia:	120 Km		
Prof:	15 Km				



## A.8.- UNIO 21/09/1985

**Datos de la Estación**

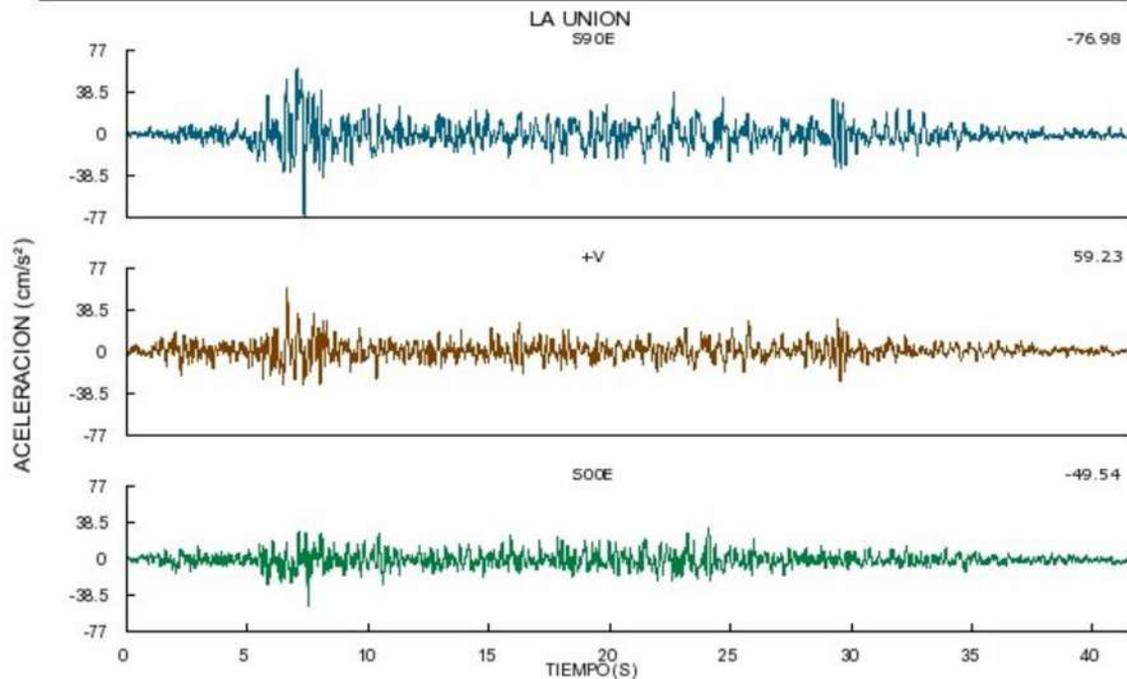
Clave: UNIO  
 Nombre: LA UNION  
 Ubicación: Escuela Secundaria Técnica #37, a 60km de Zihuatanejo y a 8km del entronque con la carretera Zihuatanejo-Lázaro Cárdenas. La Unión, Guerrero.  
 Latitud (grados decimales): 17.98762  
 Longitud: -101.8106  
 Altitud (m): 56  
 Tipo de suelo: ROCA  
 Tipo de estación: TERRENO LIBRE  
 Estado de operación: Actualmente en operación  
 Fecha de retiro: -  
 Comentarios: No hay comentarios registrados



21/09/1985 01:37:18 Ms= 7.6, Mc=  
 7.5, Mb= 6.3

**Gráfica del Acelerograma**

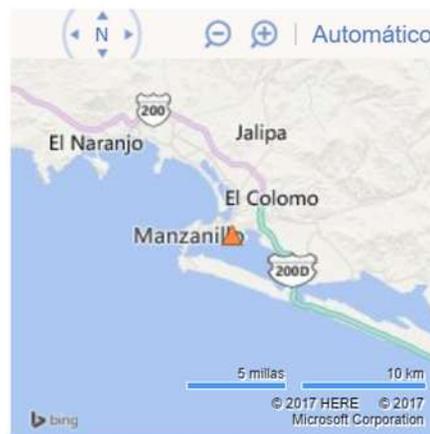
SISMO		ESTACION		REGISTRO	
Datos:	INSTITUTO DE INGENI	Aparato:	DSA-1/ 259	Registro:	UNIO8509211
Fecha:	1985/09/21	Rango:	2/2/2	NP:	8296
Hora:	01:37:18,4	Coor.:	17.98762 LAT. N	DT (s):	0.005
Epic:	18.021 LAT. N		101.81062 3 LONG. W	Duración (s):	41.48
Mag:	Mb=6.30/Ms=7.60/Mc=7.50	Hora:	01:37:25.97		
Prof.:	15 Km	Distancia:	35 Km		



## A.9.- MANZ 21/01/2003

**Datos de la Estación**

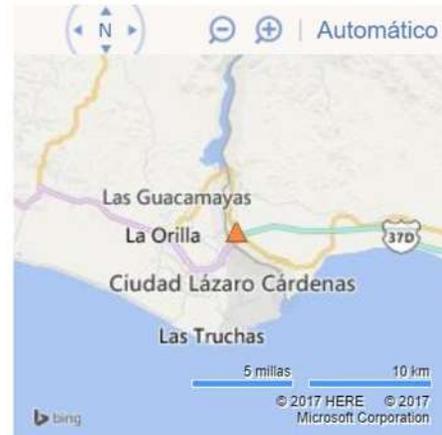
Clave: MANZ  
Nombre: MANZANILLO  
Ubicación: Escuela Primaria Urbana Federal "Manuel Murguía Galindo". Calle Nepal Esquina con España Col. El Rocío, Manzanillo, Colima. Cerca de las oficinas de la admon. Portuaria.  
Latitud (grados decimales): 19.05434  
Longitud: -104.2979  
Altitud (m): 59  
Tipo de suelo: ROCA  
Tipo de estación: TERRENO LIBRE  
Estado de operación: Actualmente en operación  
Fecha de retiro: -  
Comentarios: No hay comentarios registrados



## A.10.- ZACA 19/09/1985

## Datos de la Estación

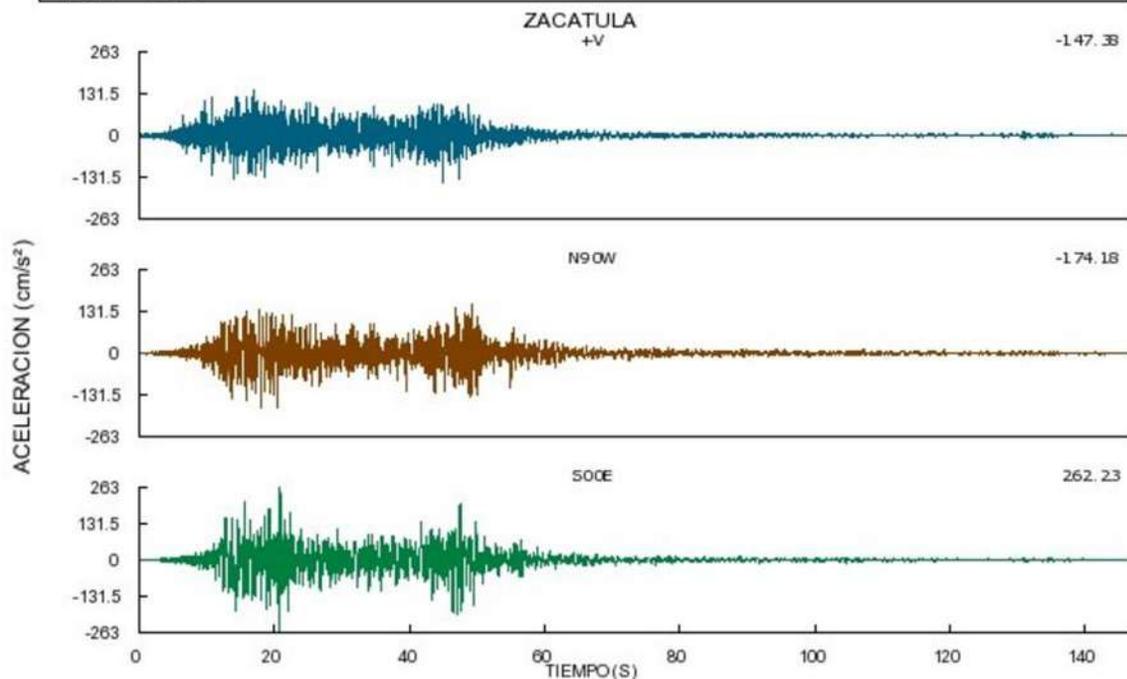
Clave: ZACA  
 Nombre: ZACATULA  
 Ubicación: Escuela Primaria Zacatula, a 10 Km. de Lázaro Cardenas, Michoacán.  
 Latitud (grados decimales): 18.009  
 Longitud: -102.178  
 Altitud (m): 40  
 Tipo de suelo: ARCILLA COMPACTA  
 Tipo de estación: TERRENO LIBRE  
 Estado de operación: Fuera de operación en definitivo  
 Fecha de retiro: Diciembre 1988  
 Comentarios: No hay comentarios registrados



19/09/1985 13:17:42 Ms= 8.1, Mc=  
 8.1, Mb= 6.8

## Gráfica del Acelerograma

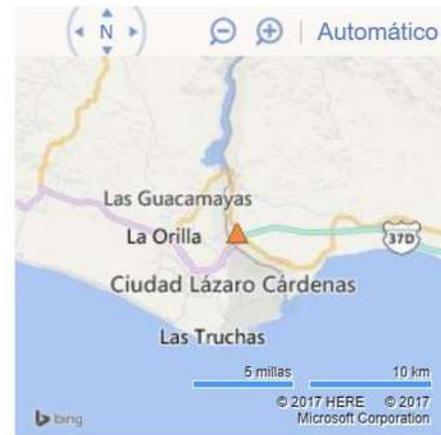
SISMO		ESTACION		REGISTRO	
Datos:	INSTITUTO DE INGENI	Aparato:	DCA-333/ 146	Registro:	ZACA8509.191
Fecha:	1985/09/19	Rango:	2/2/2	NP:	14638
Hora:	13:17:42,6	Coor:	18.009 LAT. N	DT (s):	0.01
Epic:	18.081 LAT. N	Hora:	102.178 LONG. W	Duración (s):	146.38
Mag:	Mb=6.80/Ms=8.10/Mc=8.10	Distancia:	81 Km		
Prof:	15 Km				



