



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

DEMANDA SÍSMICA DE PUENTES CON DISIPADORES DE ENERGÍA

Tesis

para obtener el grado de
INGENIERO CIVIL

Presenta

CLAUDIA MABEL CORTÉS MONDRAGÓN

Asesor

JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

Doctor en Ingeniería
(Estructuras)

Morelia, Michoacán Agosto de 2017



*"Tarde o temprano la disciplina vencerá a la
inteligencia"*

AGRADECIMIENTOS

Pon todo lo que hagas en manos del Señor, y tus planes tendrán éxito

Proverbios 16:3

A DIOS:

Hoy con gran alegría puedo decir que terminamos una etapa más en mi vida, a ti Dios te lo debo todo cuanto tengo mi familia, mi carrera, mi novio, mis amigos y mucho más. Me has dado la inteligencia, sabiduría y fuerzas para seguir aun en los momentos más difíciles. A ti Dios dedico este mi más grande logro hasta ahora, pues tu estuviste y estas en todo momento tomándome de la mano y guiándome.

Porque me has iluminado y guiado durante esta bonita etapa de mi vida, porque sin ti no hubiera podido salir adelante en los momentos difíciles y de prueba, no tengo palabras para agradecer lo mucho que me has dado, lo único que puedo decir es que te necesitaré en cada proyecto que emprenda en mi vida, por lo que nunca me apartaré de ti.

A mis padres Vicente y Eva:

Hoy tengo la dicha de compartir y dedicar un logro más junto a ustedes, las personas que me lo han dado todo en este mundo. Solo Dios sabe lo mucho que los amo y lo agradecida que estoy por permitirme tener unos padres extraordinarios como lo son ustedes dos; los cuales con su ejemplo y valores me han sabido guiar y apoyar en cada etapa de mi vida. Son mis más grandes ejemplos a seguir, las personas a quienes más admiro, respeto y amo.

Me han mostrado como con ayuda de Dios, esfuerzo y dedicación se puede seguir adelante y alcanzar los sueños que pareciera son imposibles. Les agradezco por que la persona en la que me he convertido ha sido gracias a sus consejos, ánimos, y esfuerzo.

A mis hermanos Carlos y Betsy:

Por ser dos de los más grandes ejemplos a seguir en mi vida, con mi más grande respeto, profundo cariño y admiración, dedico este logro y estas palabras a mis hermanos, quienes este día pueden ver los frutos de una semilla sembrada con esfuerzo e ilusión, alimentada con ternura y amor; quienes en tiempos de tempestad supieron guiarme, apoyarme y dar consuelo. Pueden ver orgullosos hoy que he seguido cada uno de los pasos que me han marcado. A ustedes en esta la ocasión les agradezco de todo corazón por siempre apoyarme y alentarme, no podría desear a otros hermanos mejores que ustedes, los amo.

A mi novio José Luis:

Eres una de las más grandes bendiciones que Dios puso en mi vida, amor no sabes cuan agradecida estoy y estaré con todo lo que haces por mí. En poco tiempo me recordaste lo que un día olvide, por ti retome la confianza en mí de nuevo, esa que me lleva a dar siempre lo mejor de mí y la cual me hace esforzarme a siempre dar lo mejor de mí en cada situación. Tu apoyo ha sido una pieza clave en mi vida y mi mejor amigo en las situaciones cuando me he sentido derrotada.

Por todo quiero agradecerte desde lo más profundo de mi corazón. Hoy compartes la dicha de terminar esta gran etapa de mi vida; este logro también va dedicado a ti amor.

“Si compartes las tristezas con la persona que amas estas se dividirán, pero si compartes las alegrías con la persona que amas estas se multiplicarán”

A mi Rosi y Edgar:

Gracias por estar siempre presentes, ayudándome con todo y recordarme que en todo momento tengo una familia que me ama, apoya y alienta. Por convertir mis sueños en suyos y hacerme siempre luchar por ellos, hoy solo puedo agradecerles todo cuando me han brindado.

A mi cuñado Francisco:

Uno de los más grandes mentores, pastor y familia. Por tus consejos y ánimos; por apoyarme y ayudarme a lo largo de mi carrera y en los logros de mi vida como lo es la finalización de esta etapa; pero sobre todo por alentarme a seguir mis sueños gracias.

A Lizbeth:

Eres la hermana, amiga y mejor compañera que Dios puso en mi camino para tener conmigo el resto de mi vida, siempre serás una parte muy importante de mi vida; tu quien siempre me ha apoyado en cada paso, tu quien me conforta y da valor para seguir, tu quien me ha enseñado que aun en la tempestad se puede sonreír, tu quien me muestra que los sueños se pueden alcanzar confiando

siempre en Dios, tu quien le pones significado a la amistad; por todo esto y muchas cosas más gracias hermana.

A mis amigos:

Somos un grupo de amigos que a pesar de nuestras diferencias hemos aprendido a compartir una amistad de verdad y a complementarnos a la perfección. Somos un gran equipo.

Gloria.

Un millón de gracias por tu compañía a lo largo de este proceso, por las noches de desvelo a mi lado apoyándome y dándome ánimos para seguir. Por apoyarme incondicionalmente y alentarme siempre a dar lo mejor de mí, y sentirme satisfecha y orgullosa de mi trabajo; te quiero mucho ¡siempre juntas!.

Nidia.

Llegaste a mi vida para poner la pieza que faltaba, tus locuras, tu sentido del humor y tus consejos, son algunas de las cosas que te identifican y que más agradezco por que las contagias en mí. Por tus consejos, ánimos y buenos deseos a lo largo de toda esta experiencia te doy las gracias, te quiero mucho ¡siempre juntas!.

Sergio.

Gracias por todo el apoyo incondicional que me has brindado, por demostrarme que no se debe decir “no se “sin antes intentarlo y luchar por lo que se desea; gracias por el gran apoyo brindado, por llorar conmigo en los momentos difíciles y por compartir conmigo mis logros, y dejarme compartir contigo los tuyos.

A mi asesor José Manuel Jara:

Doctor mis palabras no alcanzarían para expresarle lo agradecida que estoy con usted por permitirme realizar esta investigación bajo su asesoría; también he de agradecerle en gran medida por apoyarme y alentarme a seguirme realizando académicamente.

RESUMEN

En la presente investigación se muestra en general la extensa variedad de dispositivos disipadores de energía con los que se cuenta hoy en día para la utilización en puentes. En particular se enfoca en el estudio y utilización de un disipador de energía el cual consta de barras de plomo o acero, implementadas en puentes simplemente apoyados, para con ello demostrar su participación en la respuesta sísmica de los puentes. Las acciones sísmicas se consideran con base en la selección de registros sísmicos reales de temblores de magnitud importante del país de México.

Para llevar a cabo la investigación se comenzó por seleccionar un puente de concreto armado de claro mediano y simplemente apoyado los cuales son los más comunes en México; este se modeló con ayuda del software en estructuras "SAP2000". Los disipadores de energía se modelaron con elementos tipo link de comportamiento elastoplástico y todos los demás elementos estructurales se consideraron con comportamiento elástico.

Por último, se analizan los resultados que se obtienen al incluir barras de acero como sistema de disipación de energía en puentes simplemente apoyados, de donde se concluye que es una alternativa viable para reducir la respuesta sísmica y los daños esperados ante la acción de temblores de gran magnitud y con ello mejorar la respuesta sísmica de los puentes.

Palabras Clave: Puentes simplemente apoyados, disipadores de energía, barras de acero, puentes de mediana longitud, mitigación de daños en puentes.

ABSTRACT

The present research shows the wide variety of dissipative energy devices used today for improving the seismic response of bridges. It particularly focuses on the study and use of an energy absorber which consists of lead or steel bars implemented in simply supported bridges, to thereby demonstrate its participation on the seismic response of bridges. The seismic actions are considered based on the selection of seismic records of earthquakes of significant magnitude registered in Mexico.

The research begins with the selection of a medium length simply-supported reinforced concrete bridge which are the most common bridge structures in Mexico. It was modeled using the software SAP2000. Energy dissipators were modeled with link elements and elastoplastic behavior, and all other structural elements were considered with elastic behavior.

Finally, the results showed that steel bars, used as a system of energy dissipation in simply supported bridges, is a viable alternative to reduce the seismic response and damage expected during an earthquake occurrence and thereby improves the seismic response of bridges.

Keywords: Simply supported bridges, energy dissipators, steel bars

ÍNDICE

OBJETIVOS	1
CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN	2
1.1 DAÑOS EN PUENTES SIMPLEMENTE APOYADOS	4
CAPÍTULO II DISPOSITIVOS SÍSMICOS PARA LA PROTECCIÓN DE PUENTES	14
2.1 DISPOSITIVOS DE CONTROL ACTIVO	15
2.2 DISPOSITIVOS DE CONTROL SEMI-ACTIVO	18
2.3 DISPOSITIVOS DE CONTROL PASIVO	19
2.3.1 Disipadores de energía	20
2.3.1.1 Dependientes del desplazamiento	20
2.3.1.1.1 Por fluencia del material (metálicos)	21
2.3.1.1.2 Por extrusión	25
2.3.1.1.3 Por fricción	26
2.3.1.2 Dependientes de la velocidad	27
2.3.1.2.1 Por comportamiento viscoso y visco-elástico	28
2.3.2 Aisladores de base	30
2.3.2.1 Aisladores elastoméricos	30
2.3.2.2 Aisladores de goma de bajo amortiguamiento (LDRB)	31
2.3.2.3 Aisladores de goma con núcleo de plomo (LRB)	31
2.3.2.4 Aisladores de goma de alto amortiguamiento (HDRB)	32
2.3.2.5 Aisladores deslizantes o friccionales	33
2.3.2.6 Apoyos deslizantes planos	33
2.3.2.7 Péndulos friccionales (FPS, Friction Pendulum System)	34
2.3.3 Osciladores resonantes (amortiguadores de masa)	35

CAPÍTULO III	MODELO ESTRUCTURAL DEL PUENTE EN ESTUDIO	36
3.1	SUBESTRUCTURA	38
3.1.1	Estribos	38
3.1.2	Pilas	39
3.1.3	Cimentación	39
3.2	SUPERESTRUCTURA	39
3.2.1	Apoyos de neopreno	39
3.2.2	Vigas	41
3.2.3	Muros diafragma	42
3.2.4	Juntas	44
3.2.5	Tableros o losa	44
3.2.6	Carpeta de rodamiento	45
CAPÍTULO IV	SEÑALES SÍSMICAS PARA EL ANÁLISIS	46
4.1	TIPOS DE SISMOS EN MÉXICO	46
4.2	ACELEROGRAMAS PARA EL ANÁLISIS	50
4.3	ESPECTROS DE RESPUESTA	53
CAPÍTULO V	MODELO ANALÍTICO DEL PUENTE DE ESTUDIO	55
5.1	MATERIALES EMPLEADOS EN LOS PUENTES	57
5.2	ELEMENTOS DE MODELACIÓN DE LOS PUENTES	58
5.2.1	ELEMENTOS TIPO BARRA (FRAME)	58
5.2.2	ELEMENTOS TIPO LINK	59
5.2.3	ELEMENTOS TIPO ÁREA (SHELL)	62
5.2.4	CONDICIONES DE APOYO	63
5.3	MODOS DE VIBRAR DEL PUENTE DE ESTUDIO	63

CAPÍTULO VI RESPUESTA SÍSMICA DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES	65
6.1 RESPUESTA SÍSMICA DE LOS MODELOS CON LA INCLUSIÓN DE 32 Y 48 BARRAS DE ACERO	66
6.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS	77
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	79
ANEXOS	80
ACELEROGRAMAS	80
ESPECTROS DE RESPUESTA	86
REFERENCIAS	92

OBJETIVOS

1. Evaluar la efectividad de la inclusión de barras de acero como disipadores de energía, para la mitigación de desplazamientos producidos por acciones sísmicas mediante el análisis de un puente simplemente apoyado de longitud media.
2. Obtener la influencia que tiene el número de barras con diversos diámetros sobre los desplazamientos producidos en el puente a causa de las acciones sísmicas.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

Los sismos o terremotos son fenómenos naturales los cuales consisten en liberaciones súbitas de energía la cual es acumulada debajo de la corteza terrestre, a causa de las fuerzas de tensión y presión que ocurren en el interior y estas son manifestadas en forma de vibraciones, desplazamientos y diversos movimientos sobre la superficie de la tierra en la cual habitamos los seres humanos y sobre la cual se desplantan las diversas construcciones para nuestra comodidad.

La capa superficial de la tierra recibe el nombre de Litósfera; el material que compone esta capa puede ser fracturado cuando se ejerce la suficiente presión sobre ella, esta capa contiene a las placas tectónicas. La litósfera es comparada con un rompecabezas debido al número de placas tectónicas que lo componen las cuales son 15 (Africana, Antártica, Arábica, Cocos, Nazca, Caribe, Pacífico, Euroasiática, Filipina, India, Indoaustraliana, Norteamericana, Scotia, Sudamericana y Juan de Fuca). Estas placas tienen un espesor variable en los océanos y en los continentes (**Figura 1 Placas tectónicas presentes en la tierra**).

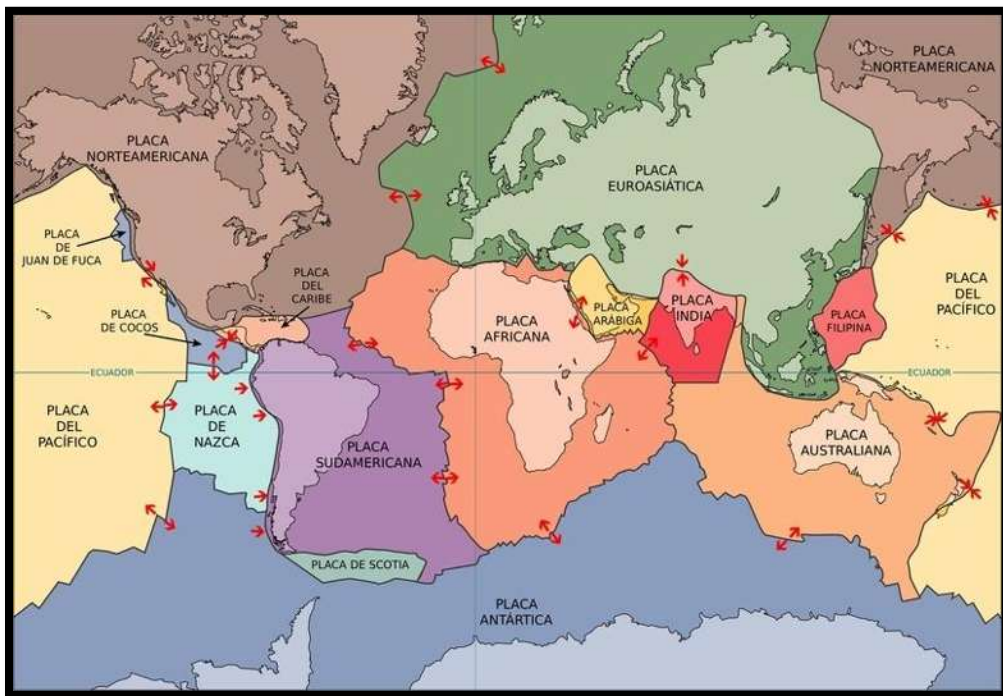


Figura 1 Placas tectónicas presentes en la tierra

Las placas tectónicas se encuentran flotando por encima de la segunda capa que conforma el centro de la tierra; está compuesta de un material viscoso y ha sido nombrada Astenósfera, esto se observa más claramente en la **Figura 2**.

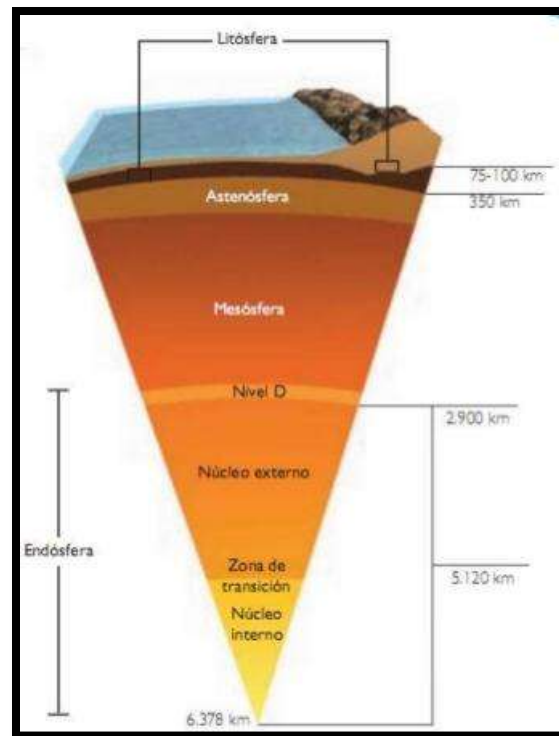


Figura 2 Modelo dinámico del interior de la tierra

Los sismos se generan cuando se produce un movimiento de las placas tectónicas, es decir, cuando las placas tectónicas se mueven sobre la Astenósfera a causa de una fuerza ejercida sobre la tierra; es en los límites de las placas tectónicas donde están en contacto unas con otras, donde se generan fuerzas de fricción que restringen el movimiento de unas con otras, llevando a los materiales que las componen a estar sometidos a grandes esfuerzos.

Cuando la fuerza de fricción se vence, se produce una violenta liberación de gran energía acumulada, generando con esto un sismo que transporta la energía en todas direcciones en forma de ondas.

En su mayoría los puentes han manifestado ser muy vulnerables ante la acción de sismos significativos en el país. Una gran fecha que sin duda marco la historia de México fue el 19 de septiembre de 1985, el día que un gran sismo de magnitud de 8.1 en escala Richter, azotó al país causando terribles daños en especial en la

Ciudad de México (*Figura 3* **Daños en estructuras causados por el sismo del 19 de septiembre de 1985 en CDMX**).



Figura 3 Daños en estructuras causados por el sismo del 19 de septiembre de 1985 en CDMX

Los enormes daños activaron una alerta que marcó el comienzo de una nueva etapa la cual llevó a nuevas investigaciones encaminadas a buscar soluciones de diseño sísmico, y con ello obtener soluciones que mejoraran el comportamiento de las estructuras y con ello garantizar un desempeño favorable ante la presencia de acciones sísmicas.

La intensa actividad sísmica en la República Mexicana ha expuesto la necesidad de realizar más estudios relativos a la vulnerabilidad sísmica de los puentes existentes en México; también ha mostrado los grandes costos asociados a los daños causados.

Poco a poco y con el paso del tiempo el diseño sísmico fue mejorando, y desarrollado nuevas técnicas para el mejoramiento de los puentes en México hasta llegar a los que existe en la actualidad.

1.1 DAÑOS EN PUENTES SIMPLEMENTE APOYADOS

Un gran porcentaje de la infraestructura que existe en la actualidad en México, está compuesta por puentes simplemente apoyados, de acuerdo con SIPUMEX (Sistema de Puentes Mexicanos). Tan solo en 2009 el total de puentes de carreteras sin peaje en toda la república era de 6500, de los cuales 280 requerían atención o inspección especial y 142 requerían reparaciones urgentes. Estos puentes que requerían atención podían generar problemas a mediano plazo, debido al deterioro en la estructura por factores como: edad, diseño, incrementos de carga, defectos de construcción, medio ambiente, mantenimiento inadecuado,

entre otros, aunque estos daños no fueron precisamente provocados por sismos reducen en gran medida la capacidad sísmica de los puentes.

Se sabe que la mayoría de los puentes existentes fueron construidos en el periodo de 1940-1960, y que las técnicas de construcción de estas épocas no eran las más adecuadas en materia de sismos; basta con mirar un poco hacia atrás y darnos cuenta de los terribles daños ocasionados en puentes y edificios por el sismo del 19 de septiembre de 1985, los cuales estaban construidos con fuerzas sísmicas relativamente bajas.

Los puentes tienen como finalidad salvar un accidente geográfico (ríos, sumideros, canales, etc.) y así unir poblaciones para proporcionar una vida más placentera al ser humano. De aquí que se tenga un gran cuidado en cuanto a rehabilitación y construcción de puentes.

Muchos de los daños importantes en los puentes se deben a los sismos, entre los cuales destacan los siguientes:

a) Daños en subestructuras

Está conformada por las pilas, cimentaciones y los estribos. Esta es la encargada de dar soporte a la superestructura (**Figura 4** *Subestructura de un puente de concreto*).

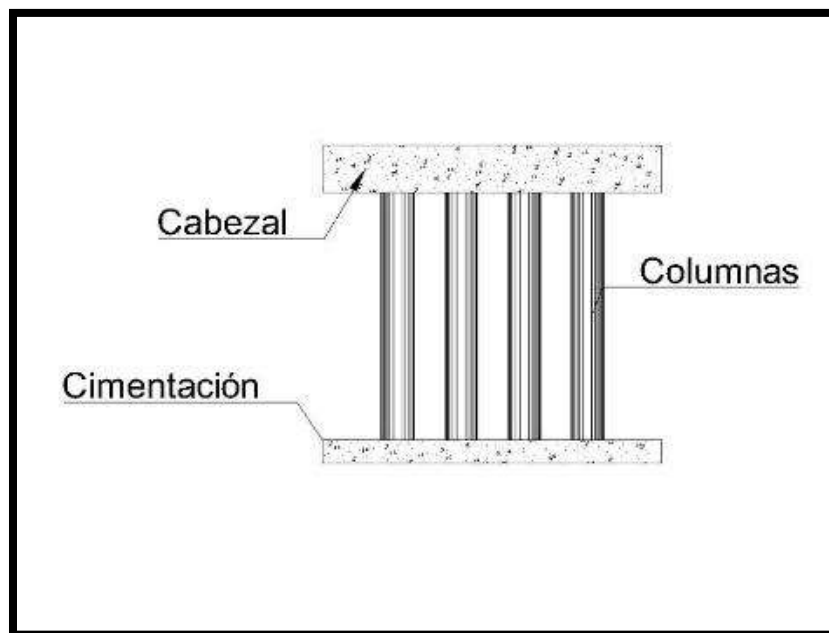


Figura 4 Subestructura de un puente de concreto

Los daños más importantes que se presentan en subestructuras son:

- **Daños en pilas**

Es en los puentes de longitudes medianas y pequeñas, donde la superestructura funciona a flexión; dejando así a la subestructura con una gran vulnerabilidad, por ende, las pilas se esperan sean los elementos con una gran disipación de energía sísmica. Como ya se ha observado con el paso del tiempo, la mayoría de los puentes existentes (construidos hace algunas décadas) carecen de las características suficientes para lograr una adecuada disipación de energía a causa de los pocos cocimientos que se tenían en materia de sismos.