## A.11.- ZACA 21/09/1985

## Datos de la Estación

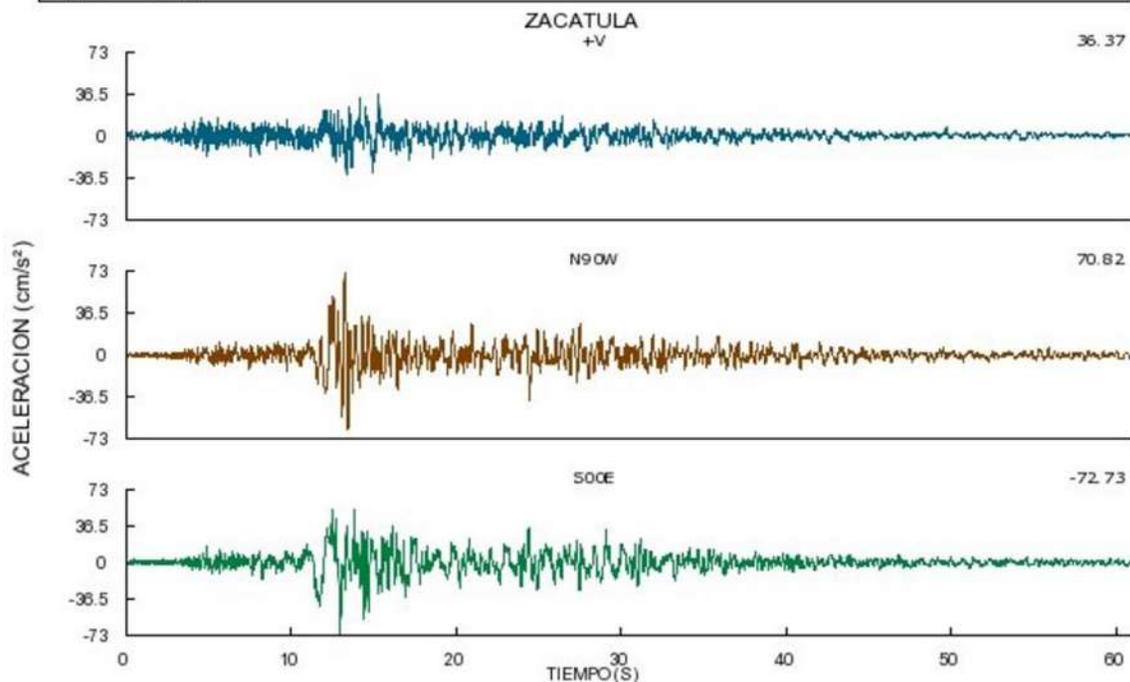
Clave: ZACA  
 Nombre: ZACATULA  
 Ubicación: Escuela Primaria Zacatula, a 10 Km. de Lázaro Cárdenas, Michoacán.  
 Latitud (grados decimales): 18.009  
 Longitud: -102.178  
 Altitud (m): 40  
 Tipo de suelo: ARCILLA COMPACTA  
 Tipo de estación: TERRENO LIBRE  
 Estado de operación: Fuera de operación en definitivo  
 Fecha de retiro: Diciembre 1988  
 Comentarios: No hay comentarios registrados



21/09/1985 01:37:18 Ms= 7.6, Mc=  
 7.5, Mb= 6.3

## Gráfica del Acelerograma

SISMO		ESTACION		REGISTRO	
Datos:	INSTITUTO DE INGENI	Aparato:	DCA-333/ 146	Registro:	ZACA8509.211
Fecha:	1985/09/21	Rango:	2/2/2	NP:	60.89
Hora:	01:37:18,4	Coor:	18.009 LAT. N	DT (s):	0.01
Epic:	18.021 LAT. N	Hora:	102.178 LONG. W	Duración (s):	60.89
Mag:	Mb=6.30/Ms=7.60/Mc=7.5	Distancia:	74 Km		
Prof:	15 Km				



# ANEXO

---

De acuerdo con los resultados obtenidos a través de los análisis no lineales en la historia del tiempo expresados mediante los parámetros de intensidad espectral y ductilidad de rotación, en el presente capítulo se presentan las gráficas correspondientes a cada uno de los modelos implementado tres casos de estudio que son los modelos sin topes, los modelos con topes sísmicos con una separación de 2.54 cm y 0cm.

Estas curvas de intensidad espectral nos representan el comportamiento la pila más desfavorable de cada modelo, nos indica el comportamiento de la columna es decir los valores de intensidad espectral necesarios para poder alcanzar los estados límites que son la fluencia, la pérdida de recubrimiento y el colapso de la columna en estudio (Kowalsky, et al,2000).

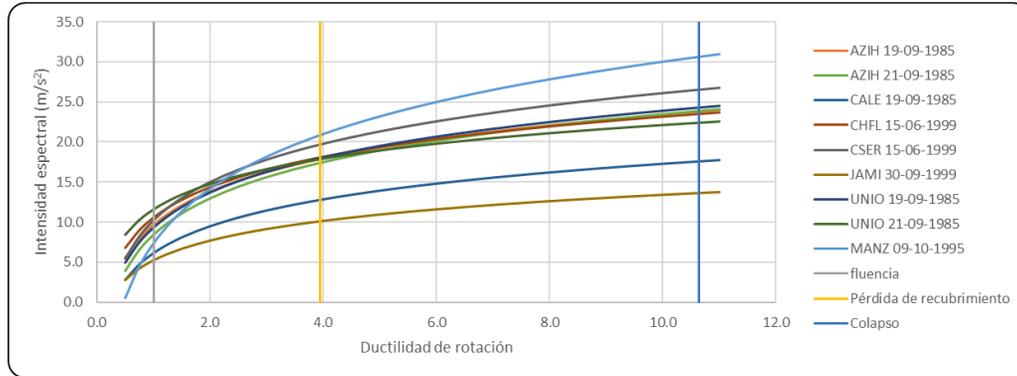
En cada sección se presenta en orden las siguientes graficas por cada modelo propuesto:

- Grafica intensidad espectral contra ductilidad de rotación para el modelo sin topes sísmicos
- Promedio del modelo sin topes más menos la desviación estándar
- Grafica intensidad espectral contra ductilidad de rotación para el modelo con topes sísmicos con una separación entre el tope y el alma del cajón de 2.54 cm
- Promedio del modelo con topes sísmicos a una separación de 2.54 cm más menos la desviación estándar
- Grafica intensidad espectral contra ductilidad de rotación para el modelo con topes sísmicos con una separación entre el tope y el alma del cajón de 0 cm
- Promedio del modelo con topes sísmicos a una separación de 0 cm más menos la desviación estándar

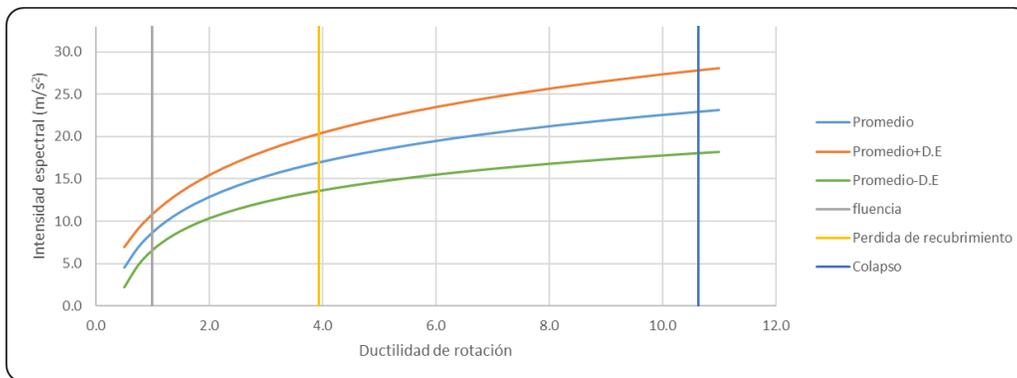
Para el caso de los análisis en dirección transversal (modelos con juntas) se toma el mismo criterio que para los modelos con topes.