Entre los daños más frecuentes en pilas se pueden encontrar: columnas con poca capacidad a flexión, a causa de insuficiente cantidad de acero longitudinalmente; el traslape de las varillas se colocaba a poca distancia de las conexiones con la cimentación; longitud de los traslape de las varillas es insuficiente para la fluencia de las varillas; exceso de soldadura en la unión entre varillas debido a que disminuye la capacidad de rotación; daños por cortante; entre otros (*Figura 5*).



Figura 5 Colapso de 10 tramos de la autopista elevada Hanshin debido a falla por cortante (Sismo de Kobe 1995)

- **Daño en cimentaciones**

Este tipo de daños son los que se presentan con menor frecuencia. Los daños en las cimentaciones se generan debido a los

desplazamientos producidos en el terreno sobre el cual se desplantan, a licuefacción (cambio de sólido a líquido) del suelo siendo este uno de los más frecuentes, o debidos al paso de una falla cercano o por debajo de las cimentaciones (**Figura 6**).



Figura 6 Colapso en puente Showa a causa de licuefacción (Sismo de Niigata 1964)

b) Daños en superestructuras

La superestructura la componen vigas, diafragmas, tableros, carpeta de rodamiento o durmientes, postes, juntas, etc. (**Figura 7**).

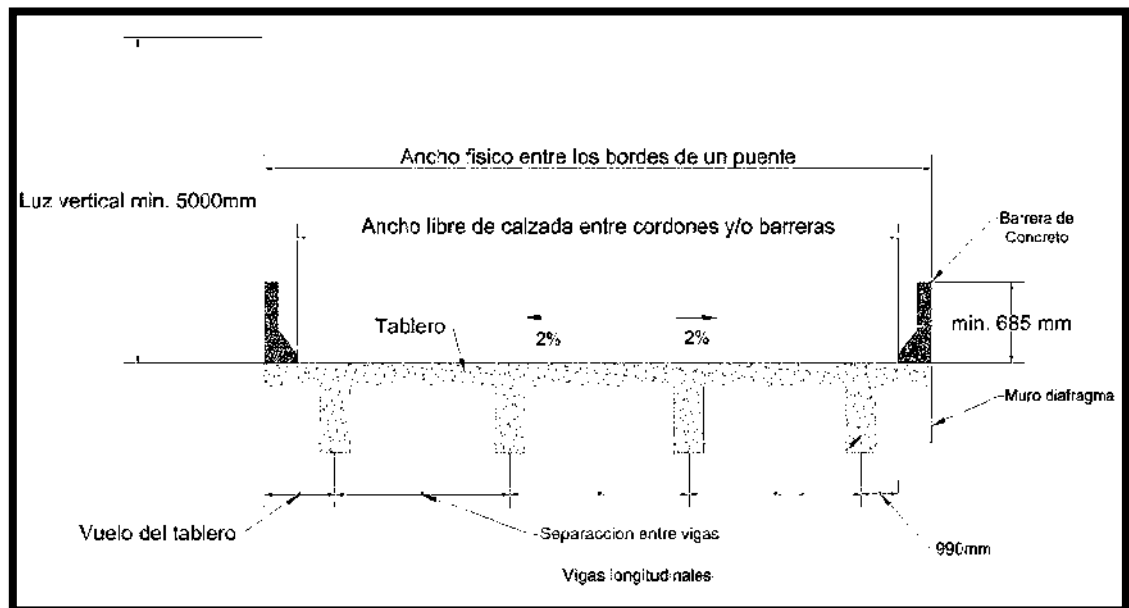


Figura 7 Superestructura de un puente de concreto

Los daños que frecuentemente se presentan en la superestructura son:

- **Daños en apoyos**

Unos de los puntos más críticos de un puente ante la presencia de acciones sísmicas son los dispositivos de apoyo, ya que estos son los encargados de que la superestructura transmita las cargas a la subestructura.

Hasta hace algunas décadas los dispositivos de apoyo más frecuentes eran de acero. Posterior al sismo de 1985 se reportó aplastamiento y a causa de ello fracturas en el concreto en la corona de la subestructura; por ello, este tipo de apoyos fueron remplazados por apoyos de plomo, que también presentan dificultades debido a la presencia de grandes desniveles verticales entre tramos adyacentes a causa de repentinos aplastamientos presentados en los apoyos, así como también por la fluencia del plomo. Debido al mal comportamiento de las placas de plomo estos últimos fueron remplazados por apoyos elastoméricos de neopreno, los cuales contienen placas metálicas. Estos se fabrican mediante la fundición de las placas de neopreno y colocándolas en un molde que ya contiene las placas de acero formando así un apoyo integral (**Figura 8**).



Figura 8 Aplastamiento en apoyo de neopreno

- **Desplazamientos transversales**

Se ha visualizado con frecuencia después de sismos de magnitud considerable la presencia de desplazamientos transversales en tramos contiguos de puentes simplemente apoyados, manifestados por deslizamientos entre los parapetos y guarniciones. Los desplazamientos en presencia de sismos de intensidad pequeña han variado de 2 a 5 cm, y en presencia de sismos intensos como el de 1985 se llegó a registrar desplazamientos de hasta 20 cm (*Figura 9*).

La solución a este tipo de daño es la colocación de dispositivos que surgen de las coronas impidiendo el desplazamiento, y son llamados topes sísmicos. No obstante, es importante recalcar que en algunos puentes estos elementos presentan un importante daño ante la acción de las fuerzas laterales debido a que están separados de los elementos de soporte de los puentes.



Figura 9 Desplazamiento transversal en puente de concreto, resultado de acciones sísmicas

- **Asentamientos de terraplenes de acceso**

Este tipo de daño es muy común observarlo en suelos blandos, los que habitualmente son desplantados sobre cimentaciones profundas (Pilotes). Ante este tipo de daño los sismos tienen un comportamiento tal que funcionan como un acelerante de dicho fenómeno. Este tipo de asentamientos entre la rasante del puente y el terraplén de acceso en los casos más críticos se ha registrado de hasta 20 cm aunado al agrietamiento longitudinal del puente (*Figura 10*).



Figura 10 Agrietamiento en el estribo a causa de asentamiento en acceso del puente

- **Daños en muros de contención**

En repetidas ocasiones los diseños de los muros de contención han sido poco eficientes ante las acciones de un sismo, causando volcamientos, derrumbes parciales o totales además de grandes fracturas (**Figura 11**).



Figura 11 Derrumbe parcial en muro de contención

- **Daños en juntas de dilatación**

Con frecuencia se encuentran daños en las juntas de dilatación de los puentes los cuales son producidos por grandes desplazamientos longitudinales durante un sismo. Los desplazamientos longitudinales ocasionan golpeteos entre los tramos consecutivos de los puentes. En algunas ocasiones los desplazamientos en los puentes son demasiado grandes para provocar que estas se vean excesivamente abiertas (**Figura 12**) o se cierren.



Figura 12 Separación excesiva de una junta de dilatación

c) Daños por sucesos sísmicos con intensidades mayores a los previsto en el diseño

Esta situación se debe en buena medida a alguno o varios de los siguientes aspectos: inadecuada estimación de todas las fuentes sísmicas que afectan a una región determinada, imprecisión en la estimación de las magnitudes y frecuencia de ocurrencia que se producen en cada una de dichas fuentes y/o subestimación de la amplificación de las aceleraciones del terreno y de los efectos locales que se generan en determinadas regiones. Algunos temblores destructivos que han excedido los niveles de intensidad propuestos en los códigos de construcción vigentes al momento de ocurrir el sismo, son: México (1985), Kobe (1995) y Taiwan (1999), entre otros (Jara,2007).

d) Fechas de construcción

Se sabe con gran certeza que las estructuras construidas antes de la década de 1980, fueron realizadas bajo recomendaciones en materia sísmica que no cumplen con el diseño actual. Esta condición mezclada con el deterioro de los puentes por el paso del tiempo y con el daño previo experimentado por durante ocurrencias sísmicas, dan paso a que este tipo de puentes sean más susceptibles a experimentar mayores daños ante la presencia de sismos futuros.

CAPÍTULO II

DISPOSITIVOS SÍSMICOS PARA LA PROTECCIÓN DE PUENTES

Uno de los fenómenos naturales más peligrosos en materia de daño humano y estructural son los sismos. La forma en la que se enfrentan desde hace ya algún tiempo consiste básicamente en proporcionar resistencia y rigidez a las estructuras para que tengan la capacidad suficiente de las fuerzas de inercia y los desplazamientos. No fue hasta hace algunos años que esta filosofía de diseño tuvo un cambio. En la actualidad, una alternativa consiste en la implementación de dispositivos externos capaces de reducir en gran medida los desplazamientos en la estructura y las fuerzas de inercia durante acciones sísmicas. Básicamente la implementación de estos segundos dispositivos busca reducir la demanda sísmica en la estructura, mediante el control de las vibraciones sin la necesidad de aumentar la capacidad de resistencia o de deformación de dicha estructura.

La diferencia más notoria en cuanto al diseño tradicional y al diseño donde se implementan los dispositivos disipadores de energía, es sin lugar a duda que en la forma tradicional se permitía una aceptación de daño en algunos elementos que conformaban el puente, mientras que el otro diseño se pretende que los elementos estructurales tradicionales se mantengan en el intervalo de comportamiento elástico ante acciones sísmicas de gran magnitud, evitando así daños en el puente. Hoy en día la utilización de disipadores de energía se ha convertido en una pieza clave para diseñar o reforzar puentes ya existentes (**Figura 13**).

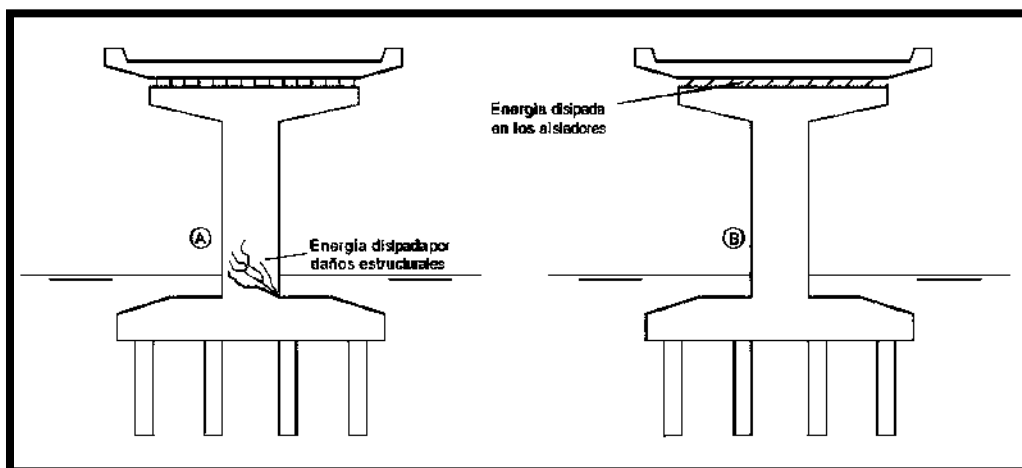


Figura 13 (A) diseño tradicional de un puente de concreto, y (B) diseño de un puente de concreto con implementación de disipadores de energía

En la actualidad existen diversos dispositivos sísmicos para prevenir daños importantes tanto en la subestructura como en la superestructura de los puentes; estos van desde diseños relativamente simples hasta dispositivos completamente automatizados con diseños muy avanzados. Los dispositivos sísmicos para la protección de puentes se clasifican como se muestra en la **Figura 15**.

2.1 DISPOSITIVOS DE CONTROL ACTIVO

El desarrollo de estos dispositivos fue logrado inicialmente en Estados Unidos y Japón. En gran medida estos han sido utilizados en Japón, debido a los pequeños espacios con los que cuentan los habitantes de dicha isla la mayoría de infraestructura con que se cuenta se caracteriza por tener una peculiar esbeltez.

Este tipo de dispositivos son complejos ya que incluyen sensores de movimiento, sistemas de control, procesamiento de datos, y actuadores dinámicos (**Figura 14**).

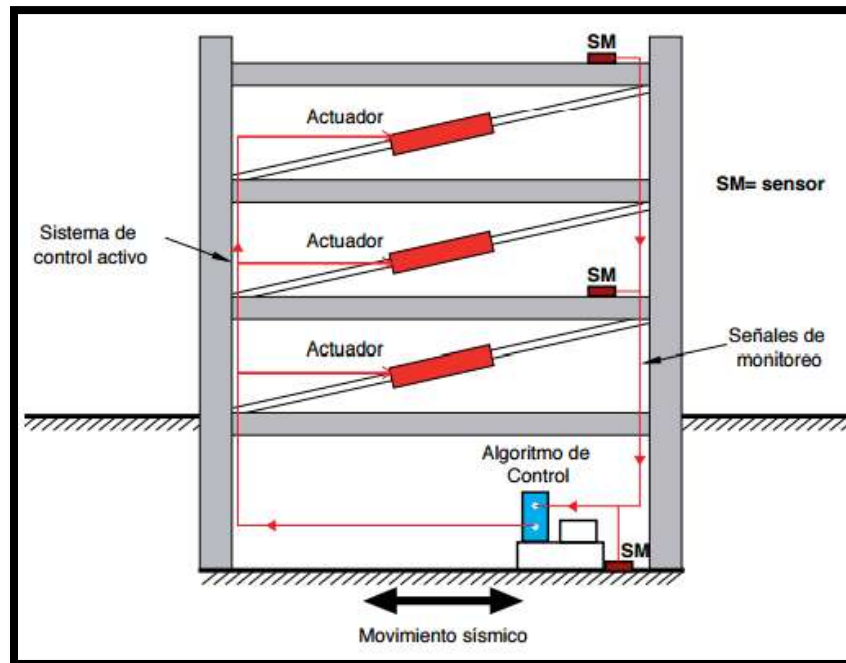


Figura 14 Estructura con sistema de control activo

El control activo registra las acciones sísmicas en la estructura en tiempo real, permitiendo así detectar los movimientos producidos por la estructura para aplicar las fuerzas que se requieren y lograr contrarrestar los efectos producidos por las acciones sísmicas.

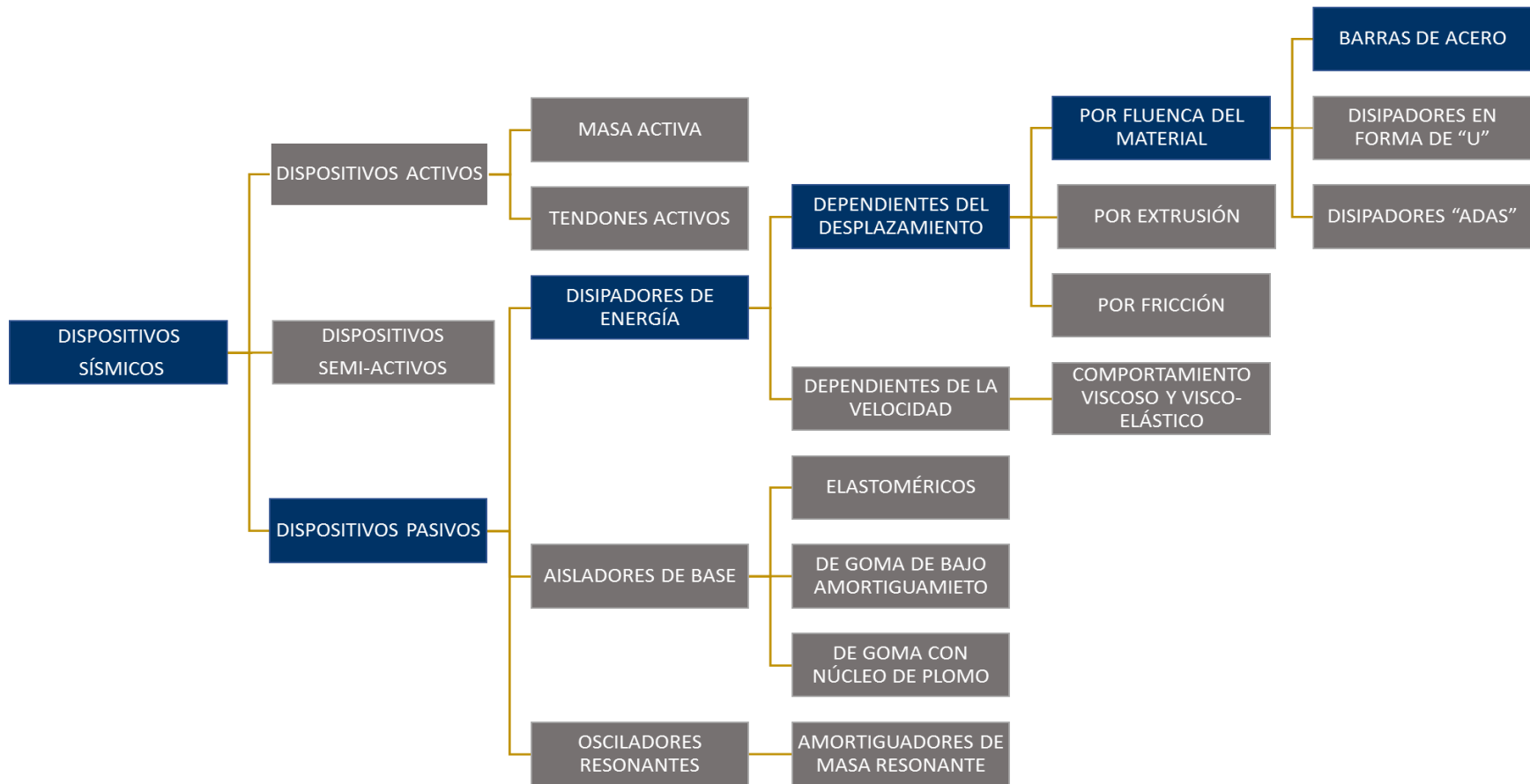


Figura 15 Mapa conceptual de los diversos dispositivos sísmicos existentes en la actualidad utilizados para el diseño sísmico. La parte azul muestra dentro de que categoría se encuentran los disipadores de esta investigación.

La forma de actuar de este tipo de dispositivos se describe de la siguiente forma: las excitaciones externas y la respuesta de la estructura son medidas mediante la implementación de sensores llamados acelerómetros que pueden ser de diferentes tipos como ópticos, mecánicos, eléctricos o químicos, etc., estos están instalados en partes estratégicas de las estructuras. Posteriormente un algoritmo de control se encarga de analizar las señales captadas por los sensores en tiempo real, todo esto con el fin de determinar las fuerzas necesarias que los actuadores deberán aplicar para lograr estabilizar la estructura contra restando los movimientos producidos por la acción sísmica, esto se puede entender mejor al visualizar la **Figura 16**.

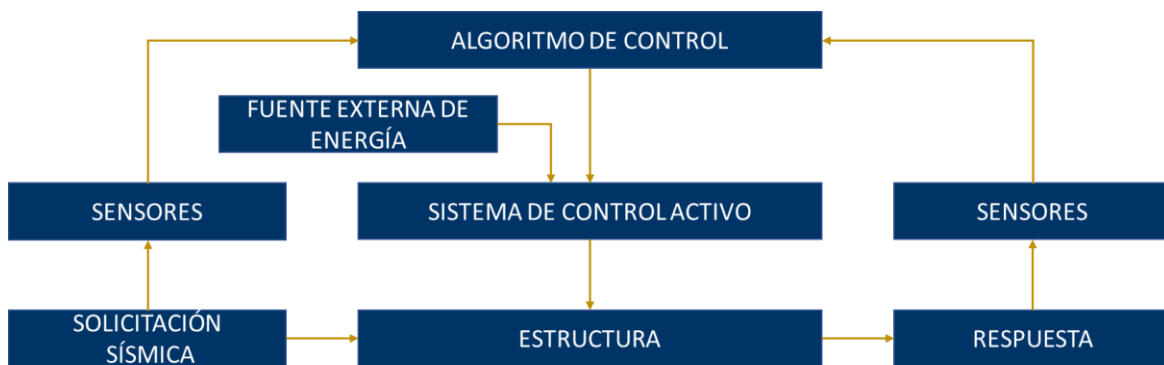


Figura 16 Funcionamiento de sistemas activos

Algunas de las ventajas que tienen este tipo de dispositivos son:

- Son capaces de ignorar por completo las características del terreno
- Mayor control sobre los movimientos de la estructura ante la presencia de un sismo.
- Útiles para disminuir diversos tipos de riesgos como sismos y vientos extremos.
- Una de las mejores alternativas de protección debido a que actúa en tiempo real

No obstante, entre las desventajas principales de este tipo de dispositivos se encuentran sus elevados costos y la utilización de una fuente externa para funcionar. Como una alternativa a estas desventajas se implementó el uso de dispositivos híbridos los cuales son una solución más barata debido al ser una fusión de un sistema activo el cual se complementa con un sistema pasivo, logrando con esto un mejor comportamiento del puente.

Aún existen algunos problemas por resolver en estos tipos de dispositivos para que se logre un gran avance. Algunos aspectos que deben fortalecerse son: el desarrollo de actuadores para el caso de los sismos fuertes, la reducción del costo de implantación y de mantenimiento, la eliminación de los problemas inherentes a la fuente externa, el aumento de la confianza y la robustez del sistema, y la aceptación por parte de la comunidad (Jara, 2007).

Las fuerzas que este tipo de dispositivos utilizan son aplicadas por los actuadores los cuales a su vez actúan sobre masas, elementos de arriostre o tendones activos.

Los principales dispositivos desarrollados en la actualidad son:

- ✓ **Masa activa.** Este es una variante de un sistema pasivo con la implementación de osciladores resonantes.
- ✓ **Tendones activos.** Son contravientos colocados diagonalmente en forma de X, los cuales abarcan varios niveles de la estructura. Existen también tendones activos los cuales modifican las propiedades dinámicas de los puentes para así evitar que el puente entre en resonancia.