## B.1.- Modelo 1- Puentes con apoyos articulados (Modelo regular)

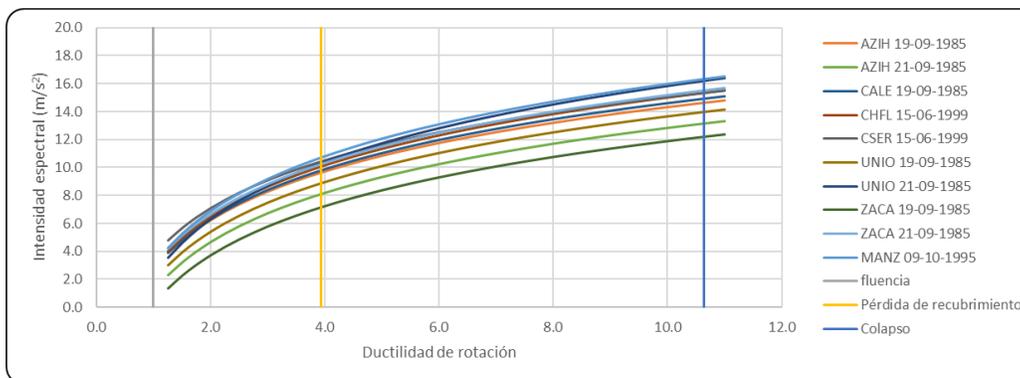
- Modelo 1 sin topes sísmicos



- Modelo 1 promedio sin topes sísmicos

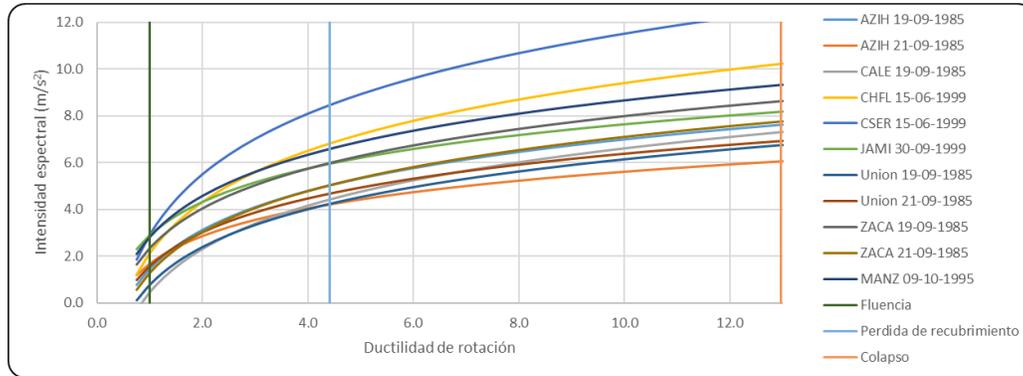


- Modelo 1 con topes sísmicos a 2.54 cm

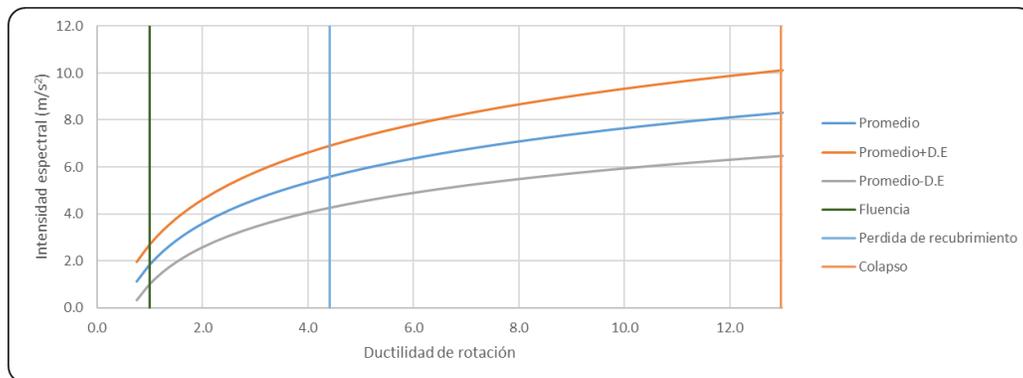


## B.2.- Modelo 2- Puente con apoyos móviles (Modelo regular)

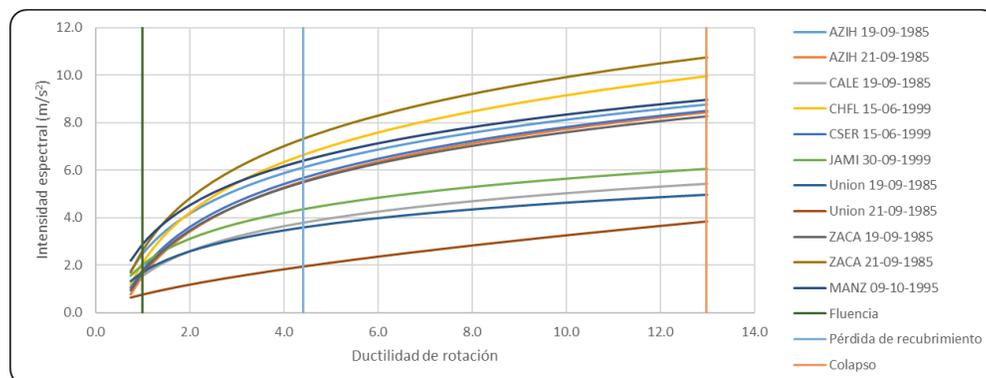
- Modelo 2 sin juntas



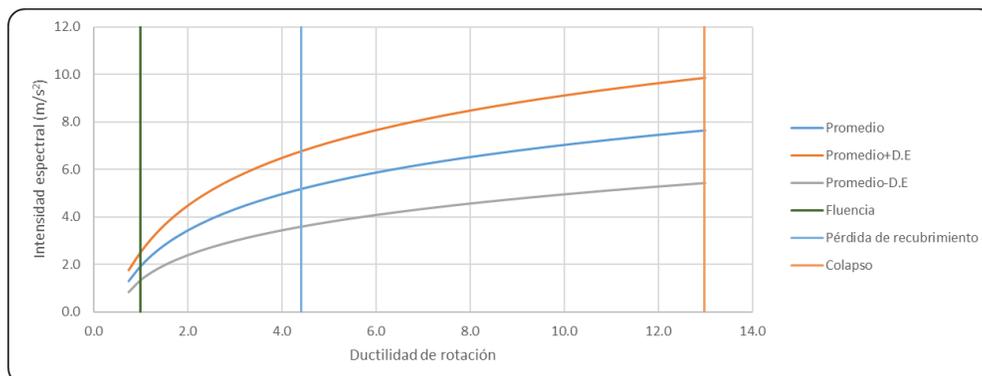
- Modelo 2 promedio sin juntas



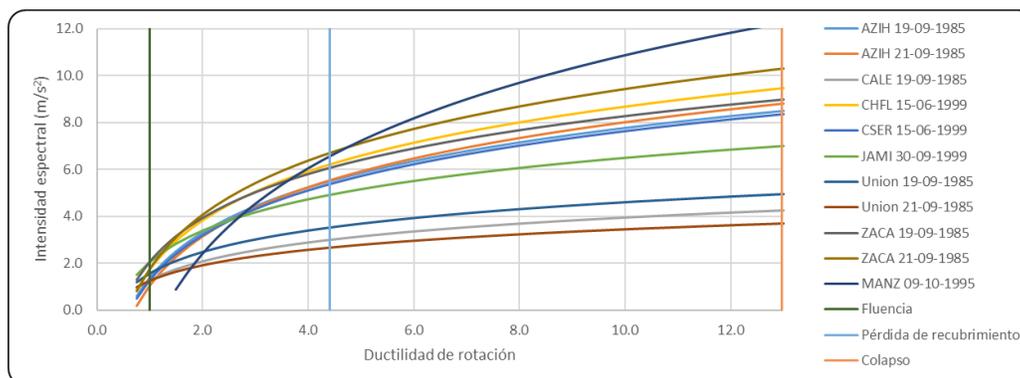
- Modelo 2 con juntas a 2.54 cm



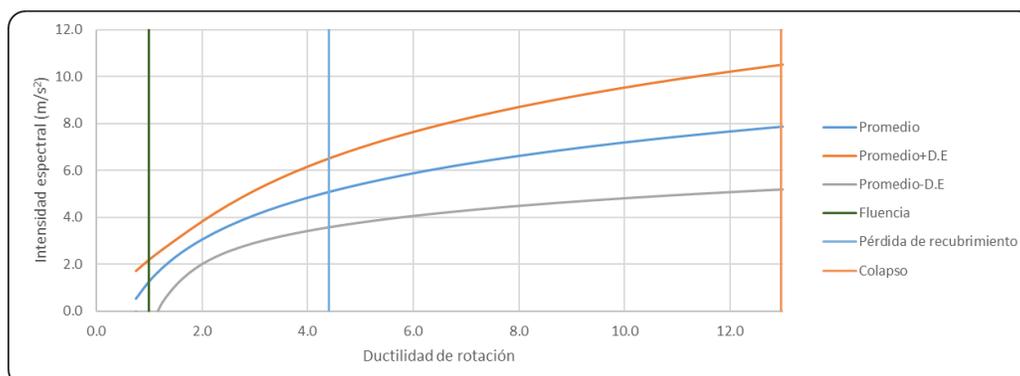
- Modelo 2 promedio con juntas a 2.54 cm



- Modelo 2 con juntas a 5 cm

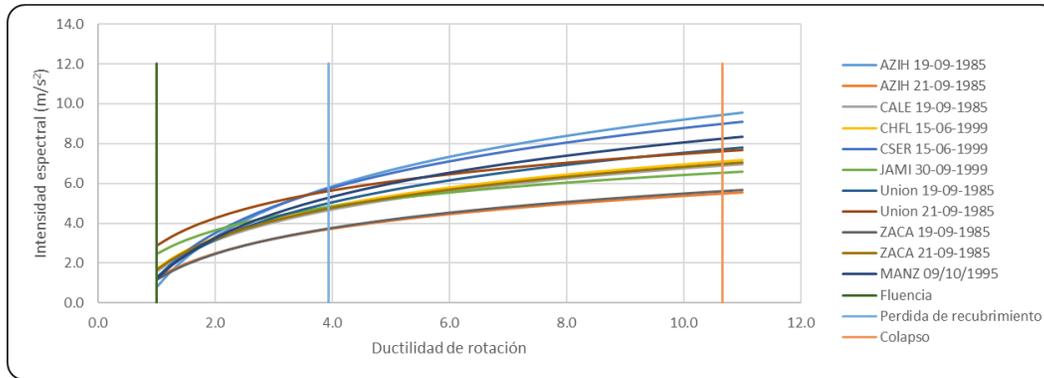


- Modelo 1 promedio con topes sísmicos a 5 cm

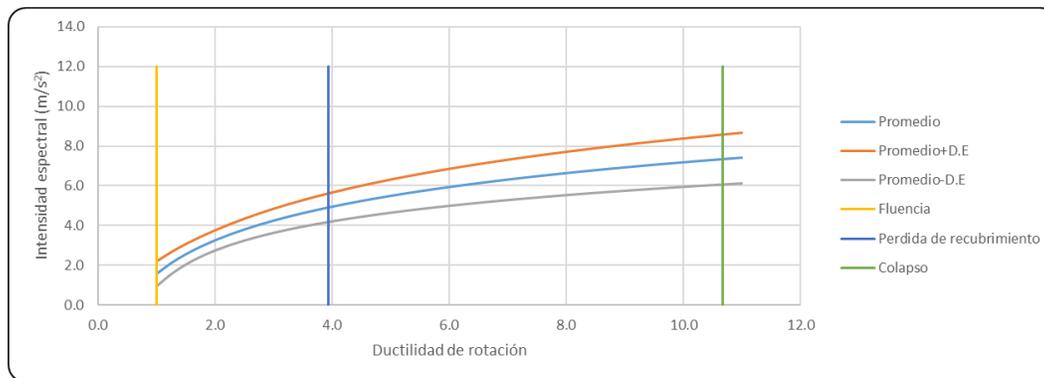


### B.3.- Modelo 3- Puentes con apoyos de neopreno (Modelo regular)

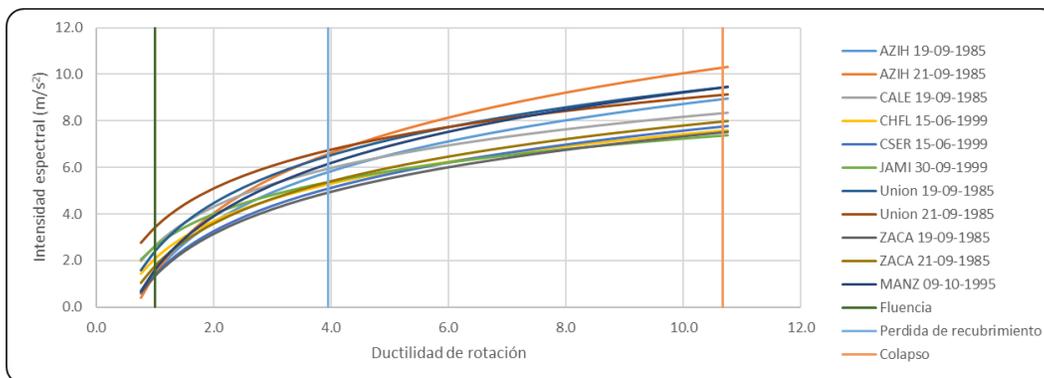
- Modelo 3 sin topes sísmicos



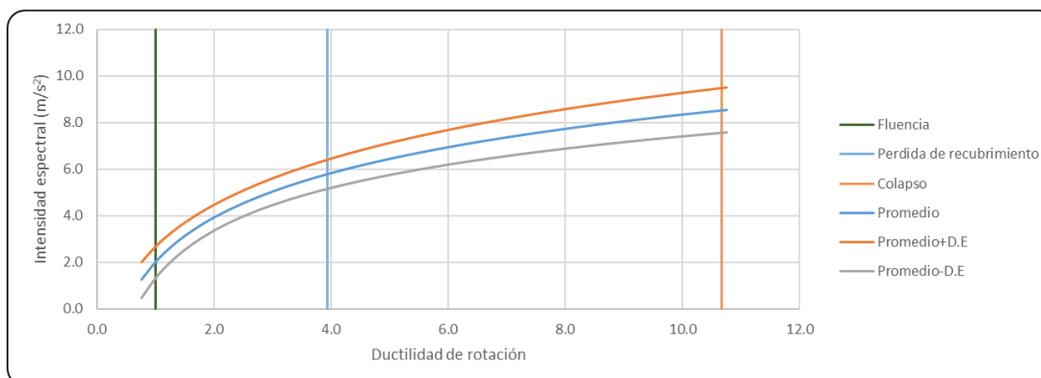
- Modelo 3 promedio sin topes sísmicos



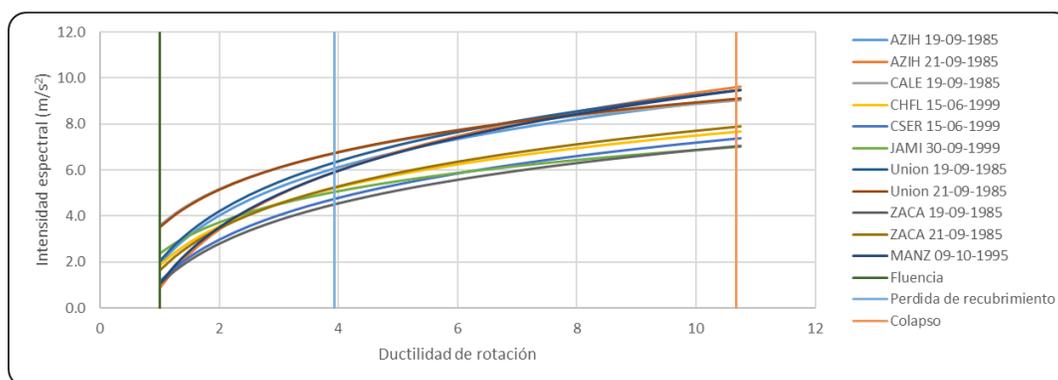
- Modelo 3 con topes sísmicos a 2.54 cm



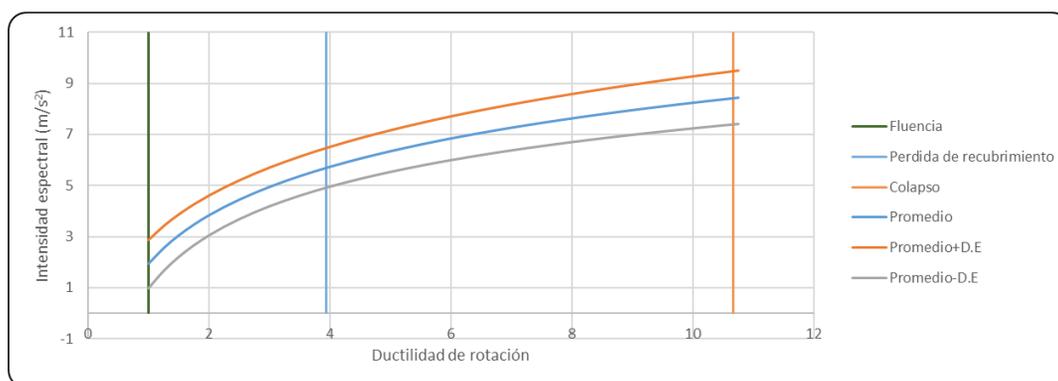
- Modelo 3 promedio con topes sísmicos a 2.54 cm