2.2 DISPOSITIVOS DE CONTROL SEMI-ACTIVO

Estos de igual manera que los dispositivos activos tienen un mecanismo que se encarga de monitorear en tiempo real la respuesta de la estructura. En comparación con los dispositivos pasivos estos no aplican fuerzas en la estructura para contrarrestar las acciones sísmicas. Los dispositivos semi-activos trabajan modificando en tiempo real, las propiedades mecánicas de los disipadores de energía; las propiedades que caracterizan a este tipo de dispositivos se aprecia en la **Figura 17**.

Entre los dispositivos semi-activos más comunes se encuentran los amortiguadores de orificios variable, amortiguadores de fricción variable y osciladores líquidos controlables. Una de las mayores desventajas de estos dispositivos ya mencionados se debe a que trabajan con electricidad para controlar las válvulas y mecanismos que los constituyen es por ello que demandan un mantenimiento más complejo de lo común.

Otros dispositivos de este tipo son algunos que están constituidos por un fluido magnetoreológico (MR) o electroreológico (ER). Estos tienen como ventajas una mayor simplicidad y mayor fiabilidad. Ya que tienen una gran capacidad de trabajar con válvulas rápidas, a diferencia de los dispositivos activos estos solo cuentan con una parte móvil y son unos pistones que no ponen en riesgo la fiabilidad del sistema. La importancia de utilizar este tipo de fluidos es que tienen

la capacidad de transformarse de fluidos viscosos lineales a semisólidos y presentan resistencia de fluencia controlable en solo algunos milisegundos, después de exponerlo a un campo eléctrico o magnético.

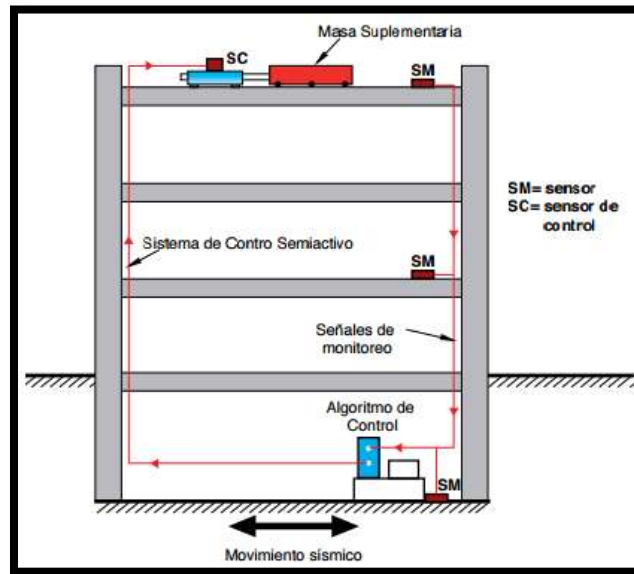


Figura 17 Estructura con sistema de control semi-activo

2.3 DISPOSITIVOS DE CONTROL PASIVO

Estos dispositivos son los más utilizados en la actualidad, mucho más que los dispositivos activos y semi-activos debido a su bajo costo y eficiencia. La forma de trabajo de estos mecanismos es simple ya que buscan y logran reducir los daños a los puentes mitigando la respuesta dinámica de la estructura, a través de mecanismos especialmente diseñados para disipar energía (Figura 18).



Figura 18 Funcionamiento de sistemas pasivos

De acuerdo a su forma de trabajo y objetivo de uso estos se pueden clasificar de la siguiente forma:

1. **Disipadores de energía.** Tienen como objetivo lograr que la estructura incremente su capacidad de disipación y modifican su rigidez. Al llevarse la mayor disipación de energía evitan grandes daños a la estructura.
2. **Aisladores de base.** Estos son colocados entre la subestructura y la superestructura con el fin de intentar aislar el movimiento del suelo del movimiento producido por la estructura ante una acción sísmica.
3. **Osciladores resonantes.** Es o son masas adicionales las cuales tienen propiedades dinámicas que considerando el movimiento del puente son capaces de reducir la respuesta estructural.

2.3.1 DISIPADORES DE ENERGÍA

Estos sistemas logran aumentar el nivel de amortiguamiento de las estructuras. Como su nombre lo dice estos sistemas son diseñados para disminuir o eliminar la demanda de disipación de energía en la estructura debida a sismos, vientos extremos, y cualquier otro fenómeno dinámico. Dicho de otra manera, estos dispositivos son capaces de modificar a la estructura para llevarse la mayor disipación de energía. Debido a su exitoso funcionamiento en la actualidad estos sistemas son utilizados como una alternativa a los aisladores de base, tanto en el diseño de nuevas estructuras como para el refuerzo de las estructuras ya existentes.

Por lo general este tipo de dispositivos son ubicados en los contravientos o entre la subestructura y superestructura logrando una unión importante viga-columna.

Estos se clasifican de acuerdo con la manera en que disipan energía en: dependientes del desplazamiento y dependientes de la velocidad.

2.3.1.1 DEPENDIENTES DEL DESPLAZAMIENTO

La activación de estos dispositivos se logra cuando presentan desplazamientos producidos por el movimiento del puente generado por los movimientos del terreno a causa de acciones sísmicas. La forma en la que disipan energía es mediante la deformación plástica de las partes que conforman los dispositivos. En la **Figura 19** se observa el área producida por el comportamiento de los dispositivos de acuerdo a su clasificación la cual es: de acuerdo al material, por fricción y por extrusión. La energía disipada por estos disipadores es función directa del área histerética de los ciclos.

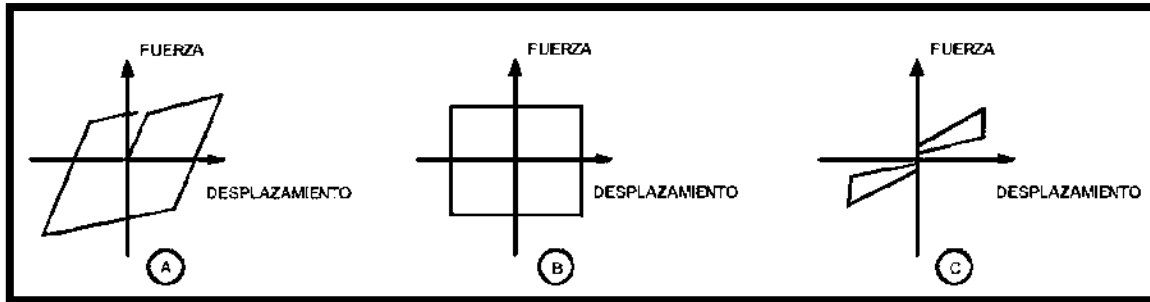


Figura 19 Ciclos de carga-deformación de la clasificación de dispositivos de acuerdo al desplazamiento: A) Material, B) Fricción y C) Extrusión

2.3.1.1.1 POR FLUENCIA DEL MATERIAL (METÁLICOS)

El comportamiento de este tipo de dispositivos es bilineal, es decir que su comportamiento depende de dos variables: la fuerza y la deformación. La forma de disipar energía se debe a la fluencia del metal, el cual es sometido a esfuerzos de flexión, corte, torsión o a una combinación de estas fuerzas.

Algunos de los más utilizados son:

- **Disipadores en forma de “U”**. Este tipo de dispositivos fue desarrollado por el investigador Skinner (1975), está conformado por dos placas en forma de U, las cuales logran disipar la energía al desplazarse una cara contra la otra. La forma de colocación de este dispositivo consiste en la parte central de este dispositivo colocarla en un nivel de la estructura y los extremos en otro nivel y estos son unidos mediante barras. Los desplazamientos que se producen dan paso a un movimiento llamada “rolado por flexión”: gracias a este tipo de movimiento es que se logra disipar la energía. Algunas personas comparan el comportamiento de este dispositivo como el movimiento que realizan las orugas al caminar (**Figura 20**).

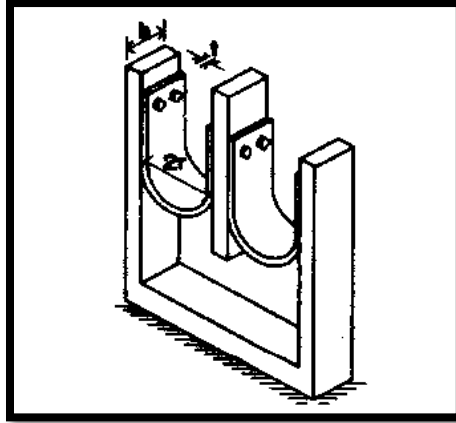


Figura 20 Dispositivo en forma de "U"

- **Disipadores tipo ADAS (Added Damping And Stiffness).** Están conformado por placas de acero con secciones transversales en forma de X colocadas paralelamente encima de contravientos, permitiendo con esto añadir simultáneamente rigidez y amortiguamiento al puente en cuestión. La forma de estos dispositivos obedece a la distribución de esfuerzos por flexión que se producen en un elemento que tiene deformación en doble curvatura. Para su diseño es necesario que las placas que lo conforman se conecten rígidamente para suponer un apoyo empotrado en sus extremos y evitar rotaciones (**Figura 21**).

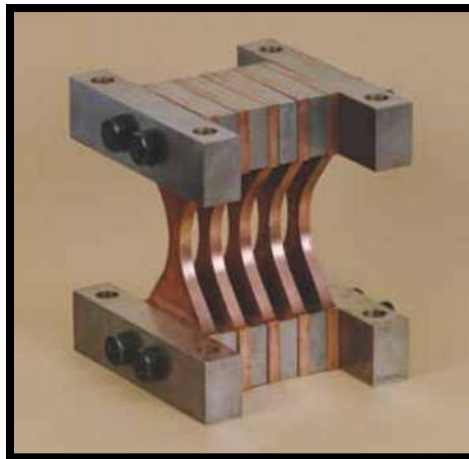


Figura 21 Disipador metálico tipo ADAS

- **Disipadores de energía en cantiliver.** Este tipo de dispositivo fue desarrollado al igual que los dispositivos en forma de "U" por el investigador Skinner en colaboración con McVerry(1975), realizaron diversas pruebas sometiendo distintos elementos a flexión en cantiliver, los cuales son ubicados en las cimentaciones de un puente; debido a la ubicación de este dispositivo es muy común que sea complementado con aisladores de base. Ante la presencia de un desplazamiento entre la superestructura y la

cimentación, se activa el dispositivo comenzando a disipar energía debido al comportamiento histórico que presenta por estar en cantiliver (**Figura 22**).

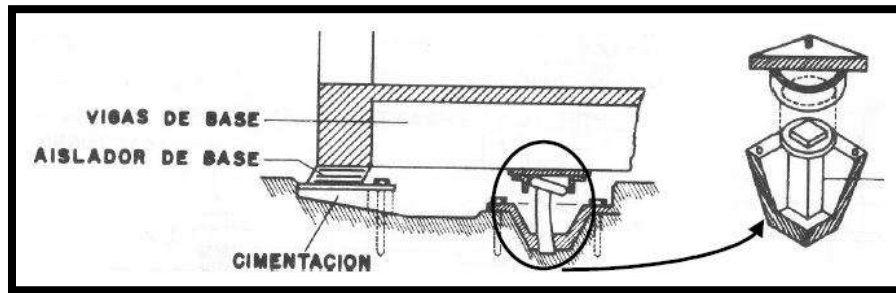


Figura 22 Disipador de energía en cantiliver

- **Disipadores de energía compuestos por una barra de acero.** Estos se colocan entre la superestructura y los apoyos fijos de un puente. Están conformados por una barra de acero circular y dos brazos; la barra de acero es colocada entre los dos brazos los cuales le permiten tener movimientos de forma vertical, logrando así disipar energía por flexión (**Figura 23**).

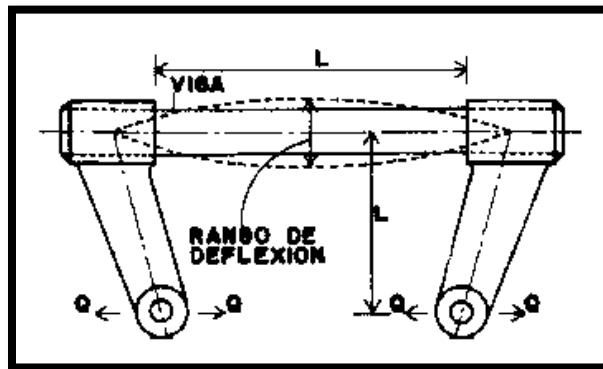


Figura 23 Disipador de energía compuesto por una barra de acero

- **Disipadores de energía trabajando a torsión.** En la **Figura 24** se muestra un dispositivo utilizado para lograr la disipación de energía mediante torsión. La forma en la que funciona es sometiendo la placa que lo compone a torsión y esto se logra conectando los dos brazos del centro a la base y los brazos de los extremos a la cimentación.

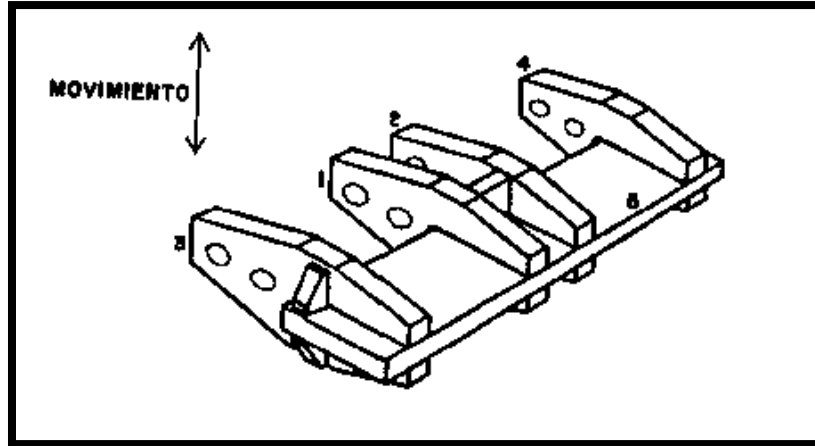


Figura 24 Dispositivos de acero trabajando a torsión

- **Sistema aislador-disipador con barras de plomo o de acero.** Con el fin de mejorar la eficiencia de los sistemas de disipación y aislamiento, reducir en gran medida los costos y facilitar su aplicación, Jara y Jara (2006) proponen un sistema constituido por apoyos de neopreno laminados, iguales a los que se emplean hoy en día en los puentes, con el espesor apropiado para lograr la flexibilidad requerida en cada caso y barras de plomo o acero conectadas entre el cabezal de las pilas y el diafragma transversal que se coloca tradicionalmente en los apoyos, como se muestra en la **Figura 25**. Las barras conectan a la superestructura y al cabezal de forma que, al desplazarse lateralmente el puente, por la acción de los temblores, se deforma plastificándose por cortante puro y disipando energía por su comportamiento histerético. El apoyo de neopreno cumple las funciones de soporte de las cargas verticales, flexibilización del sistema y capacidad de auto-centrado después de un sismo importante (en forma más eficiente que los aisladores de hule y plomo). Además de aislar energía, los elementos de plomo cumplen la función de rigidizar al sistema bajo cargas laterales de servicio como las producidas por sismos frecuentes, la acción del viento y las fuerzas longitudinales de frenado, que el neopreno no es capaz de controlar.

El sistema propuesto proporciona una gran libertad en cuanto al número, área y altura de los elementos de plomo, con lo que se logra un amplio espectro de posibilidades en sus propiedades; se reduce el costo de la protección sísmica pues no es necesario comprar dispositivos de manufactura especial y se facilita su adquisición en el mercado; se mejoran las propiedades de auto-centrado pues no es necesario perforar el neopreno para insertar el plomo (como en los sistemas tradicionales de

aislamiento); se reducen los problemas asociados a la concentración de esfuerzos que se originan por imprecisiones durante la fabricación y sirve, al mismo tiempo, como un sistema de restricción lateral de desplazamientos (Jara, 2007).

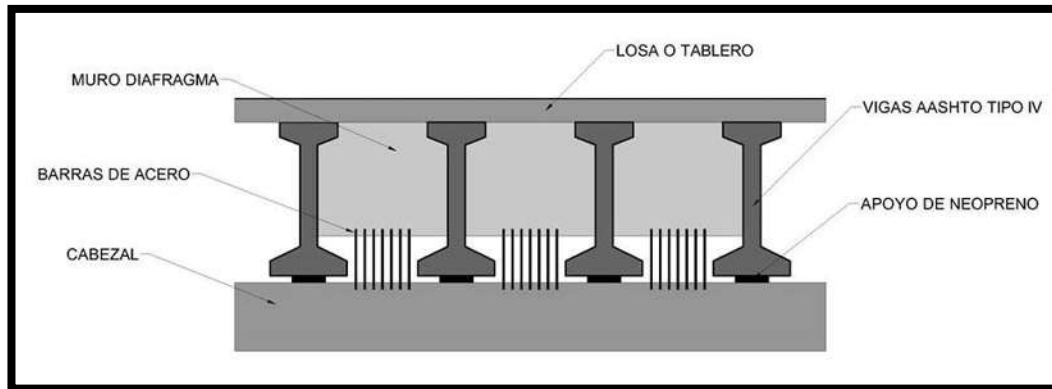


Figura 25 Sistema aislador-disipador con barras de plomo o de acero

2.3.1.1.2 POR EXTRUSIÓN

Estos basan su comportamiento como su nombre lo dice mediante la extrusión de materiales (más comúnmente plomo) a través de orificios o perforaciones, logrando así modificar toda la energía mecánica producida en calor. Al igual que los dispositivos ADAS estos logran añadir simultáneamente rigidez y amortiguamiento al puente. La mayor desventaja de estos dispositivos es sin duda que pueden aumentar la presencia de deformaciones al término de las acciones sísmicas a las que fue sometido, por lo contrario, son dispositivos duraderos con el paso del tiempo sin tener afectaciones algunas por ciclos de carga o factores climatológicos.

Estos dispositivos también son conectores o STU (Shock Transmission Units), logrando desplazamientos por acción de vientos o fuerzas producidas a lo largo del puente por tráfico, además, de la disipación de energía producida por la acción sísmica.

Algunos de los más utilizados son:

- Reducción en la sección del tubo
- Dilatación en la sección del eje

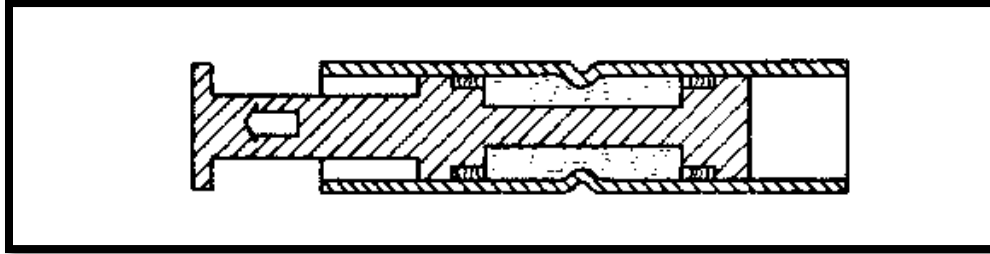


Figura 26 Disipador de energía por extrusión de plomo

El sistema que se observa en la **Figura 26** su desarrollado por Robinson y Greenbank (1975 y 1976) y Robinson y Cousins (1987). La forma de este dispositivo es cilíndrica y en su interior se encuentra contenido plomo el cual al deformarse logra proporcionar disipación de la energía, y, al volver a su forma original se recristaliza recuperando así sus propiedades iniciales.

2.3.1.1.3 POR FRICCIÓN

Como su nombre lo indica estos dispositivos logran disipar energía por medio de la fuerza de fricción; esta se logra al colocar dos o más superficies en contacto entre si. Estos dispositivos son diseñados bajo el principio de lograr disipar energía una vez se logra alcanzar un cierto nivel de carga en el dispositivo; mientras no se logre dicha carga, el dispositivo se mantiene en absoluto reposo. Este tipo de dispositivos son colocados en los contravientos en forma de cruz.

El dispositivo más utilizado fue desarrollado por Pall y Marsh (1982); como se observa en la **Figura 27**, este es conectado mediante barras al marco, logrando disipar energía por fricción mientras se desliza de manera diagonal una barra respecto a la otra. Esta forma adiciona rigidez al marco.

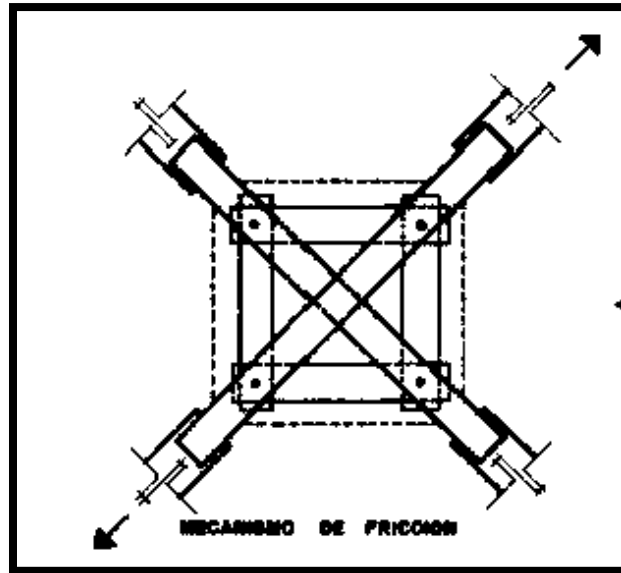


Figura 27 Dispositivo de fricción

Una desventaja muy notoria en este tipo de dispositivos radica en la incertidumbre que se tiene respecto al instante de su activación durante sismos y en las deformaciones permanentes que pueden presentarse después de acciones sísmicas.

2.3.1.2 DEPENDIENTES DE LA VELOCIDAD

A diferencia de los dispositivos anteriores, la fuerza que se desarrolla en estos disipadores depende de la velocidad de aplicación de la carga durante los movimientos del terreno a causa de acciones sísmicas. Estos logran añadir amortiguamiento al puente y su comportamiento es bastante versátil; logran brindar seguridad bajo condiciones de sismos de baja intensidad hasta de gran intensidad. En la **Figura 28** se observa un ciclo fuerza-desplazamiento producido por el comportamiento de los dispositivos. El comportamiento de estos puede ser viscoso y visco-elástico.