- Modelo 3 con topes sísmicos a 0 cm

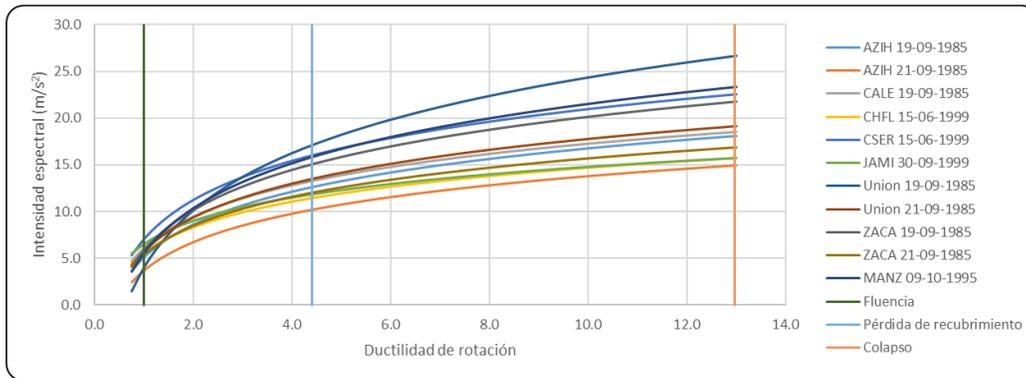


- Modelo 3 promedio con topes sísmicos a 0 cm

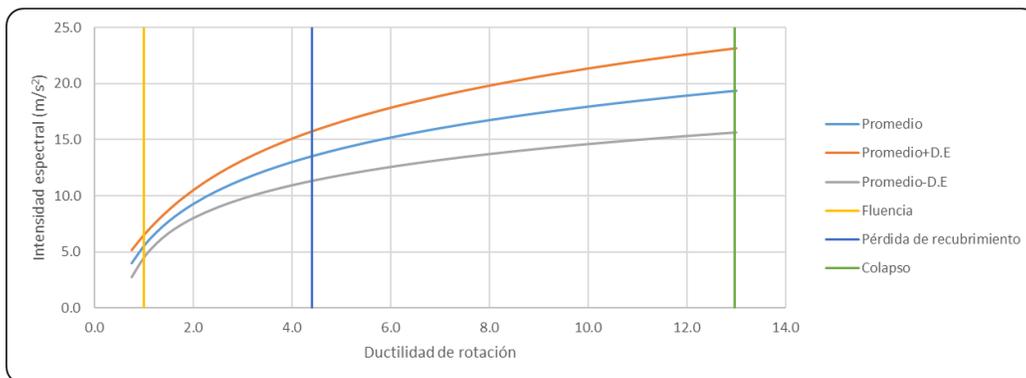


## B.4.- Modelo 4- Puente con apoyos articulados (Distribución irregular de la rigidez transversal)

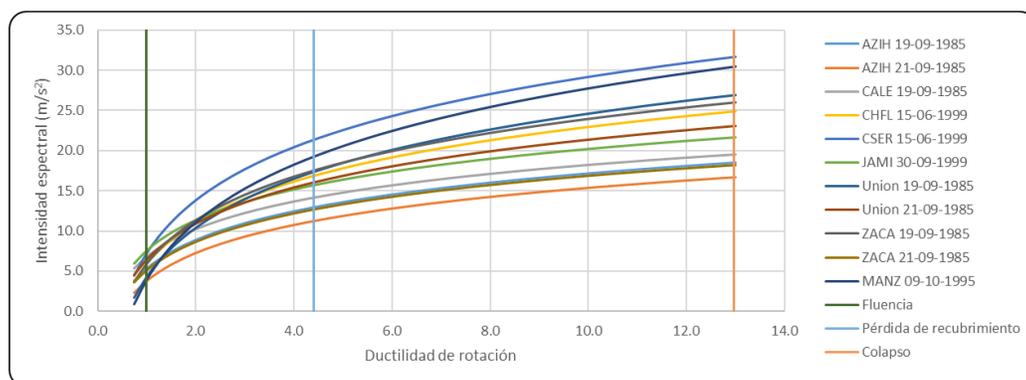
- Modelo 4 sin topes sísmicos



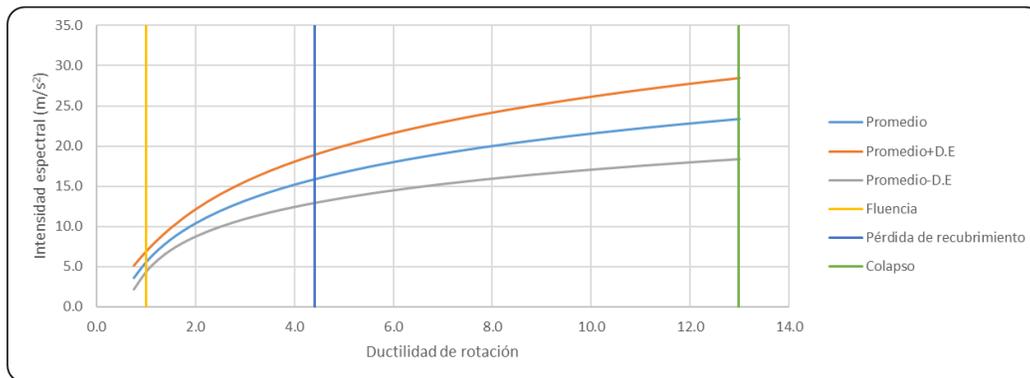
- Modelo 4 promedio sin topes sísmicos



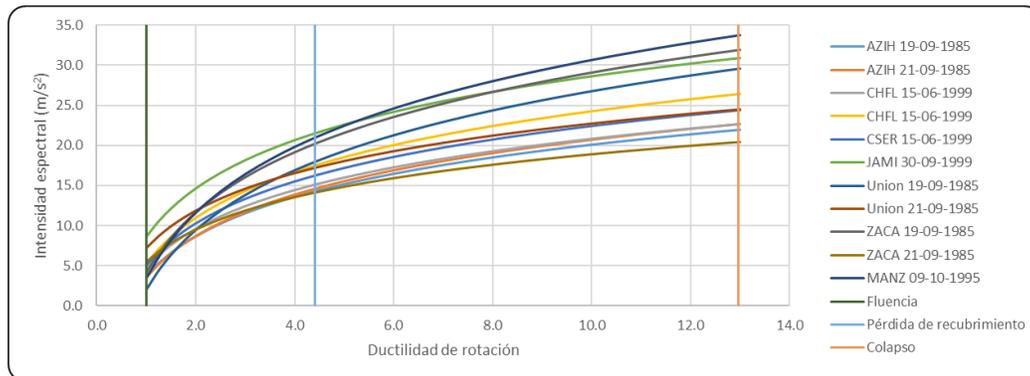
- Modelo 4 con topes sísmicos a 2.54 cm



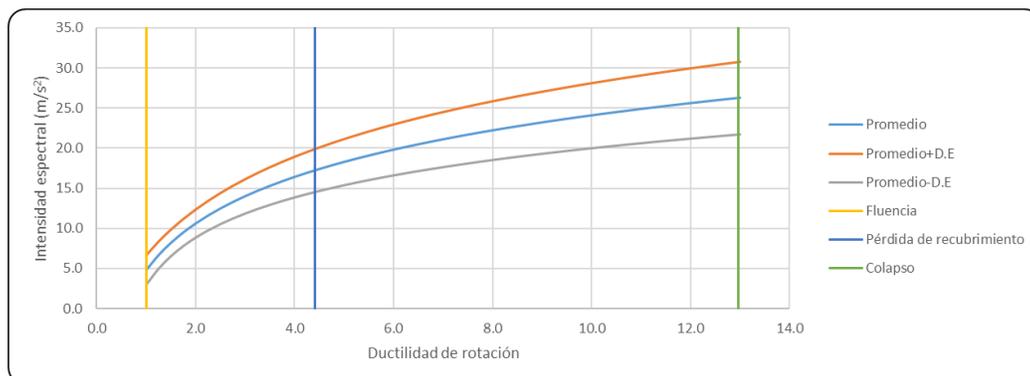
- Modelo 4 promedio con topes sísmicos a 2.54 cm



- Modelo 4 con topes sísmicos a 0 cm

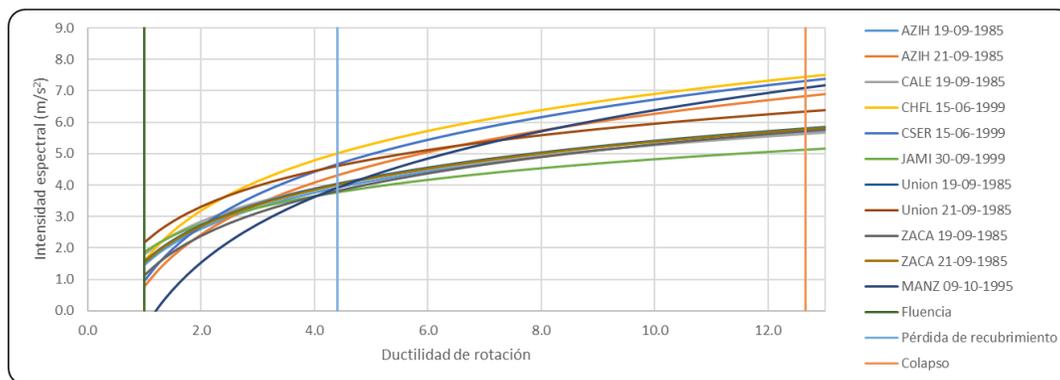


- Modelo 4 promedio con topes sísmicos a 0 cm

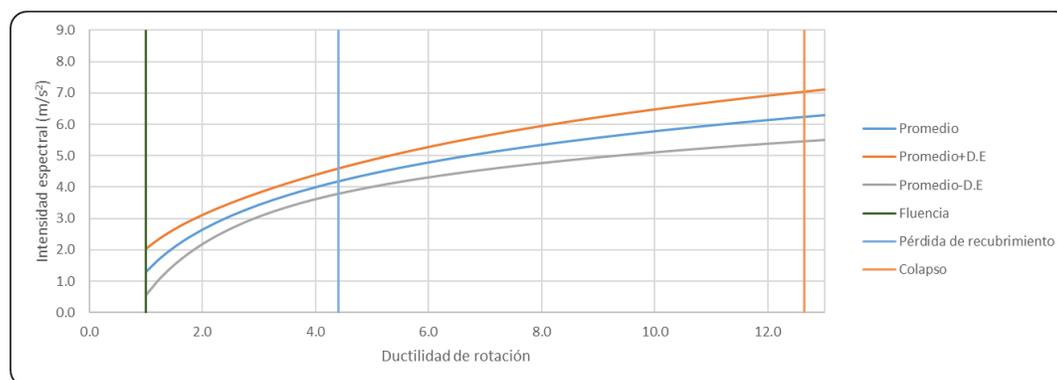


## B.5.- Modelo 5- Puentes con apoyos móviles (Distribución irregular de la rigidez transversal)

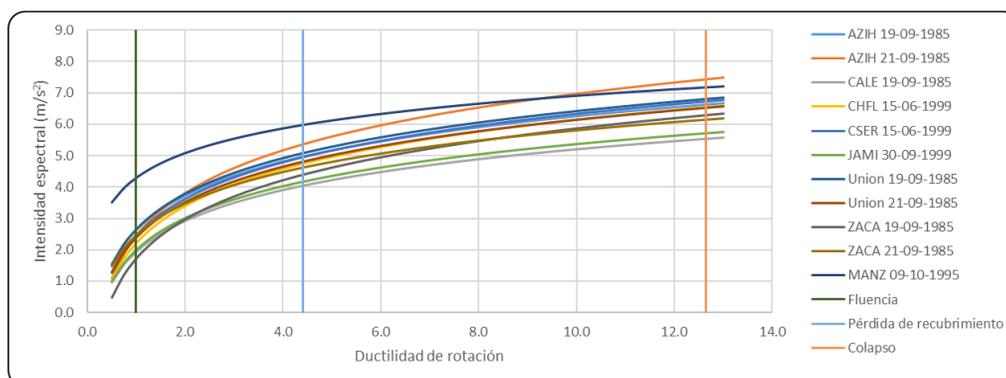
- Modelo 5 sin juntas



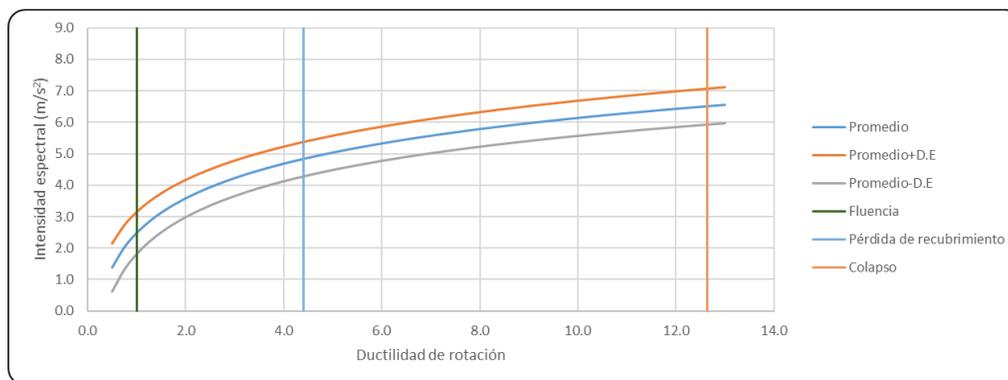
- Modelo 5 promedio sin juntas



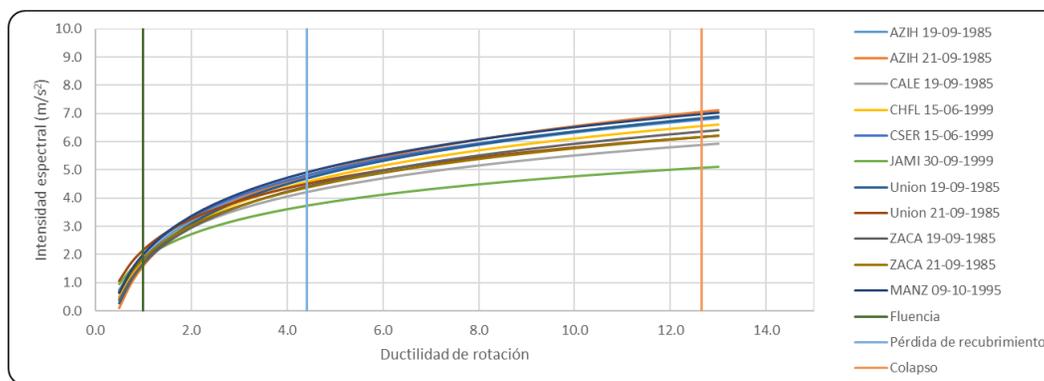
- Modelo 5 con juntas a 2.54 cm



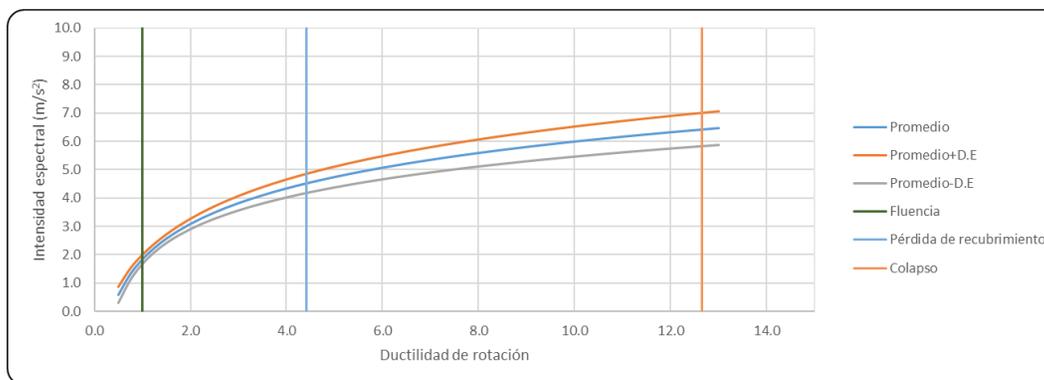
- Modelo 5 promedio con juntas a 2.54 cm



- Modelo 5 con juntas a 5 cm

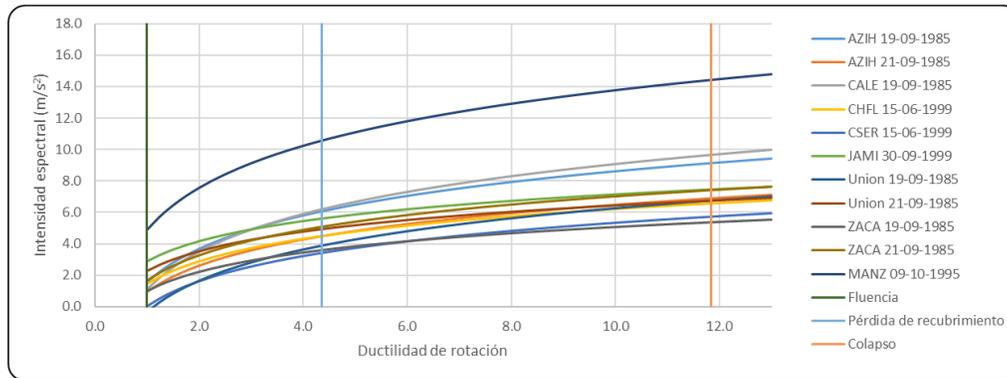


- Modelo 5 promedio con topes sísmicos a 5 cm

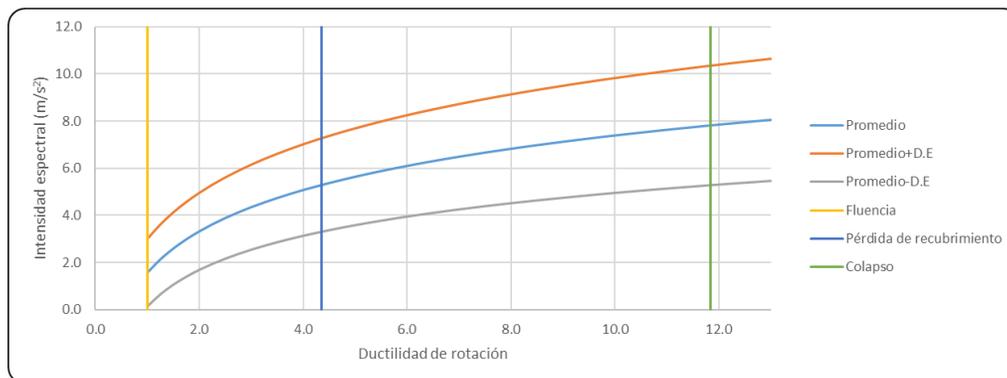


## B.6.- Modelo 6- Puente con apoyos de neopreno (Distribución irregular de la rigidez transversal)

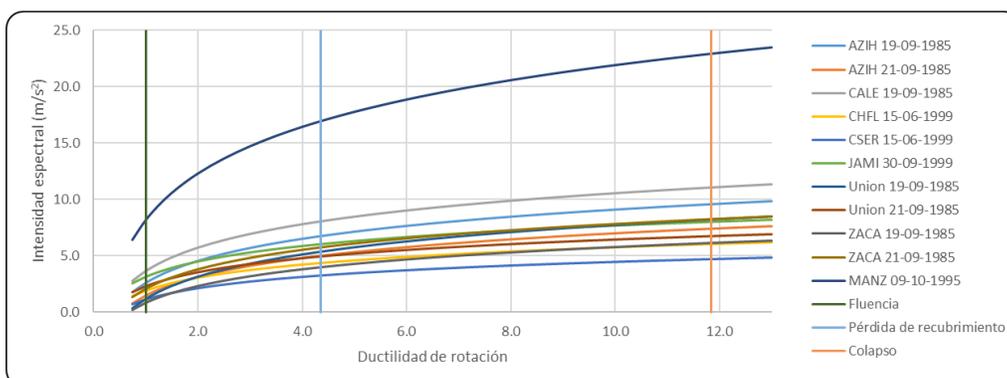
- Modelo 6 sin topes sísmicos



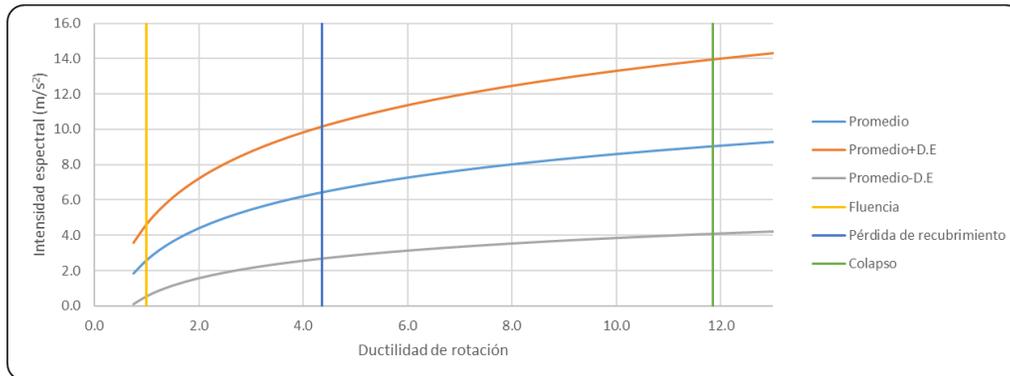
- Modelo 6 promedio sin topes sísmicos



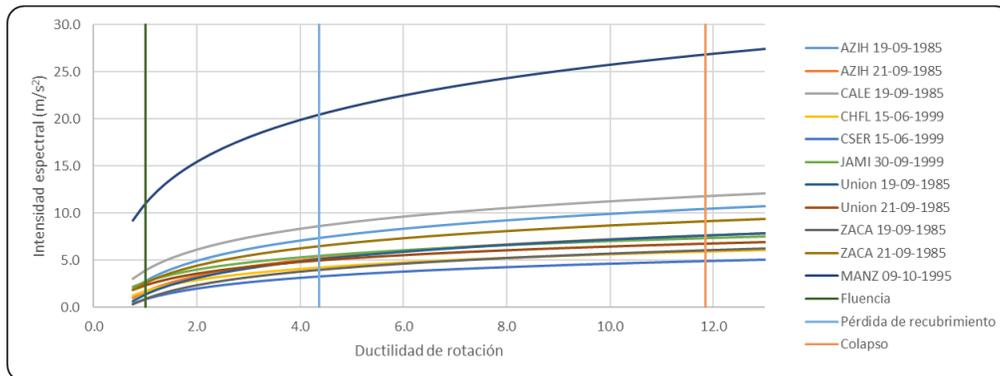
- Modelo 6 con topes sísmicos a 2.54 cm



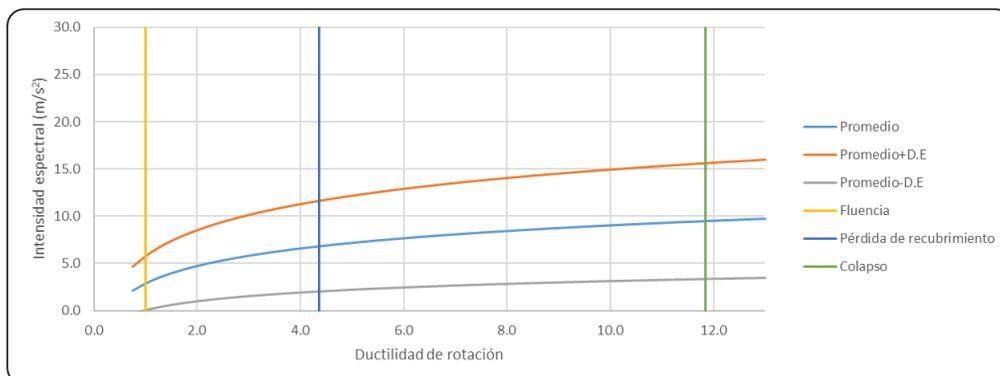
- Modelo 6 promedio con toques sísmicos a 2.54 cm