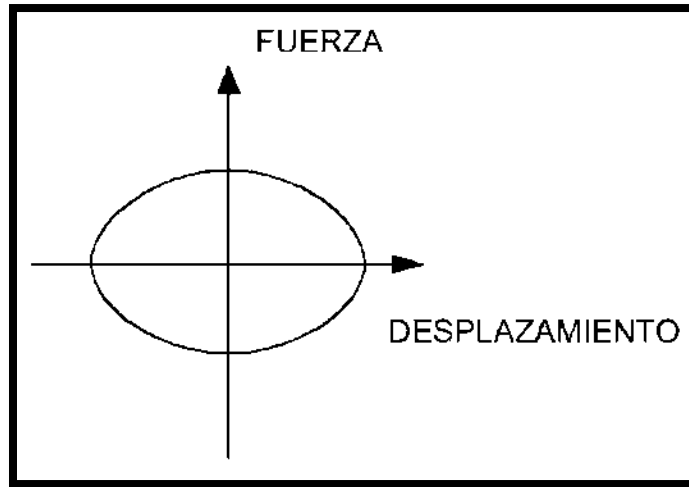


Figura 28 Ciclo fuerza-deformación disipador activada por velocidad

2.3.1.2.1 POR COMPORTAMIENTO VISCOSO Y VISCO-ELÁSTICO

Este tipo de dispositivos se coloca de la misma forma que los dispositivos de fricción la diferencia entre ambos es que estos últimos contienen un fluido visco-elástico en su interior.

Los dispositivos correspondientes a fluidos visco-elásticos, están compuestos por materiales copolimeros (polímeros de larga cadena) o por materiales vidriados, los cuales, son complementados por placas de acero, las cuales son intercaladas con los materiales (**Figura 29**). La forma en que logran disipar energía este tipo de dispositivos es mediante deformaciones por cortante en las partes en las que se tiene el material visco-elástico. Su comportamiento depende de las frecuencias de vibración, de la magnitud de la deformación y de la temperatura ambiental.

Los dispositivos logran aumentar el amortiguamiento y la rigidez lateral sin necesidad de alterar el comportamiento lineal del sistema.

Este tipo de dispositivos trabajan en forma similar al sistema de frenado de los automóviles, con la notoria diferencia que estos sirven para disipar los desplazamientos producidos por acciones sísmicas.

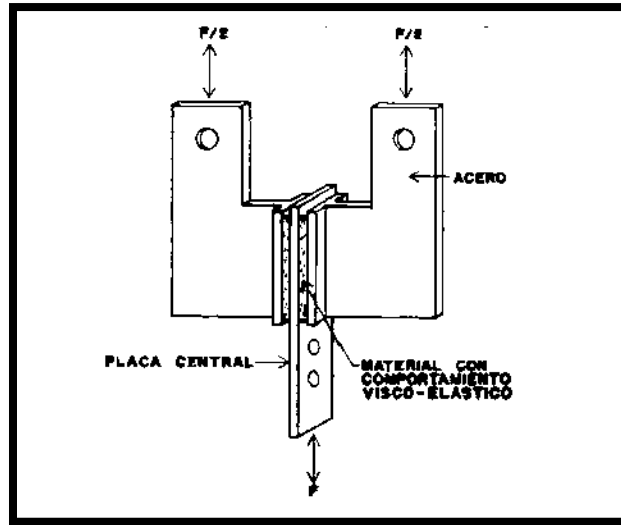


Figura 29 Disipador de comportamiento visco-elástico

Otro tipo de dispositivos muy comunes son aquellos que están formados por un material viscoso. Este tipo de dispositivos están compuestos por un pistón, una caja de amortiguador la cual contiene al pistón y un material viscoso (silicón o aceite), este tipo de dispositivo se observa mejor en la **Figura 30**.

La forma de funcionamiento es logrando que el pistón se mueva dentro de la caja lo que provoca que el material visco-elástico contenido en los disipadores sea obligando a pasar a través de los orificios que tiene este mismo. Las características de los orificios como diámetro, longitud, inclinación y forma son diseñadas específicamente para controlar el paso del material seleccionado a través de estos.

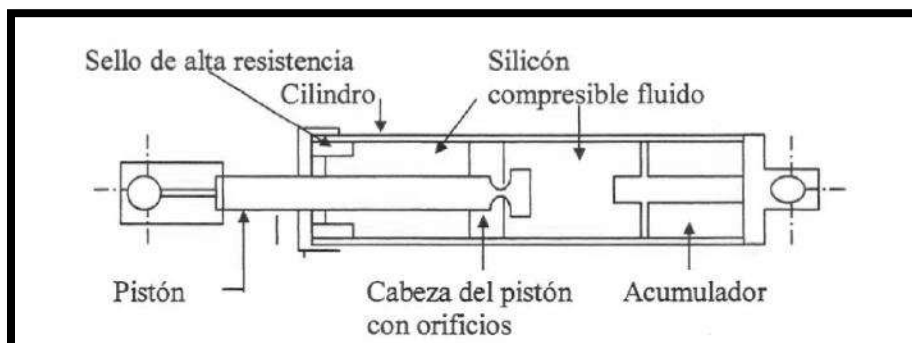


Figura 30 Amortiguador con fluido viscoso (VF)

2.3.2 AISLADORES DE BASE

El principio bajo el que se rigen este tipo de dispositivos es el de separar la superestructura de los movimientos producidos por el suelo bajo acciones sísmicas principalmente o de la subestructura, mediante elementos flexibles en la dirección horizontal. La implementación de estos dispositivos permite reducir la rigidez lateral de la estructura, incrementado el periodo de vibración y llevando así a la estructura a alejarse de las zonas de mayor amplitud del espectro de respuesta y con ello a una reducción de fuerzas en las pilas del puente.

En los puentes es muy común que este tipo de dispositivos sean colocados entre la superestructura y subestructura. En comparación con las técnicas convencionales, este tipo de dispositivos buscan reducir las demandas sísmicas en el puente, por este motivo los aisladores de base son particularmente útiles para la protección y refuerzo de las estructuras.

La colocación de este tipo de dispositivos es más eficiente en lugares donde los sismos de gran magnitud tienen un alto contenido de altas frecuencias. Para reducir aún más los desplazamientos producidos por acción sísmica este tipo de dispositivos con combinados con amortiguadores mecánicos.

En la actualidad son dos los tipos de aisladores más utilizados y estos son:

- Aisladores elastoméricos
- Aisladores deslizantes o friccionales

2.3.2.1 AISLADORES ELASTOMÉRICOS

Estos están elaborados mediante un conjunto de láminas planas de hule natural, debido a que el hule es un material de poco amortiguamiento (5%) estas láminas son vulcanizadas a otras láminas de acero más delgadas. Las formas más comunes que presenta este tipo de dispositivos son rectangulares o circulares; a través de uso de estos dispositivos se logra una gran flexibilidad lateral la cual proporciona menores desplazamientos en las pilas de los puentes. Adicionalmente tienen una buena rigidez vertical por las placas de acero que los forman.

El comportamiento que presentan este tipo de dispositivos depende en gran medida a la deformación a la que son sometidos, y en menor medida a factores como la temperatura, envejecimiento y a la frecuencia con que se tiene movimientos.

La variedad de este tipo de dispositivo es amplia, entre los más utilizados se encuentran:

- Aisladores de goma bajo amortiguamiento (LDRB, Low-Damping Rubber Bearing)

- Aisladores de goma de alto amortiguamiento (HDRB, High-Damping Rubber Bearing)
- Aisladores de goma con núcleo de plomo (LRB, Lead-plug Rubber Bearing).
- Aisladores de goma natural (NRB, Natural Rubber Bearing).

2.3.2.2 AISLADORES DE GOMA DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LDRB)

Estos aisladores presentan amortiguamientos máximos de 2-5%; por ser el tipo de dispositivos más sencillo de esta clase, es empleado junto con un disipador de energía el cual logra proporcional amortiguamiento adicional a la estructura. La característica principal de este tipo de dispositivos es que su fabricación es simple. En la **Figura 31** se observa un dispositivo de este tipo.

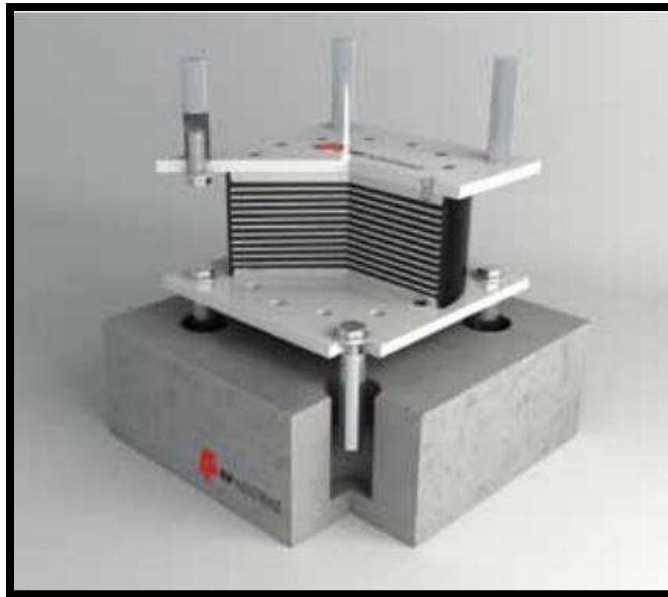


Figura 31 Aislador tipo LDRB

2.3.2.3 AISLADORES DE GOMA CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)

A causa de poco amortiguamiento de los aisladores anteriores, los investigadores Robinson y Tucker (1977) y Robinson (1982), proponen la inclusión de un corazón de plomo en los tradicionales aisladores compuestos por láminas de hule y acero.

En 1990 los investigadores Buckle y Mayes (1990) probaron este tipo de dispositivos, colocándolos en un puente continuo de cuatro claros, obteniendo como resultado una reducción en los desplazamientos y fuerzas cortantes de un 40% y 50% respectivamente.

El sistema es muy similar a los LDRB con la gran diferencia de que contienen un corazón de plomo justamente colocado en el centro del dispositivo. Este corazón de plomo le otorga un mayor amortiguamiento al dispositivo logrando llevarlo a niveles del 25-30%.

La disipación de energía en estos aisladores depende de la deformación lateral que sufre el dispositivo bajo la acción de un sismo, lo que hace que el núcleo de plomo fluya logrando deformaciones plásticas y disipando la energía en forma de calor. El hule que al finalizar las acciones sísmicas el sistema regrese a su forma original, mientras que el corazón de núcleo se recristaliza. En la **Figura 32** se muestra uno de estos dispositivos LRB.

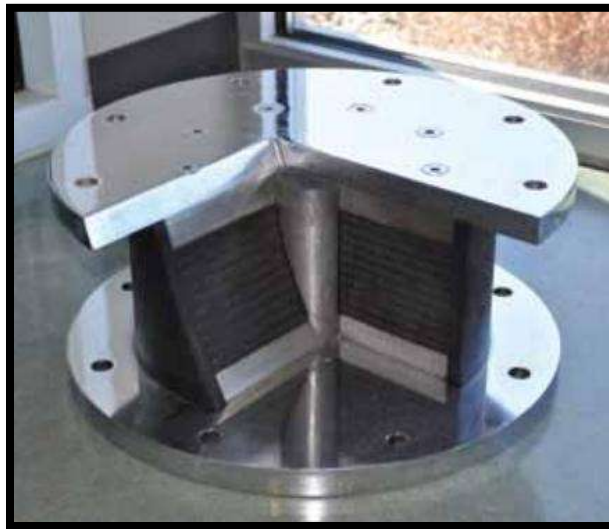


Figura 32 Aislador tipo LRB

2.3.2.4 AISLADORES DE GOMA DE ALTO AMORTIGUAMIENTO

(HDRB)

La mayor cualidad de este tipo de dispositivos es que en la fabricación de estas láminas de hule se incluyen elementos como carbón, aceites y resinas, para lograr un aumento de amortiguamiento del 10-15%; tienen una mayor dependencia ante factores como la temperatura y frecuencias, además son fácilmente fabricables.

2.3.2.5 AISLADORES DESLIZANTES O FRICCIONALES

Los aisladores deslizantes están compuestos por una superficie de deslizamiento de acero inoxidable en su mayoría y sobre esta se encuentra otra placa de acero la cual esta revestida de Politetra Fluoro Etileno (PTFE). Sobre esta última se encuentra soportado el puente.

El investigador Constantinou (1987) llevó a cabo un estudio experimental con un dispositivo compuesto de una placa de teflón y una de acero y gracias a esto encontró que la fricción se incrementa con el aumento de la aceleración, y que a su vez la fricción tendía a disminuir en medida que se aumentaba la presión sobre las placas y aumentaba al crecer la aceleración. Como resultado de la investigación se encontró que para frecuencias menores a 0.5 Hz, y presiones de magnitud bajas se tiene un dispositivo capaz de proporcionar un aislamiento adecuado para sismos de moderada y gran magnitud. Con base en las investigaciones de Constantinou (1987), el investigador Mokha (1990) llevó a cabo un estudio experimental acerca de los aisladores con placas de teflón, encontrando que el teflón disminuye la transferencia de las frecuencias altas a la estructura.

Este tipo de dispositivos suelen ser acompañados por aisladores de goma, debido al desgaste que presentan las placas de estos sistemas requieren de la ayuda de materiales capaces de volver a su posición inicial a los puentes.

La forma en que este tipo de dispositivos disipa energía es mediante la fricción o el deslizamiento que se produce entre las placas a causa de las fuerzas de rozamiento que genera las acciones sísmicas. Es importante resaltar el hecho de que la fricción entre las placas de este tipo de dispositivos depende en gran medida de los siguientes factores: temperatura por el trabajo realizado, presión de contacto, velocidad del movimiento, condiciones de la superficie de contacto y envejecimiento.

2.3.2.6 APOYOS DESLIZANTES PLANOS

Este tipo de apoyos son los más sencillos y están constituidos por dos superficies de las cuales una se encuentra adherida a la superestructura y la otra a la subestructura. El principio sobre el cual trabajan este tipo de apoyos es que existe fricción entre las superficies logrando movimientos horizontales y resistencia ante cargas verticales.

Los materiales que conforman este tipo de dispositivos es de acero inoxidable en la superficie de deslizamiento y un agregado de polímero el cual tiene como característica principal ser de baja fricción (**Figura 33**). Este tipo de apoyos es complementado con disipadores de energía como aisladores de goma o con

núcleo de plomo, a fin de no presentar deformaciones permanentes después de una acción sísmica.



Figura 33 Aislador tipo deslizador plano

2.3.2.7 PENDULOS FRICCIONALES (FPS, Friction Pendulum System)

Esos dispositivos fueron desarrollados por los investigadores Zayas y Bozzo (1990); proponen un dispositivo de aislamiento con superficie cóncava, asemejando el movimiento que realizan los péndulos. Los materiales con los que se llevó a cabo el desarrollo de este dispositivo son acero inoxidable y la parte deslizante de cromo (**Figura 34**).

La característica principal de este tipo de dispositivos es que son autocentrantes, es decir que al terminar el movimiento lateral regresan a su posición inicial. Gracias a este autocentrado que proporcionan los dispositivos, después de que la estructura ha sido sometida a acciones sísmicas la estructura es capaz de regresar a su posición sin deformar. La forma que presenta el dispositivo y la acción de la gravedad hace posible este comportamiento.

La manera en la que este dispositivo disipa energía es mediante la fricción generada al moverse lateralmente el puente por una acción sísmicas. Es importante mencionar que la fuerza de fricción que se logra obtener es la que proporciona el amortiguamiento adecuado para lograr disipar la energía sísmica.



Figura 34 Péndulo friccional

2.3.3 OSCILADORES RESONANTES

(AMORTIGUADORES DE MASA)

Estos dispositivos se rigen bajo el principio de lograr reducir la respuesta sísmica de las estructuras mediante la incorporación de una o diversas masas; las cuales so de características dinámicas conocidas. Es otras palabras estos dispositivos funcionan como un péndulo simple, el cual pretende conectarse con el primer modo de vibrar de la estructura ya que este es el que se quiere amortiguar. Este dispositivo ha presentado muchas variantes entre ellas fue el hecho de modificar el brazo o el número de masas incorporadas con el fin de lograr que el periodo del dispositivo sea efectivo.

La desventaja más grande de este tipo de dispositivos se debe al gran espacio que requieren, es por esto que surgieron como soluciones la implementación de masas deslizantes o péndulos de varias etapas.

El investigador Den Hartog (1956) fue de los primeros en interesarse por los osciladores resonantes, logró demostrar que se puede obtener reducciones de las respuestas sísmicas de estos dispositivos con ciertos parámetros dinámicos del sistema. Si se habla de un sistema de dos grados de libertad sin amortiguamiento, y si se logra que el periodo de las masas adicionales sea igual al periodo de vibrar del segundo nivel, el movimiento que produce el primer nivel seria nulo, logrando con esto que el segundo nivel se vea sometido a una fuerza de igual magnitud, pero en sentido contrario a la fuerza de excitación.

Con el paso del tiempo surgieron más variantes de este tipo de dispositivos con algunas variantes como los amortiguadores de líquido.

CAPÍTULO III

MODELO ESTRUCTURAL DEL PUENTE EN ESTUDIO

Como ya se mencionó con anterioridad la infraestructura de puentes en México tiene mayormente superestructuras simplemente apoyados (**Figura 35**). Las principales características de estos sistemas son:

- ✓ Costo de construcción y mantenimiento más bajo en comparación a otro tipo de puente
- ✓ Proceso constructivo más sencillo y diverso
- ✓ La superestructura no tiene continuidad
- ✓ Vida útil de aproximadamente 50 años

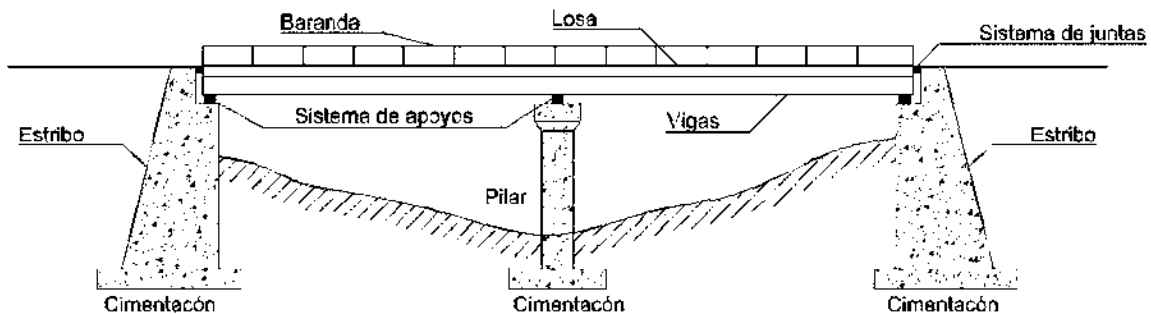


Figura 35 Elementos de un puente simplemente apoyado

Es por esto que, para llevar a cabo la modelación deseada, se optó por usar un puente simplemente apoyado. Para fines del análisis, se supuso que el puente se localiza en un sitio con terreno flexible como los que se encuentran en la ciudad de México **Figura 36**. Con esa base, se seleccionaron los acelerogramas para análisis sísmicos.



Figura 36 Tipos de suelo existentes en la ciudad de México

Para llevar a cabo la investigación en cuestión, se comenzó por seleccionar un puente cuya geometría y características son las más típicas de todos los puentes vehiculares existentes en todo México. Para ello se tomó la geometría de uno de los puentes que se construyeron recientemente en la ciudad de Morelia (**Figura 37**).

El puente es de longitud mediana y es simplemente apoyado, el cual consta de cinco claros de longitud de 30 m aproximadamente. Se forma con cuatro pilas conformadas por tres columnas cada una y un cabezal de concreto armado. La altura total del puente es de 10.5 m y su ancho de 11 m. A continuación, se describe a detalle la forma de la subestructura y superestructura del puente.



Figura 37 Puente simplemente apoyado, ubicado sobre el libramiento en la ciudad de Morelia

3.1 SUBESTRUCTURA

3.1.1 ESTRIBOS

Estos se encuentran ubicado en los extremos del puente, es decir, en cada uno de los accesos que se tienen al puente. Estos elementos son los encargados de contener los empujes producidos por el terreno, controlando también la estabilidad del material para así evitar derrumbes frontales y laterales.

Este puente cuenta con estribos de tipo cerrado, los cuales están conformados por dos muros laterales y uno frontal (**Figura 38**). Este tipo de estribos son utilizados cuando se requiere garantizar el acceso de una vía inferior al puente.



Figura 38 Estribos tipo cerrado

3.1.2 PILAS

Son elementos de apoyo los cuales se encargan de recibir los esfuerzos producidos en la superestructura y así transferirlos a la cimentación. Existen 4 pilas tipo marco las cuales están separadas a cada 30 m a lo largo del puente, y cuenta con una altura de 8.93; estas están conformadas a su vez por:

- 3 columnas de concreto armado circulares coladas en sitio, cuyo diámetro es de $d = 1.20$ m y una altura $h = 7.73$ m; la distancia entre estas es de 4 m de centro a centro.
- 1 cabezal de concreto armado el cual se encuentra colocado en la parte superior de las columnas, que permite unificar la estructura. El cual tiene una longitud de 11m y presenta una forma rectangular la cual tiene de ancho $b = 1.50$ m y de altura $h = 1.20$ m.

3.1.3 CIMENTACIÓN

Esta es soportada por el suelo y es la encargada de recibir las cargas totales de la estructura para a su vez transferirlas al suelo y que estas sean distribuidas de tal forma que el suelo sea el encargado de soportar todos los esfuerzos existentes durante la vida útil del puente.

3.2 SUPERESTRUCTURA

3.2.1 APOYOS DE NEOPRENO

Estos elementos tienen una forma rectangular y la función de estos no es otra que absorber las deformaciones verticales, horizontales, por cambios de temperatura; además permiten la expansión y rotación de la superestructura.