- Modelo 6 con toques sísmicos a 0 cm

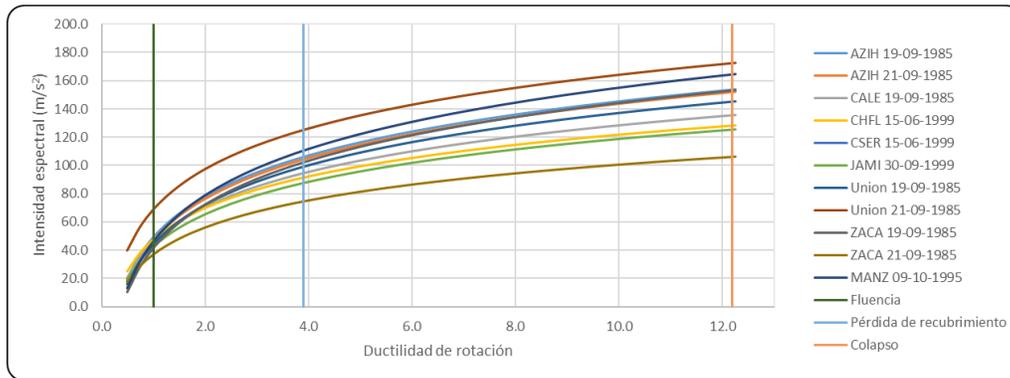


- Modelo 6 promedio con toques sísmicos a 0 cm

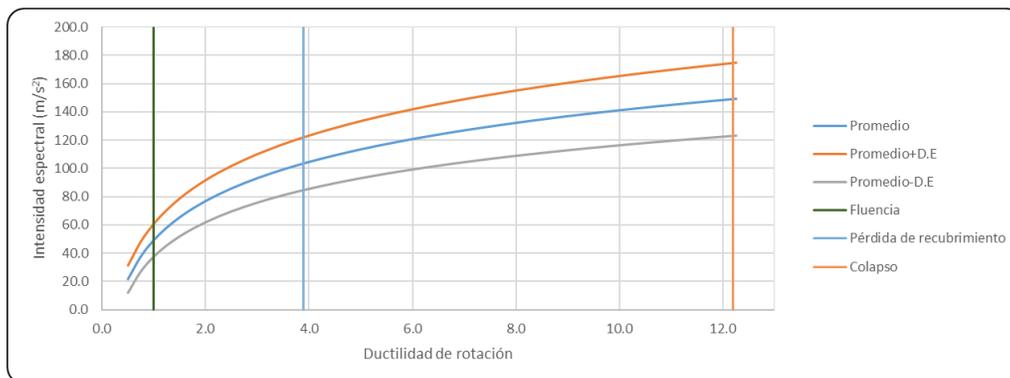


## B.7.- Modelo 7- Puente con apoyos articulados (Puente con una sola pila)

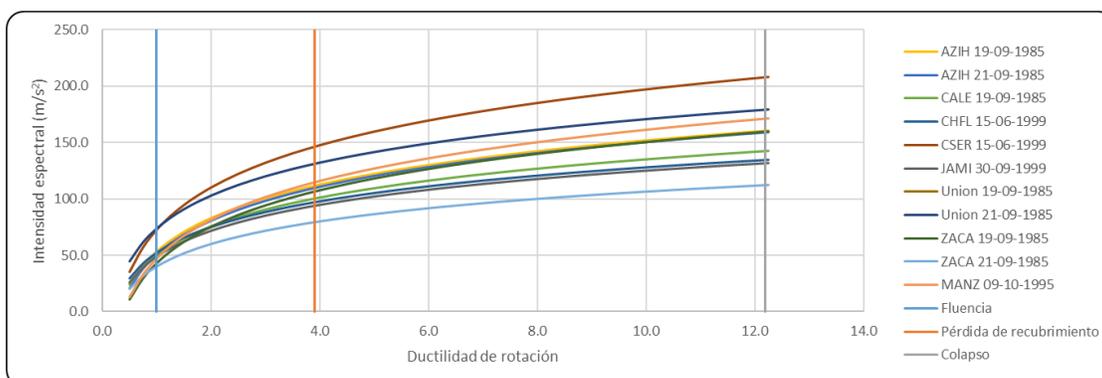
- Modelo 7 sin topes sísmicos



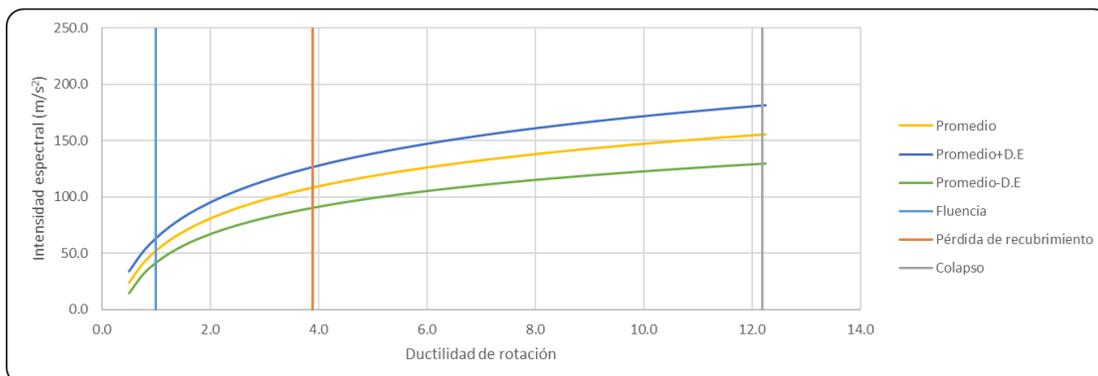
- Modelo 7 promedio sin topes sísmicos



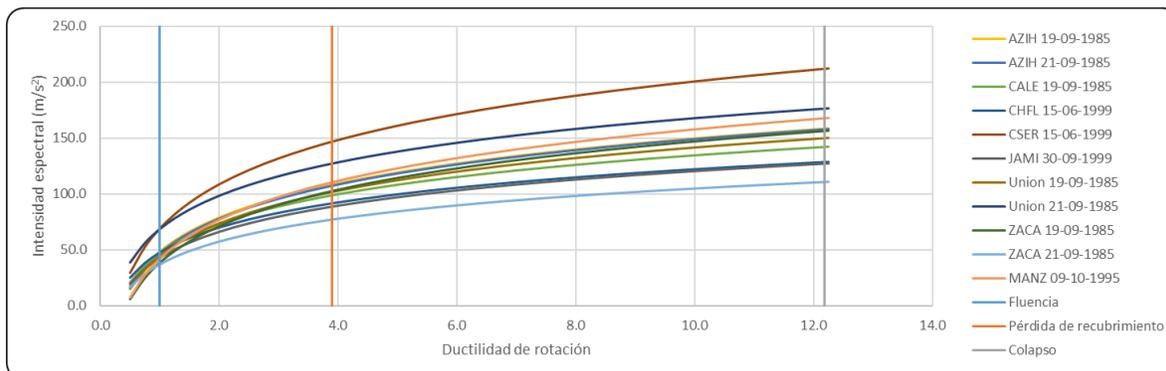
- Modelo 7 con topes sísmicos a 2.54 cm



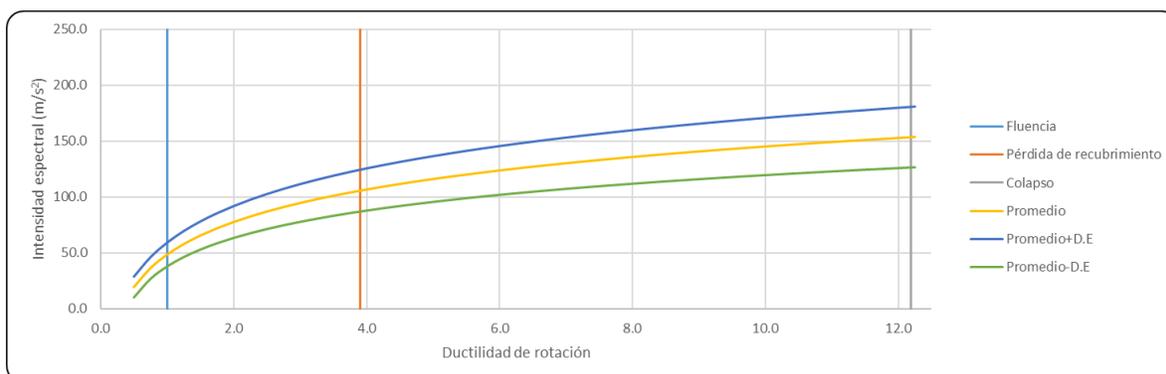
- Modelo 7 promedio con topes sísmicos a 2.54 cm