Estos están elaborados mediante un conjunto de láminas planas de hule natural, debido a que el hule es un material de poco amortiguamiento (5%) estas láminas son vulcanizadas a otras láminas de acero más delgadas intercaladas entre las láminas de hule. La rigidez de los apoyos depende del espesor de las capas de neopreno; mientras más neopreno se tenga se cuenta con una mayor rigidez debido a que esta es inversamente proporcional al espesor de este (**Figura 39**).

Cada viga se encuentra soportada sobre un apoyo de neopreno en cada uno de sus extremos; estos son de dos tipos fijos o móviles, la diferencia entre estos se observa con mayor claridad en la siguiente **Tabla 1**.

Tabla 1 Geometría de los apoyos de neopreno

GEOMETRIA DE LOS APOYOS DE NEOPRENO					
Tipo de apoyos	Largo y Ancho (m)	Altura (m)	Área (m ²)	No. Laminas de acero	Espesor (m)
FIJO	0.3	0.041	0.09	3	0.032
MÓVIL	0.3	0.057	0.09	4	0.045

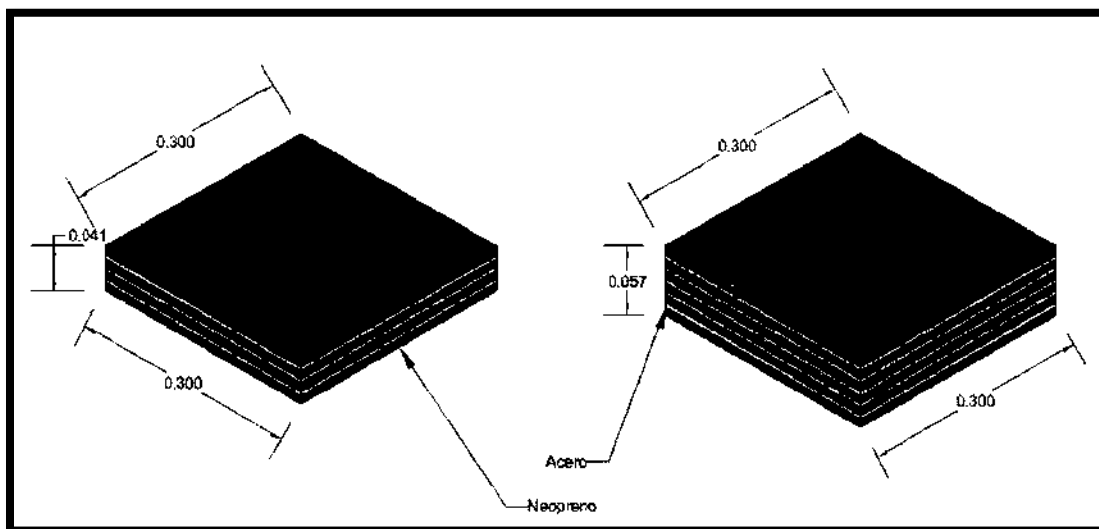


Figura 39 Geometría de los apoyos de neopreno, a la izquierda se tiene un apoyo de tipo fijo, y a la derecha se presenta un apoyo de tipo móvil



Figura 40 Apoyo de neopreno

3.2.2 VIGAS

Las vigas son unos de los elementos principales de un puente simplemente apoyado, estas son diseñadas para resistir los esfuerzos a flexión que se presentan en la estructura, que depende del claro entre los estribos y pilas del puente.

El puente de estudio cuenta con nueve vigas de concreto presforzado AASTHO tipo IV, las cuales se encuentran sobre apoyos de neopreno. La separación entre estas es de 1.30 m de centro a centro, y las traveses externas soportan un voladizo de la losa de 1 m cada una. Las características de este tipo de vigas se muestran con mayor detalle en la **Figura 41** y la **Tabla 2**.

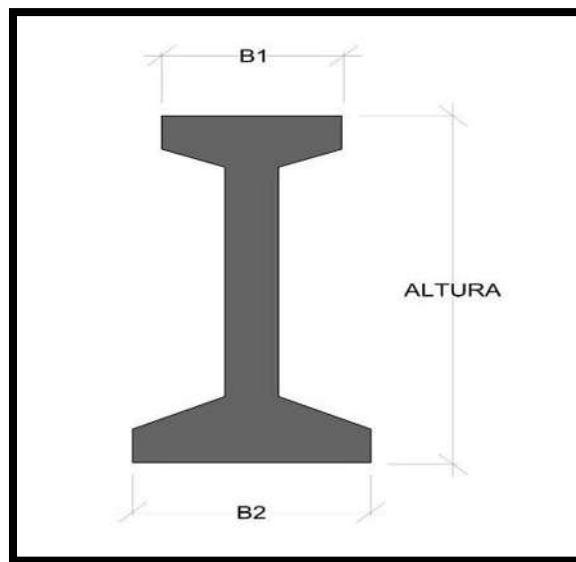


Figura 41 Geometría de una viga tipo AASTHO IV

Tabla 2 Características de las vigas AASTHO IV

VIGAS					
Tipo de viga	Altura (m)	B1 (m)	B2 (m)	Claro (m)	Área (m ²)
AASTHO IV	1.35	0.5	0.66	30	2.01



Figura 42 Vista frontal de las vigas



Figura 43 Las vigas descansan sobre apoyos de neopreno los cuales a su vez están sobre el cabezal

3.2.3 MUROS DIAFRAGMA

Estos elementos son de concreto y se colocan transversalmente; también son considerados como vigas secundarias por la unión que logra de vigas-losa. Se localizan en los extremos de las vigas principales de cada claro, así como también en partes centrales dependiendo de la longitud de las vigas. La distancia entre diafragmas no debe exceder los 15 m. La función de estos elementos es unir de forma transversal a las vigas, para otorgarles una mayor rigidez y que ante acciones sísmicas estas trabajen como una unidad, logrando así limitar el pandeo lateral de las vigas.

Constructivamente los puentes que tienen claros de 20 m contienen un diafragma central justo a la mitad del claro; mientras que los puentes de 30 m de claros tienen dos diafragmas intermedios a cada tercio de longitud del claro. El puente de estudio tiene claros de 30 m por lo que está conformado por dos diafragmas centrales colocados a un tercio de la longitud de cada claro y dos diafragmas más en los extremos de los claros. La dimensión de cada tramo entre viga es de: altura 1 m, largo 0.32 m y ancho 0.3 m (**Figura 44**), y este se encuentra anclado a las vigas de manera transversal por varillas como se observa en la **Figura 45**.



Figura 44 Visualización del muro diafragma que une a las vigas



Figura 45 Anclaje utilizado para sostener los muros diafragma

3.2.4 JUNTAS

Las juntas de dilatación o juntas de expansión, como su nombre lo dice permiten que la estructura se pueda expandir o contraer; este tipo de fenómeno se presenta por cambios de temperatura a los que se ve sometido el puente a lo largo de su vida útil.

Las juntas están fabricadas de algún material elástico o la combinación de un material elástico y uno metálico, los cuales dan esa cualidad de flexibilidad que se busca en estos elementos. Se colocan entre cada claro de los puentes. Las juntas en este puente tienen un ancho de 0.05 m (**Figura 46**).



Figura 46 Junta de dilatación del puente de estudio

3.2.5 TABLEROS O LOSA

Estos elementos forman la superficie sobre la que se apoya la carpeta de rodamiento de los vehículos y son los encargados de distribuir las cargas (muertas y vivas), sobre las vigas que componen al puente. En este caso, la losa tiene un espesor de 0.20 y esta hecha de concreto (**Figura 47**).



Figura 47 Tablero o losa del puente de estudio

3.2.6 CARPETA DE RODAMIENTO

Este elemento es el primer contacto entre los vehículos y el puente, se encuentra colocada sobre los tableros que componen la estructura y se encarga de resistir directamente el paso de los vehículos. La carpeta es de asfalto con un espesor de 10 cm (*Figura 48*).



Figura 48 Carpeta de rodamiento del puente de estudio

CAPÍTULO IV

SEÑALES SISMICAS PARA EL ANÁLISIS

El proceso generador de los temblores es diferente en cada fuente sísmica. Se clasifican en México de acuerdo con la zona donde se generen, y su profundidad, de esta manera, las principales fuentes son:

- A. Sismos de subducción someros.** Ocurren en profundidades no mayores los 40 km, y estos son generados en las fronteras de las placas tectónicas.
- B. Sismos de subducción profundos.** Ocurren en profundidades mayores a los 40 Km y menores a los 80 Km; estos se generan debido a la interacción entre la subducción y la zona de fricción.
- C. Sismos intraplaca de profundidad intermedia.** Ocurren en profundidades de 80 Km y menores de 500 Km; estos se generan cuando se fractura la placa que penetra debajo de otra en la subducción, es decir se presentan en la placa de subducción.
- D. Sismos de zonas de acreción.** Ocurren en profundidades que no exceden los 20 Km, y los cuales se presenta en este tipo de fronteras.
- E. Sismos de fallas de transurrencia.** Ocurren en profundidades que no exceden los 30 Km, y los cuales se presenta en este tipo de fronteras.
- F. Sismos corticales intracontinentales.** Este tipo de sismos no son mayores al grosor de la placa, y los cuales se presentan en fallas de acuerdo con lo que ocurre al interior de las placas,

De la anterior clasificación los sismos tipo A son los más comunes en México.

4.1 TIPOS DE SISMOS EN MÉXICO

La República Mexicana se encuentra ubicada sobre cinco placas tectónicas (Caribe, Pacífico, Norteamericana, Rivera y Cocos) como se observa en la **Figura 49**. De las placas anteriores la de Rivera y Cocos se encuentran en subducción debajo de la placa Norteamericana; mientras que la placa de Rivera se sumerge bajo los estados de Jalisco y Colima; la de Cocos lo hace debajo de los estados de Michoacán, Guerrero, Oaxaca y al sur de Chiapas; mas allá la placa Cocos continua subduciendo debajo de la placa del Caribe.

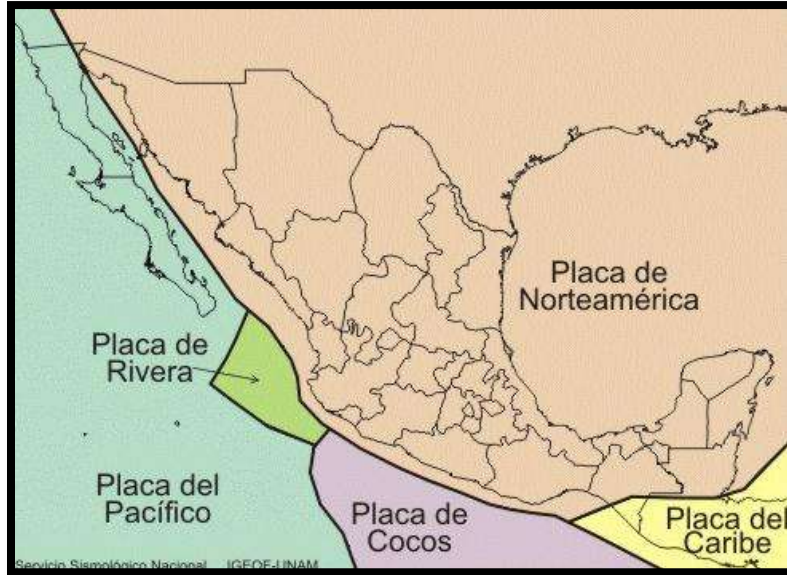


Figura 49 Placas tectónicas que abarcan a la República Mexicana

Toda la información que se tiene de los sismos en México conduce a que la mayoría de ellos se han originado a profundidades menores a los 600 km.

De acuerdo con el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, la regionalización sismotectónica de México se divide en 19 partes (Figura 50 y Figura 51), siendo las siguientes:

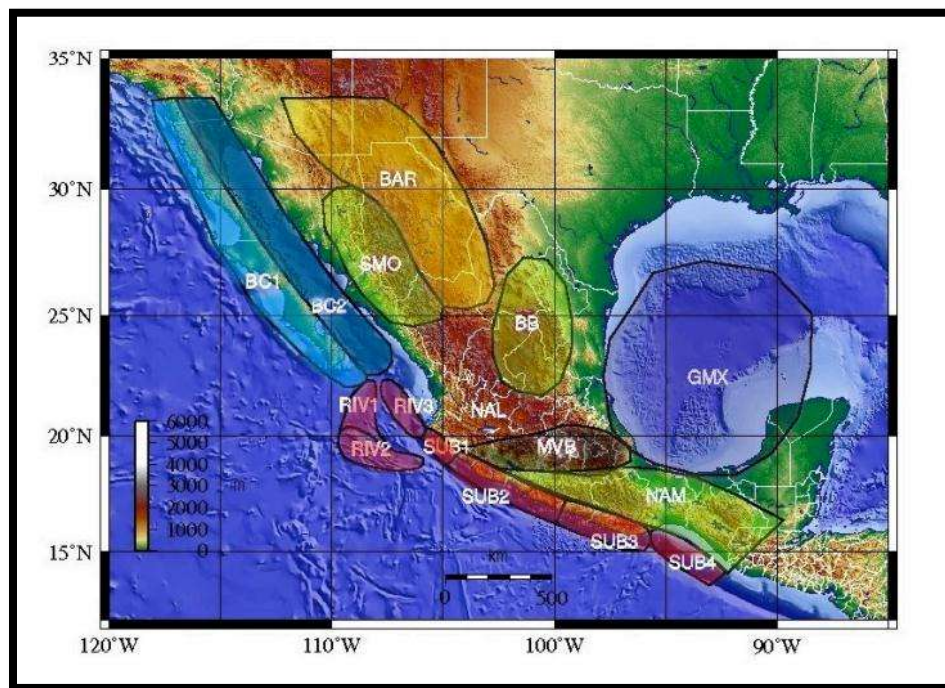


Figura 50 Regionalización sismotectónica de la República Mexicana. Sismos someros

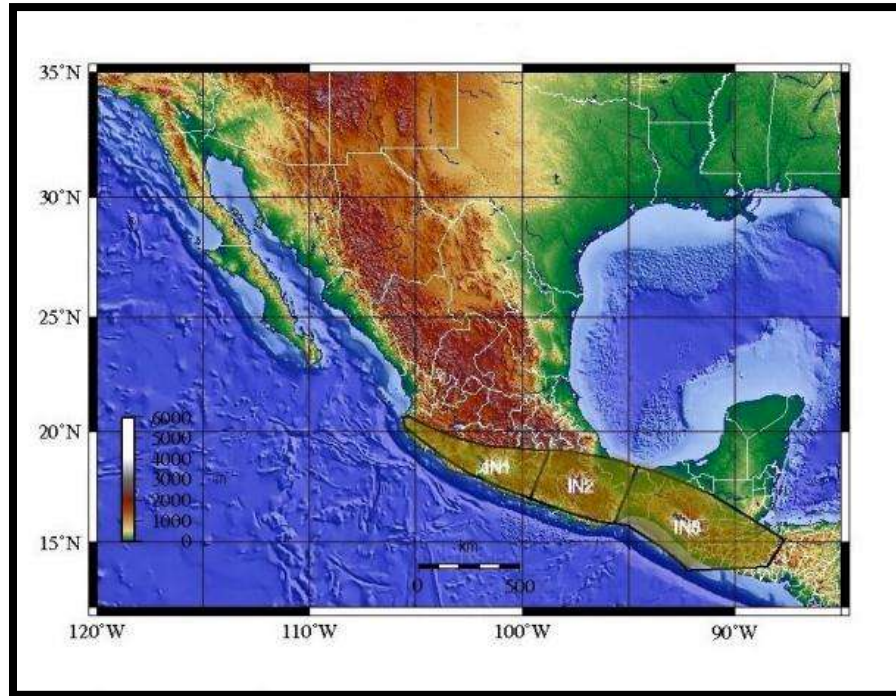


Figura 51 Regionalización sismotectónica de la República Mexicana. Sismos profundos

1. **Región SUB1.** Zona de eventos interplaca someros del tipo de subducción (profundidad < 40 km). Zona de transición de la convergencia entre placas Rivera y Norteamericana (NOAM) a la convergencia Cocos-NOAM.
2. **Región SUB2.** Zona de eventos interplaca someros del tipo de subducción. Convergencia Cocos - NOAM.
3. **Región SUB3.** Zona de eventos interplaca someros del tipo de subducción. Convergencia Cocos - NOAM, zona de transición.
4. **Región SUB 4.** Zona de eventos interplaca someros del tipo de subducción. Convergencia Cocos - Caribe.
5. **Región IN1.** Zona de eventos intraplaca (Cocos) de profundidad intermedia ($40 \text{ km} < h < 120 \text{ km}$). Relacionados a la interface Cocos-NOAM.
6. **Región IN2.** Zona de eventos intraplaca (Cocos) de profundidad intermedia. Relacionados a la zona de transición.
7. **Región IN3.** Zona de eventos intraplaca (Cocos) de profundidad intermedia. Relacionados a la interface Cocos-Caribe.

8. **Región MVB.** Zona de eventos intraplaca (NOAM) someros ($h < 40$ km), dentro de la provincia tectónica del Eje Volcánico Mexicano (Mexican Volcanic Belt).
9. **Región NAM.** Zona de eventos intraplaca (NOAM) someros.
10. **Región BC1.** Zona de eventos intraplaca (Pacífico), profundidad < 20 km, Península de Baja California.
11. **Región BC2.** Zona de eventos interplaca (Pacífico-NOAM), profundidad < 20 km, Península de Baja California.
12. **Región SMO.** Zona de eventos intraplaca (NOAM) someros, provincia Sierra Madre Occidental.
13. **Región BAR.** Zona de eventos intraplaca (NOAM) someros, provincias de Cuencas y Sierras - Fisura del Río Bravo (Basin and Range-Río Grande Rift).
14. **Región BB.** Zona de eventos intraplaca (NOAM) someros, provincia de la Cuenca de Burgos (Burgos Basin).
15. **Región RIV1.** Zona de eventos interplaca someros de fallamiento normal principalmente, interface Pacífico-Rivera
16. **Región RIV2.** Zona de eventos interplaca someros de fallamiento de rumbo principalmente, interface Pacífico-Rivera
17. **Región RIV3.** Zona de eventos interplaca de subducción someros. Interface Rivera-NOAM.
18. **Región GMX.** Zona de eventos intraplaca (NOAM) someros. Región del Golfo de México.
19. **Región NAL.** Zona de eventos intraplaca (NOAM) someros de baja magnitud-baja periodicidad.

4.2 ACELEROGRAMAS PARA EL ANÁLISIS

De acuerdo con la **Red Acelerográfica del IINGEN de la UNAM**, los sismos con mayor intensidad registrados en México, tuvieron su origen frente a las costas del océano pacífico, siendo todos de subducción. Para fines de la investigación, se optó por tomar los registros de los acelerogramas con mayor amplitud producidos en México y registrados en suelo arcilloso (blando), dando como resultado los acelerogramas mostrados en la **Tabla 3**.

Cada registro de cada acelerograma cuenta con tres lecturas de acuerdo al rumbo de la estación; dos de ellas representan los movimientos de los sismos en el plano horizontal y una tercera que representa el movimiento vertical. Las únicas lecturas que se utilizaron para la investigación fueron las registradas horizontalmente, tomando a aquella con mayor amplitud en la dirección transversal del puente, y por consiguiente la otra se colocó en la dirección longitudinal.

En la **Figura 52** y **Figura 53**, se observan los acelerogramas registrados en ambas direcciones, correspondientes al sismo del 19 de septiembre de 1985. Los demás acelerogramas utilizados en este trabajo se presentan en los anexos (acelerogramas).

En la gráfica mostrada en la **Figura 52**, se observa que la mayor aceleración registrada en dirección longitudinal fue de 0.93 m/s^2 en el segundo 54. Por otro lado, en la gráfica mostrada en la **Figura 53**, la mayor aceleración obtenida en la dirección transversal fue de 1.61 m/s^2 en el segundo 58.