- Modelo 7 con topes sísmicos a 0 cm

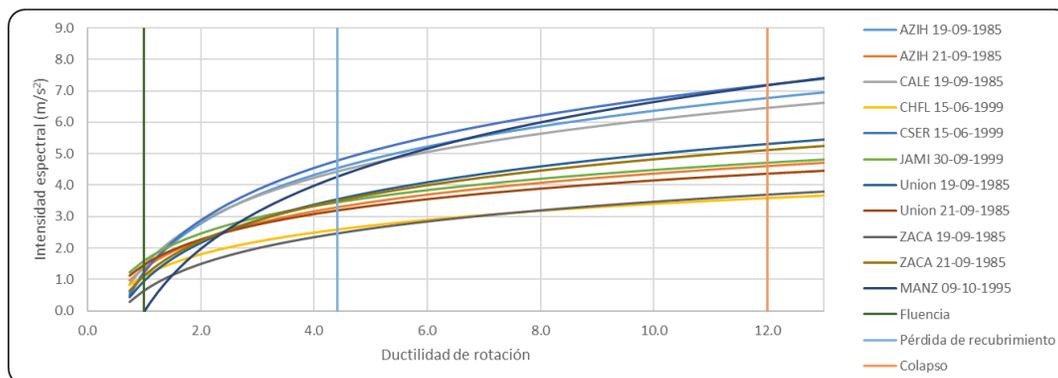


- Modelo 7 promedio con topes sísmicos a 0 cm

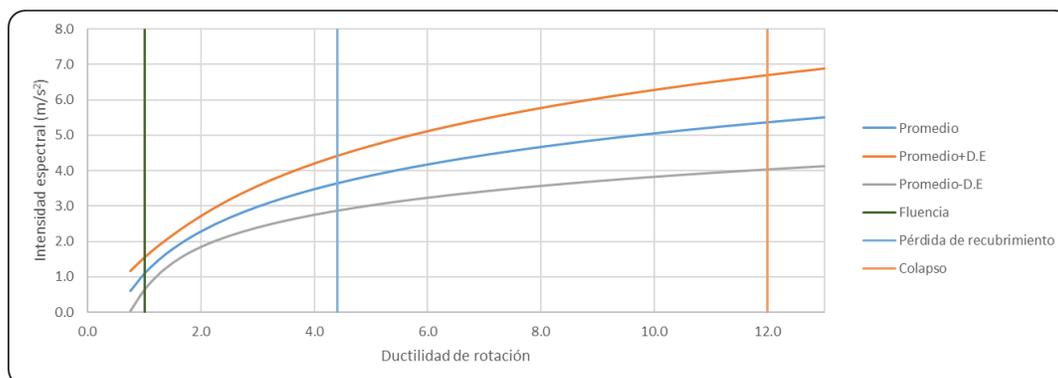


## B.8.- Modelo 8- Puente con apoyos móviles (Puente con una sola pila)

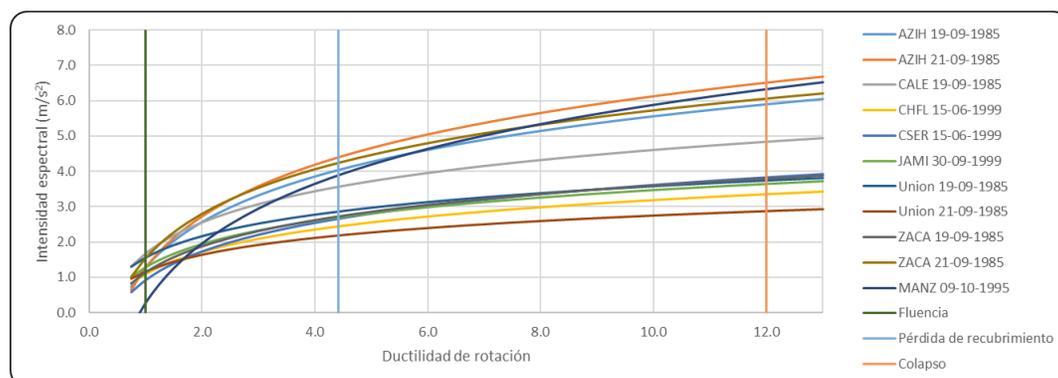
- Modelo 8 sin juntas



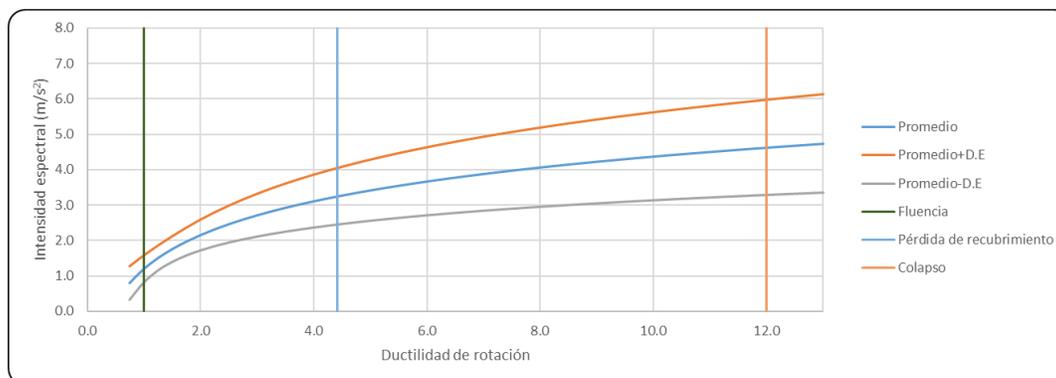
- Modelo 8 promedio sin juntas



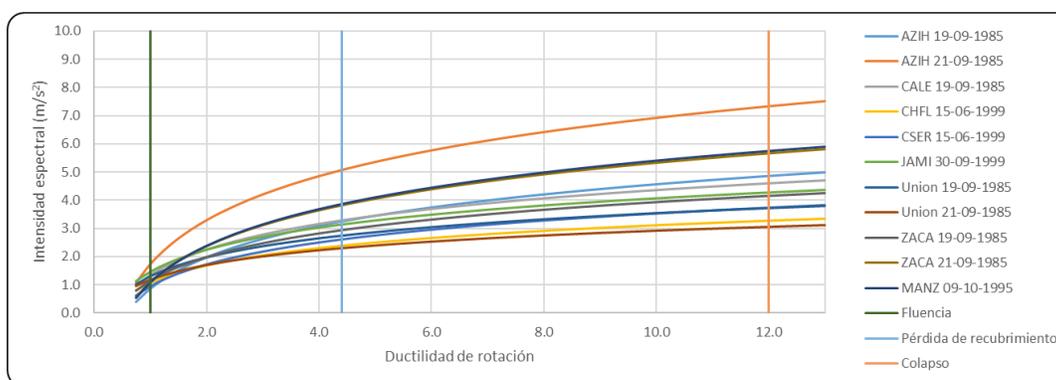
- Modelo 8 con juntas a 2.54 cm



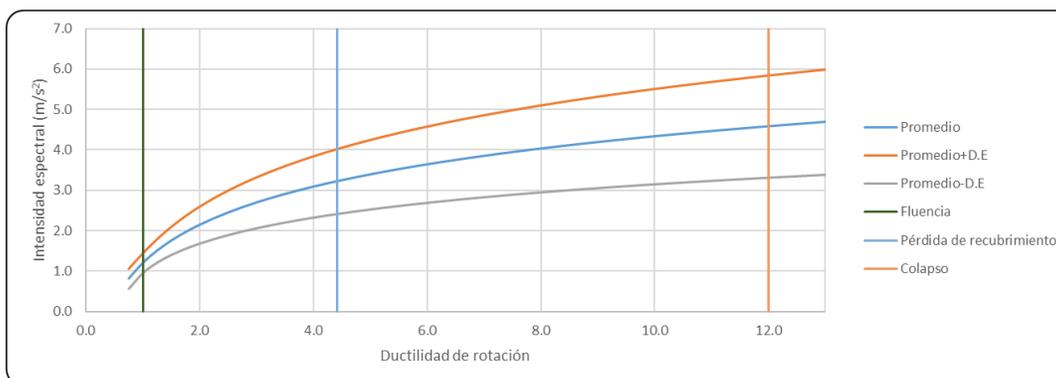
- Modelo 8 promedio con juntas a 2.54 cm



- Modelo 8 con juntas a 5 cm

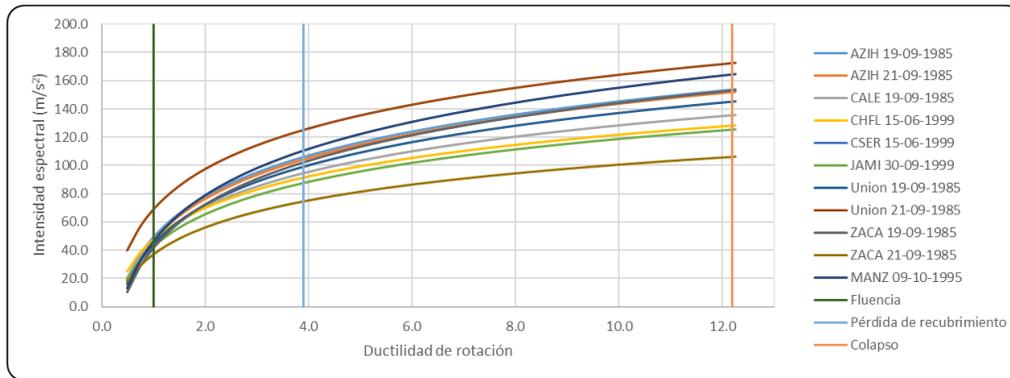


- Modelo 8 promedio con topes sísmicos a 5 cm

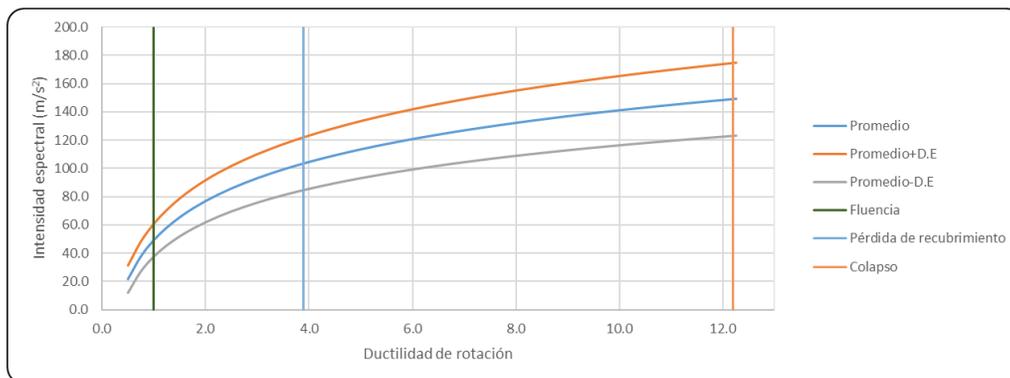


## B.9.- Modelo 9- Puente con apoyos de neopreno (Puente con una sola pila)

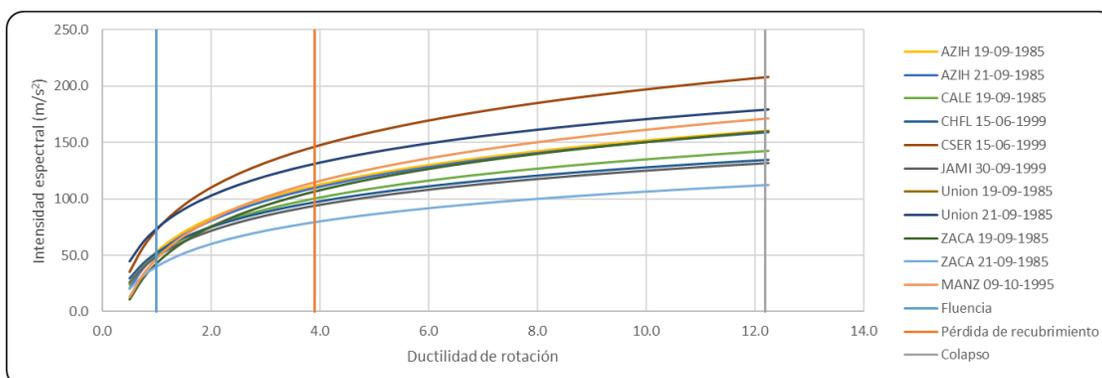
- Modelo 7 sin topes sísmicos



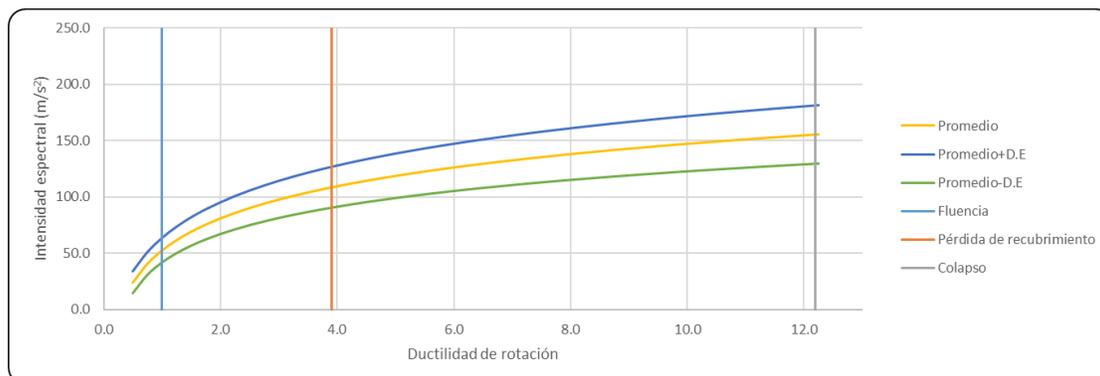
- Modelo 7 promedio sin topes sísmicos



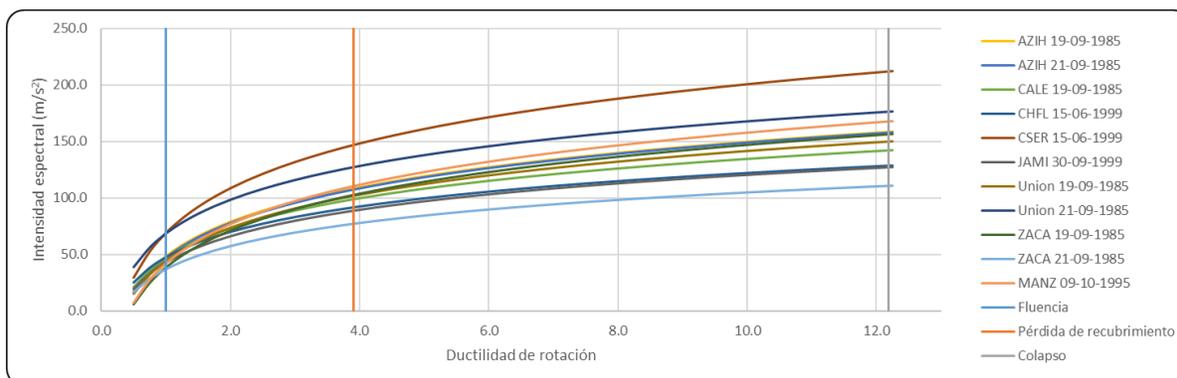
- Modelo 7 con topes sísmicos a 2.54 cm



- Modelo 7 promedio con topes sísmicos a 2.54 cm



- Modelo 7 con topes sísmicos a 0 cm



- Modelo 7 promedio con topes sísmicos a 0 cm