Tabla 3 Registro de los acelerogramas seleccionados para la investigación

ACELEROGRAMAS											
INFORMACIÓN DE LOS SISMOS					INFORMACIÓN DE LAS ESTACIONES						
No. Sismo	Estado donde se origino el sismo	Fecha del sismo	Tipo de suelo	Magnitud del sismo	Ubicación de la estación	Latitud	Longitud	Clave de la estación	Nombre de la estación	Institución encargada de la estación	Estado de operación de la estación
1	MICHOACAN	19/09/1985	Arcilla	8.1	CDMX	19.39469	-99.14868	SCT1	SCT B-1	I de I-UNAM	Fuera de operación en definitivo
2	COLIMA	22/01/2003	Arcilla	7.60	CDMX	19.493	-98.973	<u>TXS1</u>	TEXCOCO SITIO 1 SUPERFICIE	I de I-UNAM	Fuera de operación en definitivo
3	COLIMA	09/10/1995	Arcilla	7.30	CDMX	19.394694	-99.148678	<u>SCT2</u>	SCT B-2	I de I-UNAM	Actualmente en operación
4	GUERRERO-OAXACA	14/09/1995	Arcilla	7.20	CDMX	19.394694	-99.148678	<u>SCT2</u>	SCT B-2	I de I-UNAM	Actualmente en operación
5	COLIMA	22/01/2003	Arcilla	7.60	CDMX	19.394694	-99.148678	<u>SCT2</u>	SCT B-2	I de I-UNAM	Actualmente en operación
6	COLIMA	22/01/2003	Arcilla	7.60	CDMX	19.39469	-99.14868	<u>SCT1</u>	SCT B-1	I de I-UNAM	Fuera de operación en definitivo
7	GUERRERO	20/03/2012	Arcilla	7.40	CDMX	19.394694	-99.148678	<u>SCT2</u>	SCT B-2	I de I-UNAM	Actualmente en operación

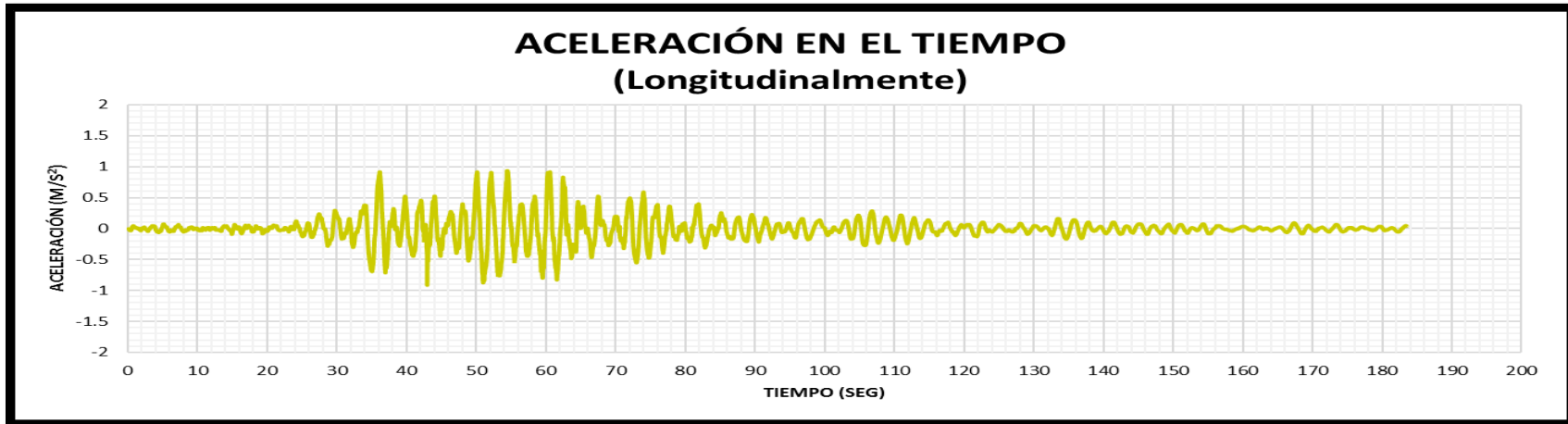


Figura 52 Registro de acelerograma de la SCT, correspondiente al sismo del 19 de septiembre de 1985 (dirección longitudinal)

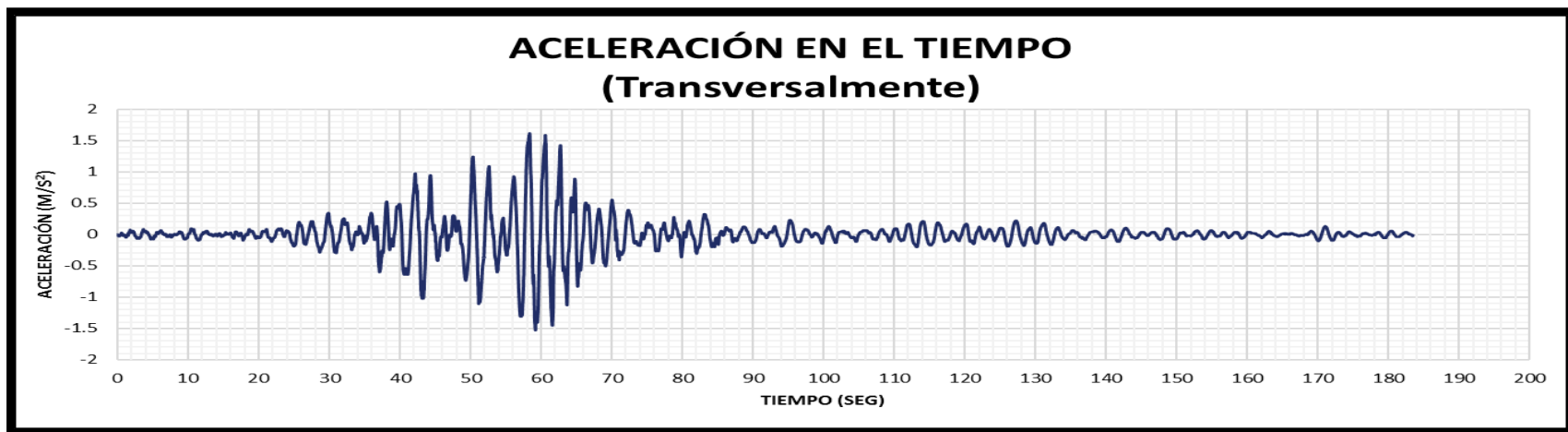


Figura 53 Registro de acelerograma de la SCT, correspondiente al sismo del 19 de septiembre de 1985 (dirección transversal)

4.3 ESPECTROS DE RESPUESTA

Los espectros de respuesta forman una parte fundamental en la ingeniería sísmica. Son gráficas que relacionan la respuesta máxima (de desplazamiento, velocidad, aceleración, o según sea el parámetro de interés) producida por una acción sísmica con el periodo natural (T_n) o la frecuencia (f_n) de un sistema de un grado de libertad.

Dependiendo del comportamiento del material, los espectros pueden ser elásticos o inelásticos de ductilidad uniforme. En estos últimos se caracteriza normalmente el sistema de un grado de libertad con comportamiento elasto-plástico.

Los espectros de respuesta más utilizados son de pseudo-aceleración, pseudo-velocidad y de desplazamientos; la palabra pseudo se refiere a que no se obtiene de la forma convencional, la cual sería mediante la derivación de los desplazamientos, obtener las velocidades y posteriormente mediante la derivación de estas obtener las aceleraciones. Se calculan a partir de los espectros de respuesta de desplazamientos, y en un intervalo de periodos tienen valores muy aproximados a los obtenidos de forma convencional.

La obtención de los espectros de respuesta se logró mediante el programa “**SEISMOSIGNAL**”, que facilita la obtención de espectros de respuesta tanto elásticos como inelásticos en cuestión de segundos. Cabe mencionar que todos los espectros obtenidos para esta investigación son de pseudo-aceleraciones del tipo elástico y cuentan con un amortiguamiento del 5%.

En las **Figura 54** y **Figura 55**, se observan los espectros de respuesta para un 5% de amortiguamiento obtenidos para el sismo del 19 de septiembre de 1985; la gráfica de la **Figura 54**, muestra que el espectro de respuesta correspondiente en dirección longitudinal tiene una pseudo-aceleración máxima de 620 gales para un periodo de 2.05 seg. Por otro lado, en la gráfica de la **Figura 55** se representa el espectro correspondiente a la dirección transversal, la pseudo-aceleración máxima es de 950 gales para un periodo de 2.02 seg.

Se observa también que los periodos de mayor amplificación para este tipo de suelo, de acuerdo con todos los espectros de estudio, está contenido en el intervalo de 1.5 a 2.5 segundos.

Los espectros de respuesta de los demás acelerogramas seleccionados para esta investigación, se presentan en los anexos (espectros de respuesta).

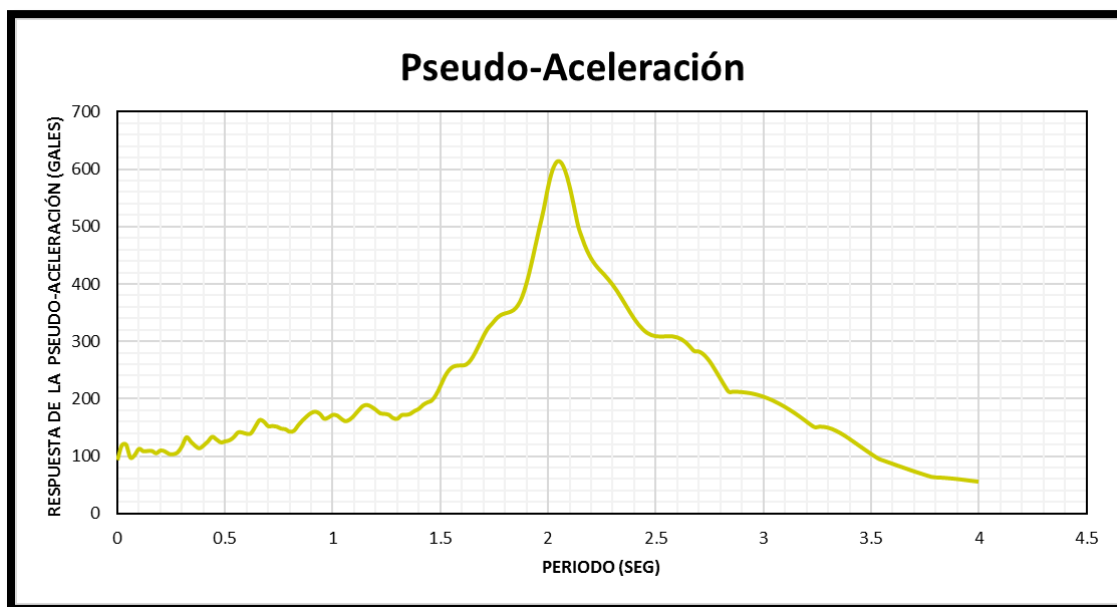


Figura 54 Espectro de respuesta de pseudo-aceleración correspondientes al sismo del 19 de septiembre de 1985 (dirección longitudinal)

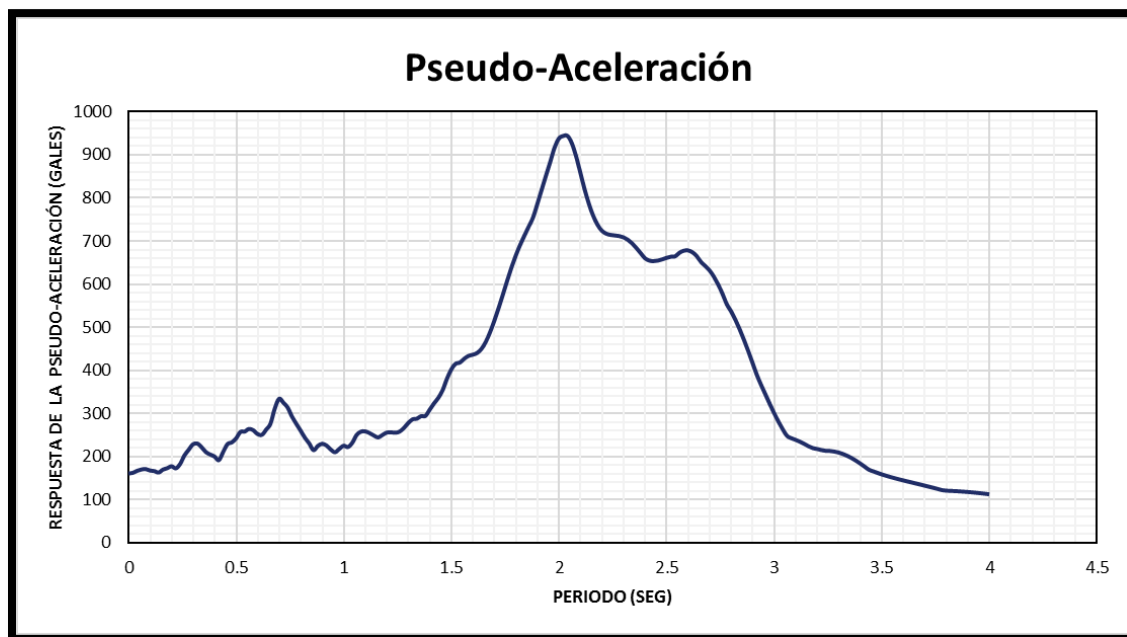


Figura 55 Espectro de respuesta de pseudo-aceleración correspondientes al sismo del 19 de septiembre de 1985 (dirección transversal)

CAPÍTULO V

MODELO ANALÍTICO DEL PUENTE DE ESTUDIO

El modelo del puente de esta investigación se realizó con el programa “SAP2000” (Figura 56). Este programa tiene como base el método de rigideces y permite la implementación de elementos estructurales con comportamiento elástico lineal y comportamiento inelástico.



Figura 56 Modelo del puente de investigación

El método de rigideces o también conocido como método de desplazamientos, es un método de cálculo utilizado para la solución de estructuras hiperestáticas, formadas por barras con nudos en sus dos extremos. Los análisis estructurales, dinámicos lineales y dinámicos no lineales se realizan con el método paso a paso de evaluación de la respuesta. Dicho de otra forma, la solución de las ecuaciones de equilibrio que se establecen con el método de rigideces conducen a la obtención de los desplazamientos de todos los grados de libertad de la estructura.

Cada uno de los elementos del puente (columnas, cabezal, traveses, muro diafragma, etc.) se modeló de acuerdo a los diversos tipos de elementos que proporciona el programa antes mencionada; en los subcapítulos siguientes se muestran cada uno de estos.

Para revisar la efectividad del dispositivo de control propuesto, fue necesario realizar la modelación de 3 tipos diferentes de puentes (A, B y C); el primer modelo (A) corresponde al puente de estudio sometido a los acelerogramas sin la inclusión de barras de acero, el segundo (B) y tercer modelo (C), ya contienen el

dispositivo disipador de energía; la diferencia existe en el número de barras de acero que contiene cada modelo, ya que el primero cuenta con la presencia de 32 barras de acero por cabezal, separadas a una distancia de 42 cm entre barras y conteniendo dos barras de acero entre viga a viga. Por otro lado, el tercer modelo cuenta con 48 barras de acero por cabezal, separadas a una distancia de 32 cm entre si y conteniendo tres barras de acero entre viga a viga. Otra variante importante que se realizó, es que a los modelos con inclusiones de barras a su vez se separan en 4 modelos; debido a que se consideraron 4 diámetros de barras de acero, siendo estos los más comunes, todo esto se muestra con mayor claridad en la **Tabla 4**.

Tabla 4 Plan de modelación del puente de estudio

PLAN DE MODELACIÓN DEL PUENTE DE ESTUDIO			
Puente	No de barras	Diametros (cm)	Acelerogramas
A	sin barras	Ninguno	SCT1 - 19/09/1985
			TXS1 - 22/01/2003
			SCT2 - 09/10/1995
			SCT2 - 14/09/1995
			SCT2 - 22/01/2003
			SCT1 - 22/01/2003
			SCT2 - 20/03/2012
B	32	0.79	SCT1 - 19/09/1985
			TXS1 - 22/01/2003
		0.95	SCT2 - 09/10/1995
			SCT2 - 14/09/1995
		1.27	SCT2 - 22/01/2003
			SCT1 - 22/01/2003
		1.59	SCT2 - 20/03/2012
		C	48
TXS1 - 22/01/2003			
0.95	SCT2 - 09/10/1995		
	SCT2 - 14/09/1995		
1.27	SCT2 - 22/01/2003		
	SCT1 - 22/01/2003		
1.59	SCT2 - 20/03/2012		
Total de Modelos			

5.1 MATERIALES EMPLEADOS EN LOS PUENTES

Para el diseño de este puente se consideraron dos tipos de materiales, concreto y acero. Se utilizaron dos valores de la resistencia a la compresión ($f'c$) del concreto dependiendo del tipo de elementos del puente.

Por otro lado, el acero que fue considerado es el utilizado en la fabricación de los apoyos de neoprenos y también fue el mismo con el que se crearon las barras (disipador de energía) para fines de esta investigación dicho material fue un acero ASTM A36.

Las propiedades de los materiales antes mencionados se muestran con mayor claridad en la **Tabla 5**.

Tabla 5 Propiedades de los materiales

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES							
Materiales	$f'c$ (Ton/m ²)	Fy (Ton/m ²)	E (Ton/m ²)	ν	α (mm/mm/°C)	γ (Ton/m ³)	G (Ton/m ²)
CONCRETO	2500	No aplica	2534563.5	0.2	9.90E-06	2.4028	1056068.1
	3000	No aplica	2534563.5	0.2	9.90E-06	2.4028	1056068.1
ACERO (A36)	No aplica	25300	21000000	0.3	1.20E-05	7.86	8086349.57

Las propiedades mostradas en la **Tabla 5** se definen como:

- $f'c$** Resistencia del material a la compresión por unidad de área.
- Fy** Resistencia a la tensión del material por unidad de área.
- E** También llamado Modulo de Young, es la relación entre esfuerzo y la deformación unitaria de un material cuando está sometido a acciones de tensión o compresión.
- ν** Coeficiente de Poisson, es la relación que existe del estrechamiento de una sección prismática cuando es deformada en dirección perpendicular al estrechamiento.
- α** Es el cambio relativo de la longitud o volumen que se produce en un elemento sólido o líquido debido al cambio de temperatura.
- γ** Es la relación de la masa de un cuerpo con respecto a su volumen.
- G** También llamado módulo de cortante es la relación de la deformación de un elemento al aplicarse una fuerza sin representar un cambio de volumen.

5.2 ELEMENTOS DE MODELACIÓN DE LOS PUENTES

5.2.1 ELEMENTOS TIPO BARRA (FRAME)

Son aquellos que se representan mediante una línea recta y sus propiedades como $f'c$, E , ν , γ , etc. se definen de acuerdo al material del que están compuestos, así como el tipo de sección transversal con la que cuenta dichos elementos (cuadrada, circular, rectangular, etc.). Tienen seis grados de libertad (tres de traslación y tres de rotación) en cada uno de los dos nudos que los conforman. Con estos elementos se modelaron las columnas, el cabezal de cada pila, muros diafragma y las vigas tipo AASTHO IV, cabe mencionar que estos elementos estructurales se consideraron con comportamiento elástico (**Figura 57 Elementos tipo barra que conforman el modelo**).

Para los elementos como columnas y el cabezal se utilizó concreto con $f'c = 3000$ Ton/m², debido a que la subestructura es la parte en la cual se concentran los mayores esfuerzos de compresión, mientras que para los diafragmas se utilizó concreto con $f'c = 2500$ Ton/m² y para las traves tipo AASHTO $f'c = 3000$ Ton/m².

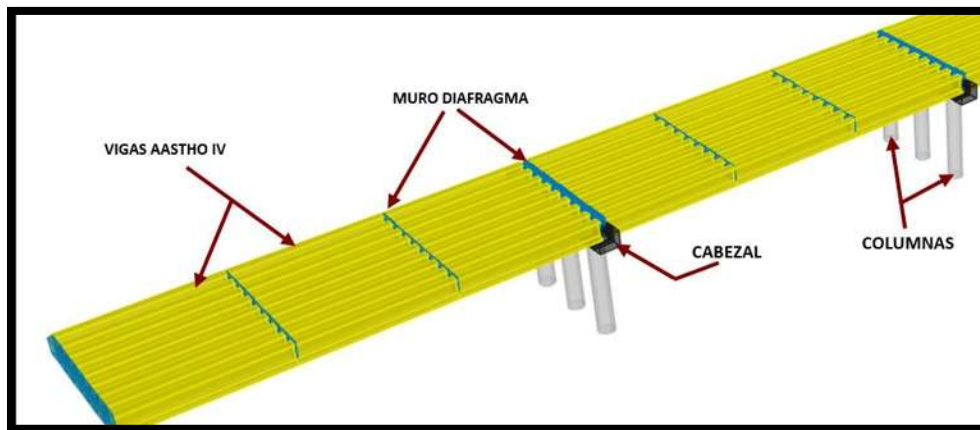


Figura 57 Elementos tipo barra que conforman el modelo

Los tableros de un puente simplemente apoyado trabajan de forma independiente unos de otros. Para lograr este efecto en el programa SAP2000 se implementó el uso de barras auxiliares (**Figura 58**) cuyo peso fue despreciable, además de otorgarles una rigidez elevada con el fin de no afectar el comportamiento de los demás elementos del puente; estos elementos permiten la unión de las vigas al cabezal manteniendo la independencia de estas (no existe unión de las vigas de un tablero con las vigas del tablero subsecuente).

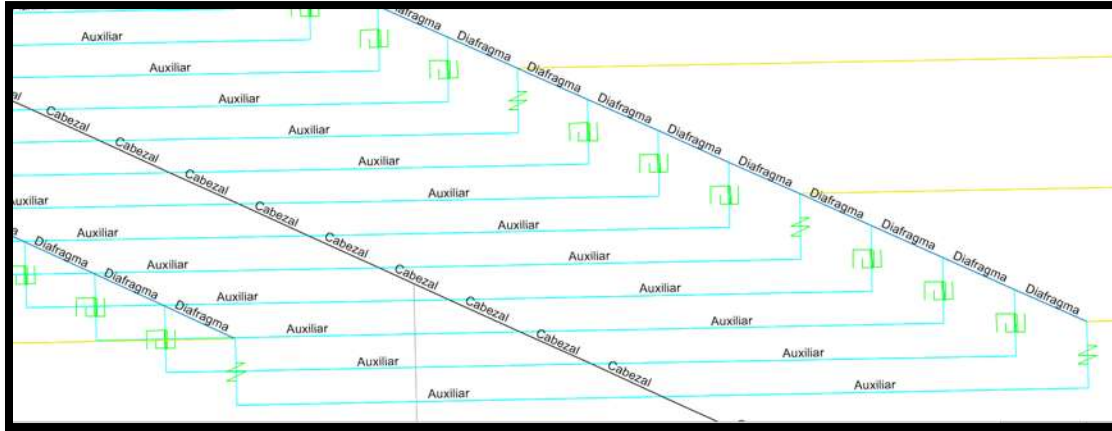


Figura 58 Barras auxiliares del modelo

5.2.2 ELEMENTOS TIPO LINK

Estos elementos tienen una gran similitud al de los resortes y permiten modelar un comportamiento bilineal. Debido a que los disipadores de energía tienen comportamiento elastoplástico, se modelaron con este tipo de elemento; todos los demás elementos estructurales se consideraron con comportamiento elástico.

El modelo de los disipadores de energía (barras de acero) se implementó con el uso de elementos tipo “Link-Plastic (Wen)” con comportamiento bilineal. Para los apoyos de neopreno se utilizaron los elementos “Link-linear” de comportamiento lineal.

La hipótesis de comportamiento elástico de todos los elementos estructurales, exceptuando los disipadores de energía, se debe a que se busca que la disipación de energía en estos dispositivos origine que los demás se mantengan en el intervalo de comportamiento elástico.

De acuerdo con las dimensiones mencionadas de los apoyos de neopreno en el subcapítulo 4.1.1.1, se modelaron dos tipos de apoyos: fijo y móvil; estos tienen una dureza Shore 60 de acuerdo con ASTM, y cuentan con las características mostradas en la **Tabla 6**.

Tabla 6 Rigideces de apoyos de neopreno

RIGIDECES DE APOYOS DE NEOPRENO								
Tipo de apoyos	G (Ton/m ²)	k (Ton/m ²)	"b" y "d" (m)	Área (m ²)	h _t (m)	e _n (m)	Kh (Ton/m)	Kv (Ton/m)
FIJO	101.97	1719.24	0.3	0.09	0.032	0.013	286.79	4458.91
MÓVIL	101.97	1719.24	0.3	0.09	0.045	0.013	203.94	3170.78

Una característica que requiere el programa SAP2000, para el modelo de todos los elementos tipo link es las rigidez horizontal y vertical. Debido a que esta no es una característica comúnmente proporcionada por el fabricante se debe calcular.

Ya que los apoyos se consideraron cuadrados, la rigidez horizontal es la misma en dirección longitudinal y transversal del puente. El cálculo de las rigideces de los apoyos de neopreno mostradas en la **Tabla 6**, fueron obtenidas con las **ecuaciones 5.1, 5.2 y 5.3**.

$$S = \frac{bd}{2e_n(b+d)} \tag{5.1}$$

$$k_h = \frac{GA}{h_t} \tag{5.2}$$

$$k_v = \frac{6GS^2Ak}{(6GS^2+k)h_t} \tag{5.3}$$

Donde:

b y d Dimensiones en planta del apoyo de neopreno.

e_n Espesor de la capa intermedia de neopreno.

K_h Rigidez horizontal del apoyo de neopreno.

K_v Rigidez vertical del apoyo de neopreno.

G Módulo de rigidez a cortante.

A Área del apoyo de neopreno.

h_t Área del apoyo de neopreno.

k Módulo de compresibilidad.

S Factor de forma de una capa de neopreno.

Las barras disipadoras de energía fueron modeladas considerando un material ASTM A36 y utilizando los diámetros mencionados en la **Tabla 7**.

Tabla 7 Especificaciones de las varillas

ESPECIFICACIONES DE VARILLAS					
No. Varilla	Diámetro		Peso	Perímetro (mm)	Área (cm ²)
	pulgadas	cm	Ton/m		
2.5	5/16	0.79	0.000384	2.48	0.49
3	3/8	0.95	0.000557	2.98	0.71
4	1/2	1.27	0.000996	3.99	1.27
5	5/8	1.59	0.00156	5	1.99

Para el cálculo de las rigideces de las barras se utilizaron las **ecuaciones 5.4 a 5.10**

$$4 \leq \frac{L}{D} \quad 5.4$$

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} \quad 5.5$$

$$I = \frac{\pi * D^4}{64} \quad 5.6$$

$$M_y = \frac{F_y * I}{\frac{D}{2}} \quad 5.7$$

$$\Delta_y = \frac{M_y * L^2}{6 * E * I} \quad 5.8$$

$$k_v = \frac{E * A}{L} \quad 5.9$$

$$k_h = \frac{12 * E * I}{L^3} \quad 5.10$$

Donde:

- L** Longitud de la barra.
- D** Diámetro seleccionado de barra.
- A** Área de la barra.
- I** Inercia de la barra.
- My** Momento resistente de la barra.
- E** Módulo de elasticidad del acero A36.
- Δ_y Deformación transversal de la barra.
- K_h** Rigidez horizontal de las barras.
- K_v** Rigidez vertical de las barras.
- F_y** Fluencia del acero.

Dando como resultado las rigideces mostradas en la **Tabla 8**.

Tabla 8 Rigideces de las barras disipadoras de energía

RIGIDECES DE LAS BARRAS			
No. Varilla	Kv (Ton/m)	Kh (Ton/m)	Fy por barra (Ton)
5/16	32574.389	1526.924	0.078
3/8	39171.733	1836.175	0.112
1/2	52366.423	2454.676	0.200
5/8	65561.112	3073.177	0.314

Cabe notar que para los elementos tipo Plastic (Wen), se debe proporcionar también la fuerza F_y que origina la influencia de la barra (**Tabla 8**), y este se obtiene con la **ecuación 5.11**.

$$F_y = k_h * \Delta_y \quad 5.11$$

5.2.3 ELEMENTOS TIPO ÁREA (SHELL)

Permite modelar elementos cuyas dimensiones en planta son mucho mayores que su espesor. La losa del puente se diseñó con elementos elásticos "Shell-Thin", con seis grados de libertad (tres de traslación y tres de rotación) en cada uno de sus cuatro nodos.

Cada uno de los elementos Shell-Thin que componen los claros del puente en tableros se dividió en elementos más pequeños utilizando como límites las vigas y muros diafragma. Esta división debería ser mayor si se pretendiera analizar los esfuerzos de la losa, sin embargo, como este no es el propósito del trabajo se consideró este como un tamaño adecuado (**Figura 59**).

La resistencia a compresión de la losa es de $f'_c = 250 \text{ Ton/m}^2$, con un espesor de 0.20 m. Sobre esta losa se encuentra la carpeta de rodamiento de asfalto y tiene un espesor de 10 cm. Se agregó un peso adicional a la losa de 0.21 Ton/m^2 correspondiente a la carpeta de rodamiento.

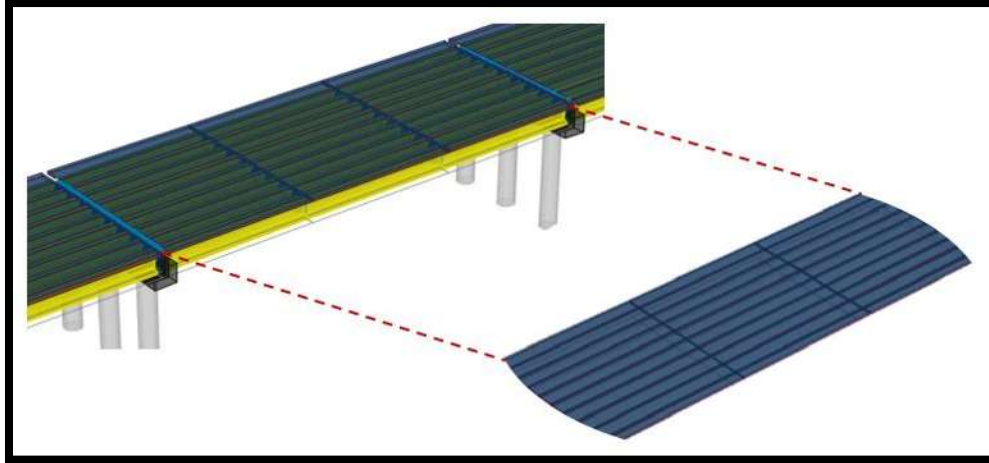


Figura 59 División de los elementos tipo Shell-Thin para el análisis

5.2.4 CONDICIONES DE APOYO

Como ya se mencionó con anterioridad los elementos de la subestructura del puente son las pilas y los estribos. El suelo se considera rígido, por ello la forma de modelar los elementos ya mencionados en SAP2000, es considerándolos apoyos empotrados (Figura 60).

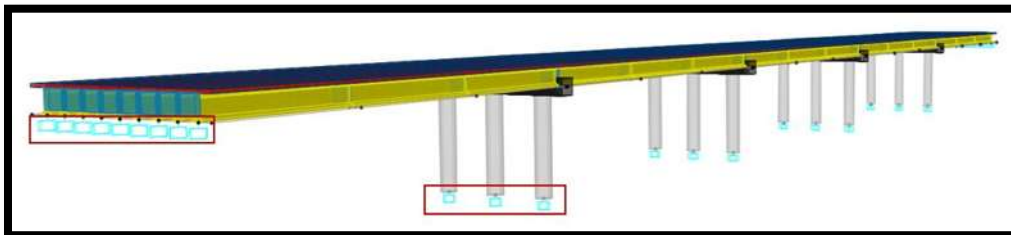


Figura 60 Condiciones de apoyo (empotramientos)

5.3 MODOS DE VIBRAR DEL PUENTE DE ESTUDIO

Los puentes y cualquier otra estructura son tridimensionales, debido a esto pueden presentar desplazamientos o deformaciones en las tres direcciones del espacio, donde esta contenidas, así mismo pueden presentar giros (rotaciones). Un modo de vibrar se define como las posibles formas de oscilar de una estructura. En general, una estructura tiene tantos modos de vibrar como grados de libertad; sin embargo, los primeros modos suelen tener la mayor contribución

en la respuesta sísmica. El número adecuado de modos a considerar en los análisis depende de los factores de participación de masas.

El cálculo de los modos de vibrar de una estructura es fundamental para conocer las fuerzas que actuarán sobre la estructura, es decir, los esfuerzos a los que se verán sometidas los elementos del puente (pilas, vigas, etc.) y así proceder a su diseño.

En la **Tabla 9**, se observan los periodos obtenidos del SAP2000, de tres de los modelos; el primero modelo corresponde al puente original, el segundo cuenta con 32 barras, las cuales tienen un diámetro de 0.79 cm, y el tercer modelo cuenta con 48 barras de 1.59 cm de diámetro. Con esto se muestra la variabilidad de los periodos de vibrar de los modelos.

Los valores presentados en la tabla corresponden a los dos primeros periodos de vibrar de los modelos. En la **Tabla 9** se muestran los periodos asociados al comportamiento elástico de las barras y los periodos obtenidos cuando las barras ya alcanzaron la fluencia.

Tabla 9 Periodos de vibrar de algunos modelos

PERIODOS DE VIBRAR				
MODELO	ZONA ELASTICA		ZONA PLASTICA	
	MODO 1	MODO 2	MODO 1	MODO 2
Sin la inclusión de barras			0.935 seg	0.809 seg
Inclusión de 32 barras con un diametro de 0.79 cm	0.727 seg	0.586 seg	0.934 seg	0.808 seg
Inclusión de 48 barras con un diametro de 1.59 cm	0.717 seg	0.574 seg	0.936 seg	0.8085 seg

Como ya se mostró en el apartado 4.3 y considerando los periodos obtenidos de los modelos, se observa que los periodos nos llevan a tener pseudo-aceleraciones de los modelos de entre 200 a 400 gales.

CAPITULO VI

RESPUESTA SÍSMICA DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES

Para la obtención de resultados de esta investigación se optó por seleccionar un nodo superior de una de las columnas correspondiente a una de las pilas centrales de los puentes de estudio, para así obtener la respuesta de estos ante las acciones sísmicas antes y después de la inclusión del dispositivo de energía (barras de acero) **Figura 61**.

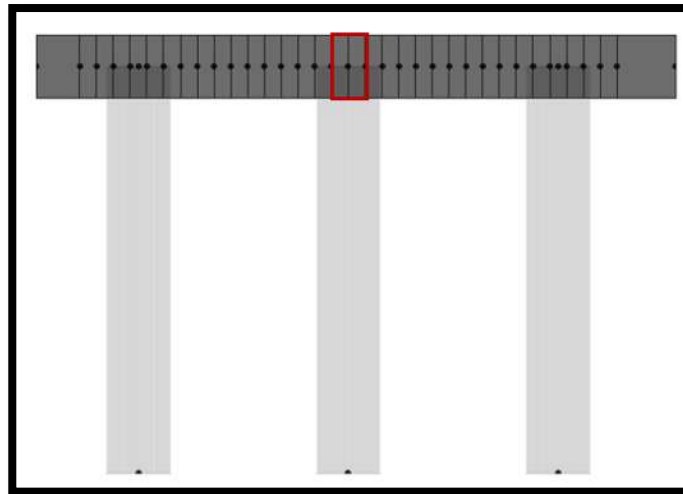


Figura 61 Nodo seleccionado para obtener las respuestas ante las acciones sísmicas

La razón por la cual fue seleccionado este nodo para revisar las respuestas sísmicas, se debe a que los daños sísmicos frecuentemente se presentan en las pilas de los puentes. Por la importante relación que existe entre la demanda de desplazamientos y los daños que una estructura tiene, la reducción de desplazamientos en las columnas conduce a presentar menor daño al incluir las barras de acero.

Un aspecto importante a considerar en este sistema es la versatilidad que tienen los modelos estructurales reforzados; se puede seleccionar el número de barras y su diámetro, de forma que variando esos dos parámetros es posible tener una variedad de posibles resistencias y rigideces de las barras que, combinadas con las características particulares de cada puente, hacen muy atractivo el dispositivo para mejorar la respuesta sísmica esperada en los puentes.

6.1 RESPUESTA SÍSMICA DE LOS MODELOS CON LA INCLUSION DE 32 y 48 BARRAS DE ACERO

Como se observó en la **Tabla 4** del capítulo 5, el número total de los modelos evaluados fue de 63; siendo estos analizados en dos direcciones: longitudinal y transversal. Debido a la vasta cantidad de resultados, es complicado mostrar todos, por lo que se tomó uno como ejemplo, para posteriormente mostrar los datos más representativos (máximos), obtenidos del resto de los modelos.

Las

Figura 62 y **Figura 63** muestra las gráficas de la historia de desplazamientos longitudinal y transversal obtenidos del programa SAP2000 al incluir 32 barras. Se presenta el caso de un diámetro de 0.79 cm correspondiente al puente que fue sometido al acelerograma del sismo del 19 de septiembre de 1985.

Se observa que los mayores desplazamientos se obtuvieron en dirección longitudinal; de acuerdo a la gráfica de la **Figura 62**, el mayor desplazamiento X_{max} longitudinal que se tuvo del modelo sin la inclusión de barras de acero fue de 0.023 cm a los 61 seg y una vez incluidas las barras de acero el desplazamiento X_{max} alcanzado fue de 0.02 cm a los 52 seg. Por otro lado, se observa en la gráfica de la **Figura 63** que el mayor desplazamiento Y_{max} transversalmente logrado sin la inclusión de barras de acero fue de 0.007 cm a los 63 seg; el desplazamiento máximo con la inclusión de barras fue el mismo que sin barras, es decir, aunque existe reducción en el desplazamiento es prácticamente nulo.

A continuación se revisan los resultados obtenidos con 48 barras de acero; en las **Figura 64** y **Figura 65**, se muestran las gráficas trazadas a partir de los desplazamientos del puente analizado. Para lograr una mejor observación y comparación de resultados, se consideraron las mismas condiciones que para la inclusión de 32 barras.

De acuerdo con la gráfica de la **Figura 64**, el mayor desplazamiento X_{max} longitudinal que se tuvo con el modelo sin original fue de 0.023 cm a los 60 seg y una vez incluidas las barras de acero el desplazamiento X_{max} alcanzado fue de 0.019 cm a los 52 seg. Por otro lado, la gráfica de la **Figura 65** muestra que el mayor desplazamiento Y_{max} en dirección transversal logrado sin la inclusión de barras de acero fue de 0.007 cm a los 63 seg; el desplazamiento máximo con la inclusión de barras fue el mismo que sin barras, es decir, aunque existe reducción en el desplazamiento es prácticamente nulo.

Para simplificar el análisis de todos los desplazamientos máximos obtenidos para la inclusión de 32 y 48 barras, en ambas direcciones (140 gráficas), se optó por la elaborar tablas que permitieran a manera de resumen mostrar las características

más representativas (desplazamientos X_{max} y Y_{max}), considerando los modelos sin barras y con barras. Estos últimos a su vez se clasificaron de acuerdo con el diámetro de las barras y los acelerogramas correspondientes (**Tabla 10** a **Tabla 13**).

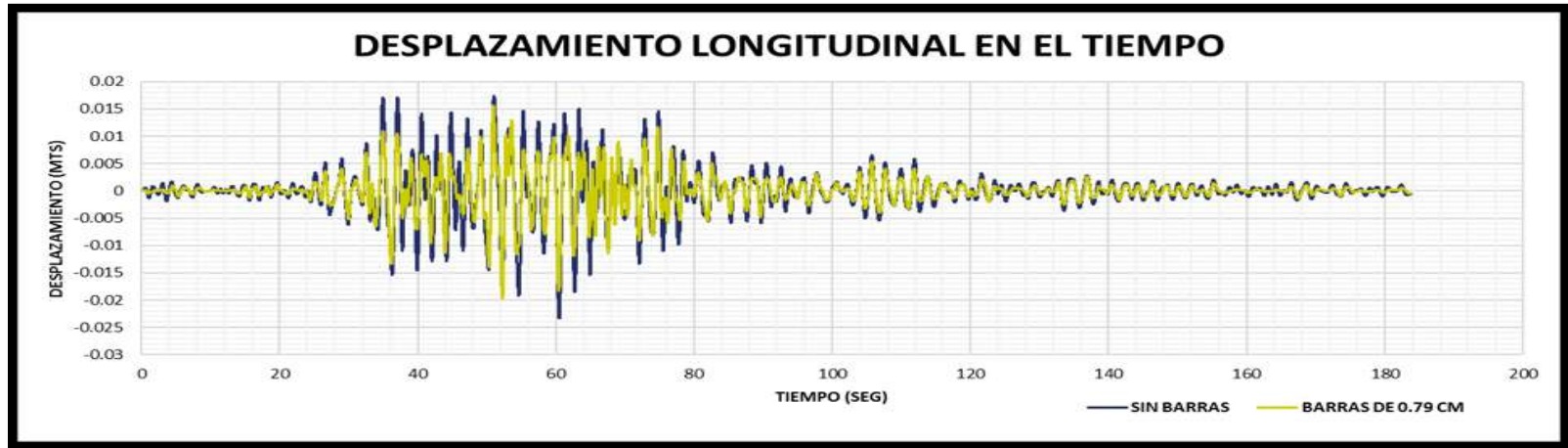


Figura 62 Historia de los desplazamientos en el tiempo (dirección longitudinal). Inclusión de 32 barras

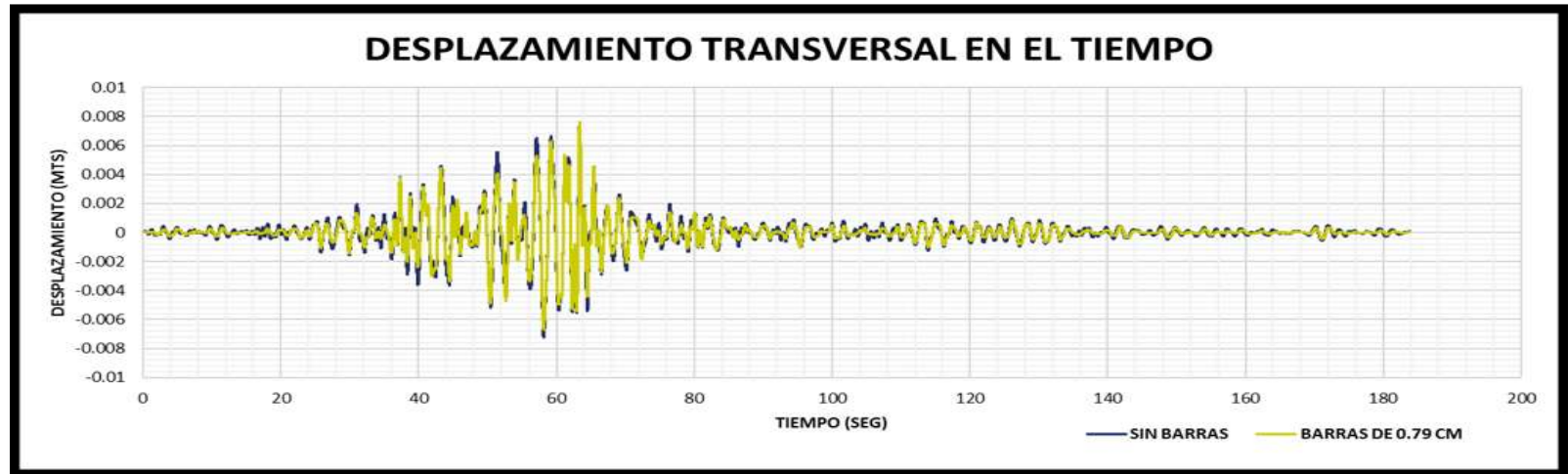


Figura 63 Historia de los desplazamientos en el tiempo (dirección transversal). Inclusión de 32 barras

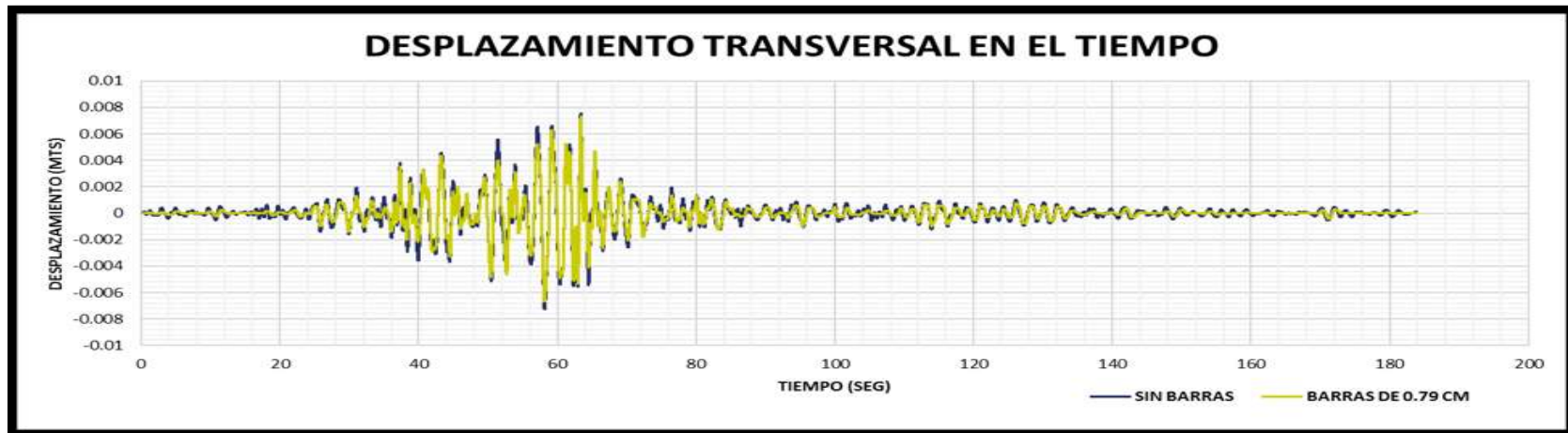


Figura 64 Historia de los desplazamientos en el tiempo (dirección longitudinal). Inclusión de 48 barras

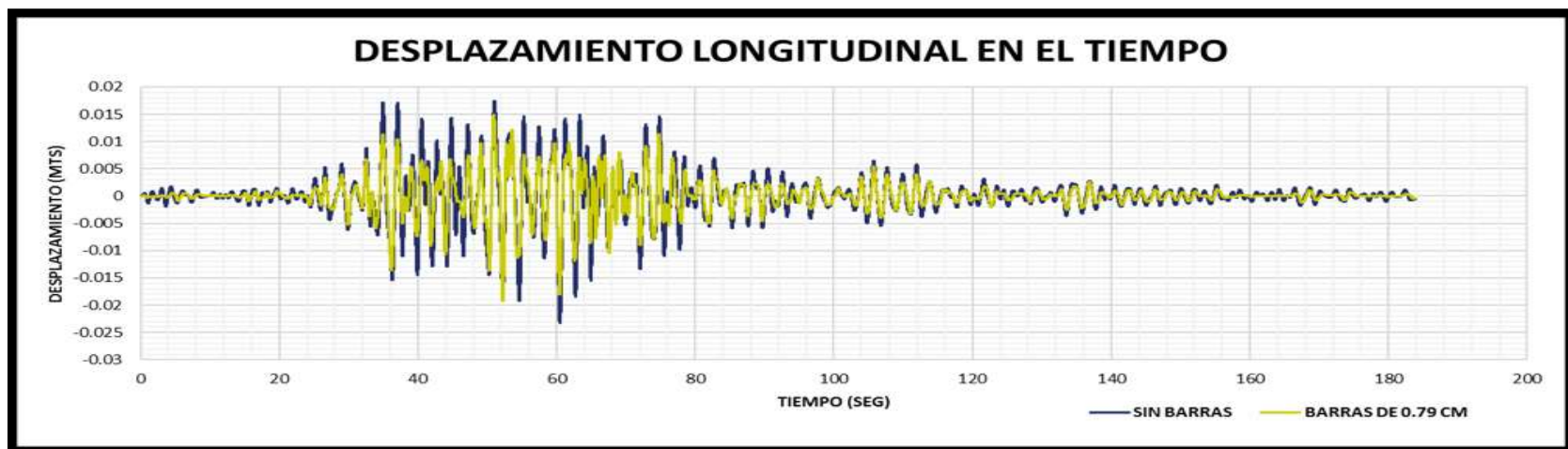


Figura 65 Historia de los desplazamientos en el tiempo (dirección transversal). Inclusión de 48 barras

Tabla 10 Registro de los desplazamientos máximos, sin la inclusión de barras y con la inclusión de 32 barras (dirección longitudinal)

LONGITUDINALMENTE				
INCLUSION DE BARRAS	No. DE BARRAS	Ø DIAMETROS (cms)	ACELEROGRAMA	DESPLAZAMIENTOS EN COLUMNAS (mts)
				Xmax
SI	32	0.79	1	0.0199
			2	0.0047
			3	0.0015
			4	0.0050
			5	0.0028
			6	0.0036
			7	0.0071
		0.95	1	0.0193
			2	0.0045
			3	0.0014
			4	0.0048
			5	0.0027
			6	0.0037
			7	0.0066
		1.27	1	0.0184
			2	0.0041
			3	0.0011
			4	0.0045
			5	0.0025
			6	0.0036
			7	0.0061
		1.59	1	0.0179
			2	0.0039
			3	0.0004
			4	0.0037
			5	0.0023
			6	0.0034
			7	0.0056
NO		1	0.0234	
		2	0.0059	
		3	0.0026	
		4	0.0080	
		5	0.0038	
		6	0.0050	
		7	0.0104	

Tabla 11 Registro de los desplazamientos máximos, sin la inclusión de barras y con la inclusión de 32 barras (dirección transversal)

TRANSVERSALMENTE				
INCLUSION DE BARRAS	No. DE BARRAS	Ø DIAMETROS (cms)	ACELEROGRAMA	DESPLAZAMIENTOS EN COLUMNAS (mts)
				Ymax
SI	32	0.79	1	0.0076
			2	0.0005
			3	0.0003
			4	0.0014
			5	0.0009
			6	0.0007
			7	0.0014
		0.95	1	0.0073
			2	0.0005
			3	0.0002
			4	0.0013
			5	0.0009
			6	0.0007
			7	0.0013
		1.27	1	0.0068
			2	0.0003
			3	0.0000
			4	0.0012
			5	0.0007
			6	0.0006
			7	0.0011
		1.59	1	0.0065
			2	0.0001
			3	0.0000
			4	0.0011
			5	0.0004
			6	0.0002
			7	0.0009
NO			1	0.0076
			2	0.0007
			3	0.0005
			4	0.0017
			5	0.0011
			6	0.0010
			7	0.0019

Tabla 12 Registro de los desplazamientos máximos, sin la inclusión de barras y con la inclusión de 48 barras (dirección longitudinal)

LONGITUDINALMENTE				
INCLUSION DE BARRAS	No. DE BARRAS	Ø DIAMETROS (cms)	ACELEROGRAMA	DESPLAZAMIENTOS EN COLUMNAS (mts)
				Xmax
SI	48	0.79	1	0.0192
			2	0.0045
			3	0.0015
			4	0.0048
			5	0.0027
			6	0.0037
			7	0.0065
		0.95	1	0.0186
			2	0.0042
			3	0.0013
			4	0.0047
			5	0.0026
			6	0.0037
			7	0.0063
		1.27	1	0.0179
			2	0.0039
			3	0.0004
			4	0.0039
			5	0.0022
			6	0.0035
			7	0.0056
		1.59	1	0.0172
			2	0.0031
			3	0.0001
			4	0.0031
			5	0.0010
			6	0.0021
			7	0.0051
NO			1	0.0234
			2	0.0059
			3	0.0026
			4	0.0080
			5	0.0038
			6	0.0050
			7	0.0104

Tabla 13 Registro de los desplazamientos máximos, sin la inclusión de barras y con la inclusión de 32 barras (dirección transversal)

TRANSVERSALMENTE				
INCLUSION DE BARRAS	No. DE BARRAS	Ø DIAMETROS (cms)	ACELEROGRAMA	DESPLAZAMIENTOS EN COLUMNAS (mts)
				Ymax
SI	48	0.79	1	0.0073
			2	0.0005
			3	0.0002
			4	0.0013
			5	0.0009
			6	0.0007
			7	0.0013
		0.95	1	0.0070
			2	0.0004
			3	0.0001
			4	0.0012
			5	0.0009
			6	0.0007
			7	0.0012
		1.27	1	0.0065
			2	0.0001
			3	0.0000
			4	0.0011
			5	0.0004
			6	0.0003
			7	0.0009
		1.59	1	0.0063
			2	0.0000
			3	0.0000
			4	0.0005
			5	0.0001
			6	0.0001
			7	0.0004
NO			1	0.0076
			2	0.0007
			3	0.0005
			4	0.0017
			5	0.0011
			6	0.0010
			7	0.0019

Otra parte importante de los resultados obtenidos son los ciclos de carga y descarga en los modelos analíticos de los puentes; estos son también llamados ciclos histeréticos, ya que estos nos indica el comportamiento (funcionamiento) de las barras de acero disipadoras de energía; si estos ciclos histeréticos muestran un comportamiento lineal (diagonal), significa que se mantienen en el intervalo elástico lo que no es deseable. En cambio, si estos ciclos presentan un comportamiento como el mostrado en la **Figura 66**, la respuesta incursiona en el intervalo inelástico disipando energía.

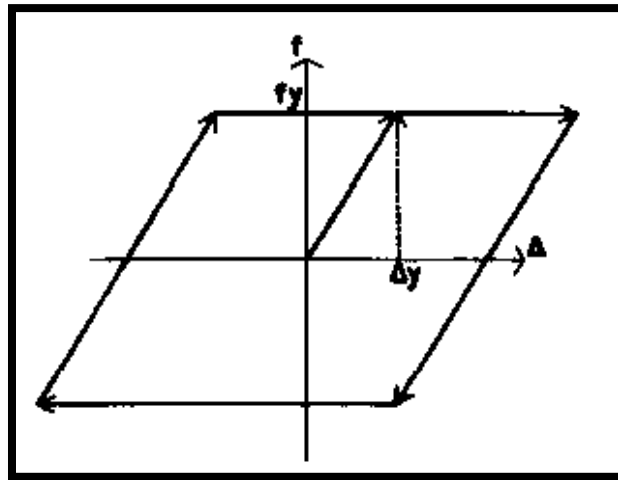


Figura 66 Comportamiento de los ciclos histereticos

El cambio de rigidez muestra la fluencia del material, es decir, que las barras disipan energía producida por las acciones sísmicas, la cual es equivalente al área bajo la curva. Mientras más amplia es el área bajo la curva, la disipación de energía es mayor y por lo tanto sus efectos son más benéficos en los puentes.

En las **Figura 67** a **Figura 70**, se muestran los ciclos histeréticos obtenidos de programa SAP2000, correspondientes a un puente, con 32 y 48 barras las cuales cuentan con un diámetro de 0.79 cm, sometido al acelerograma de 19 de septiembre de 1985 de las barras al ser sometidas a las acciones producidas por los acelerograma mencionados en el capítulo 3.

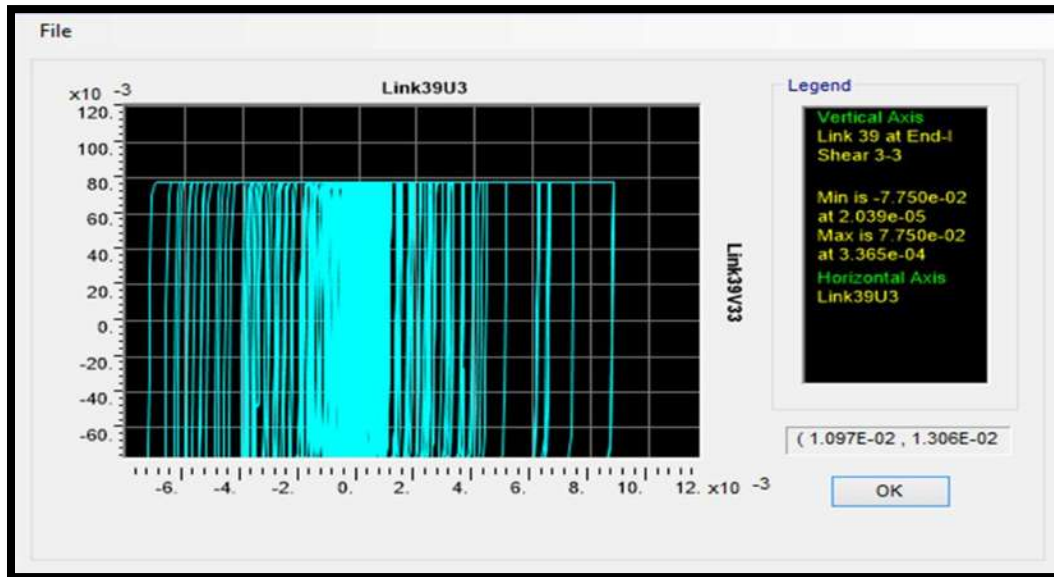


Figura 67 Comportamiento histeretico producido por la inclusión de 32 barras en dirección longitudinal

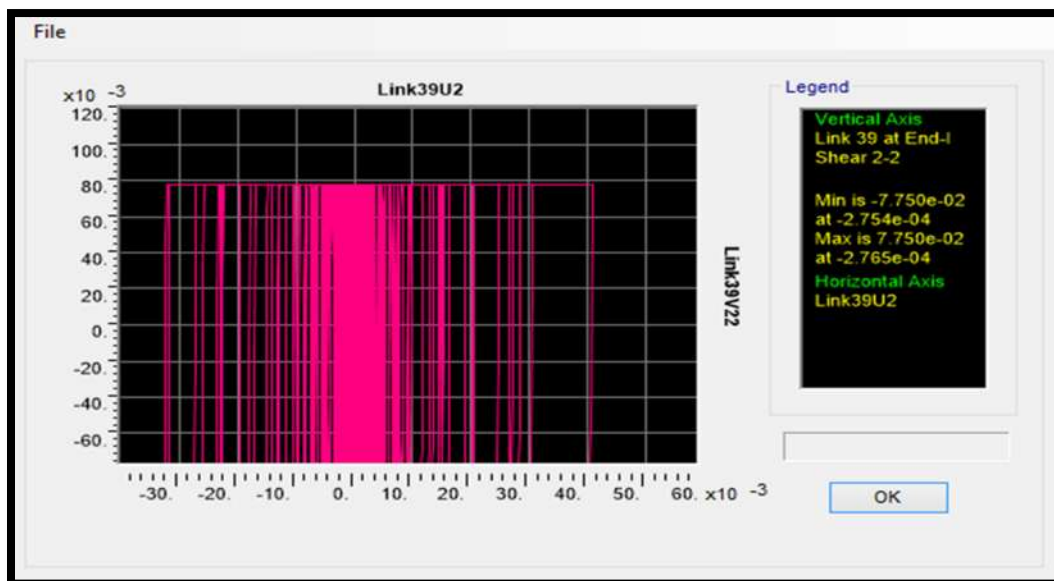


Figura 68 Comportamiento histeretico producido por la inclusión de 32 barras en dirección transversal

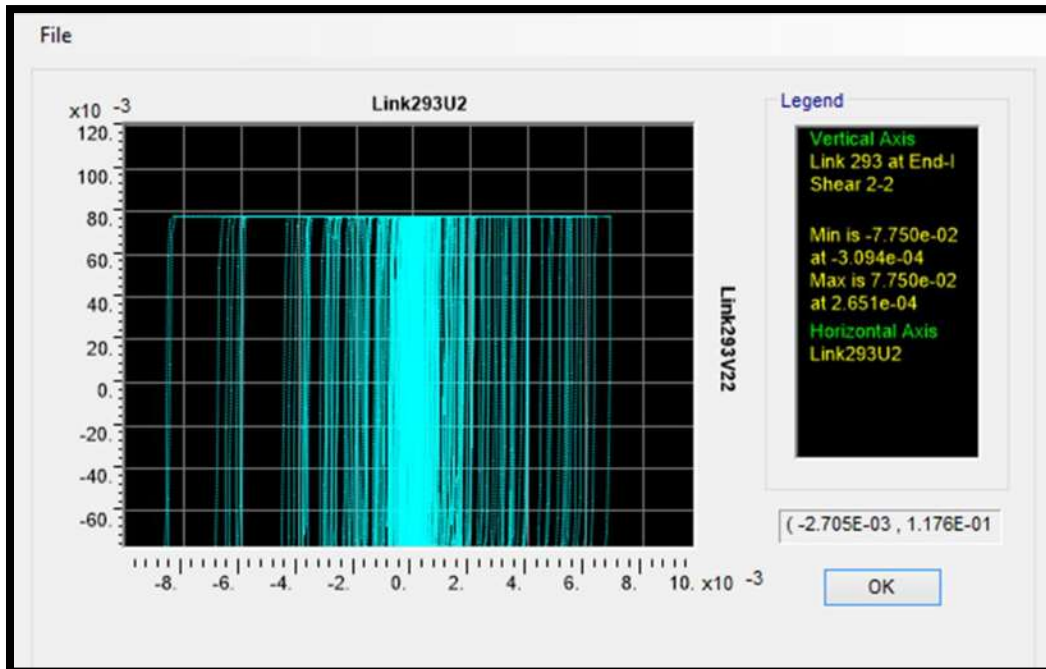


Figura 69 Comportamiento histeretico producido por la inclusión de 48 barras en dirección longitudinal

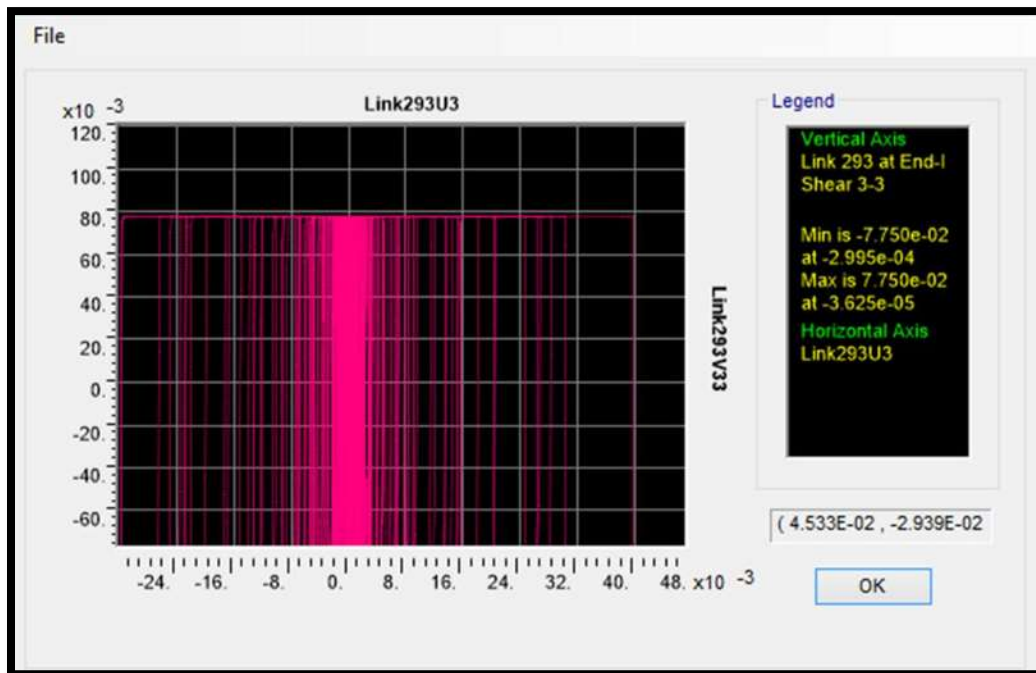


Figura 70 Comportamiento histeretico producido por la inclusión de 48 barras en dirección transversal

6.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En las **Figura 71** y **Figura 72** se presentan las gráficas obtenidas a través de los desplazamientos máximos promedio y las fuerzas (RB) necesarias para hacer que la barra entre en funcionamiento. Los valores de los desplazamientos se obtuvieron de sacar las medias de las **Tabla 10** a **Tabla 13** mostradas en el subcapítulo 6.2, en base a los diámetros.

Para obtener las fuerzas (RB) solo fue necesario multiplicar el área de una varilla según cada uno de los diámetros utilizados por el F_y del acero de las barras y a su vez por el número de barras incluidas en cada modelo según corresponda.

Se puede observar en la **Figura 71**, que el comportamiento obtenido en esta grafica fue lineal en ambos casos. Se observa que mientras más incrementan las fuerzas necesarias requeridas para que las barras comiencen a fluir los desplazamientos son menores. Se puede apreciar que los valores de las fuerzas necesarias para que las barras fluyan son menores en los modelos en los que se incluyeron 32 barras en comparación a los modelos donde se incluyeron 48 barras.

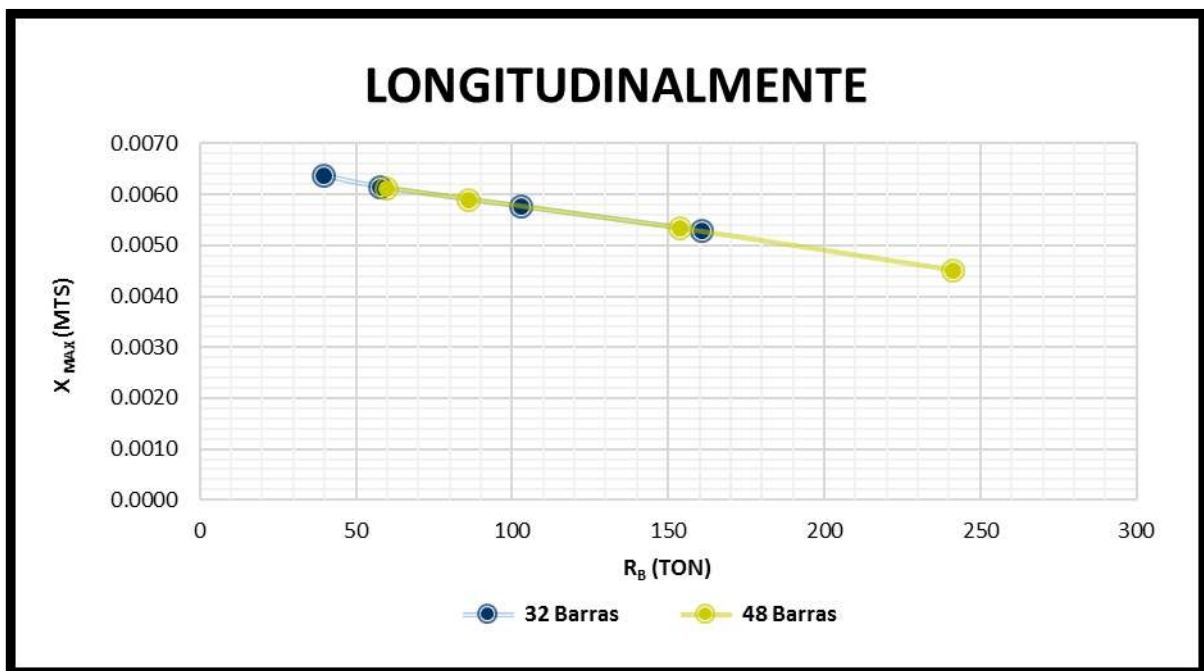


Figura 71 Comparativa de las fuerzas necesarias en base a los desplazamientos maximos promedios para la inclusion de 32 y 48 barras de acero (dirección longitudinal)

Se puede observar en la **Figura 72**, que el comportamiento obtenido en esta grafica fue ligeramente curvo en ambos casos. Aunque su comportamiento toma esta forma se puede observar de igual manera ,que mientras más incrementan las fuerzas necesarias requeridas para que las barras comiencen a fluir los desplazamientos son menores. Se puede apreciar que los valores de las fuerzas necesarias para que las barras fluyan son menores en los modelos en los que se incluyeron 32 barras en comparación a los modelos donde se incluyeron 48 barras.

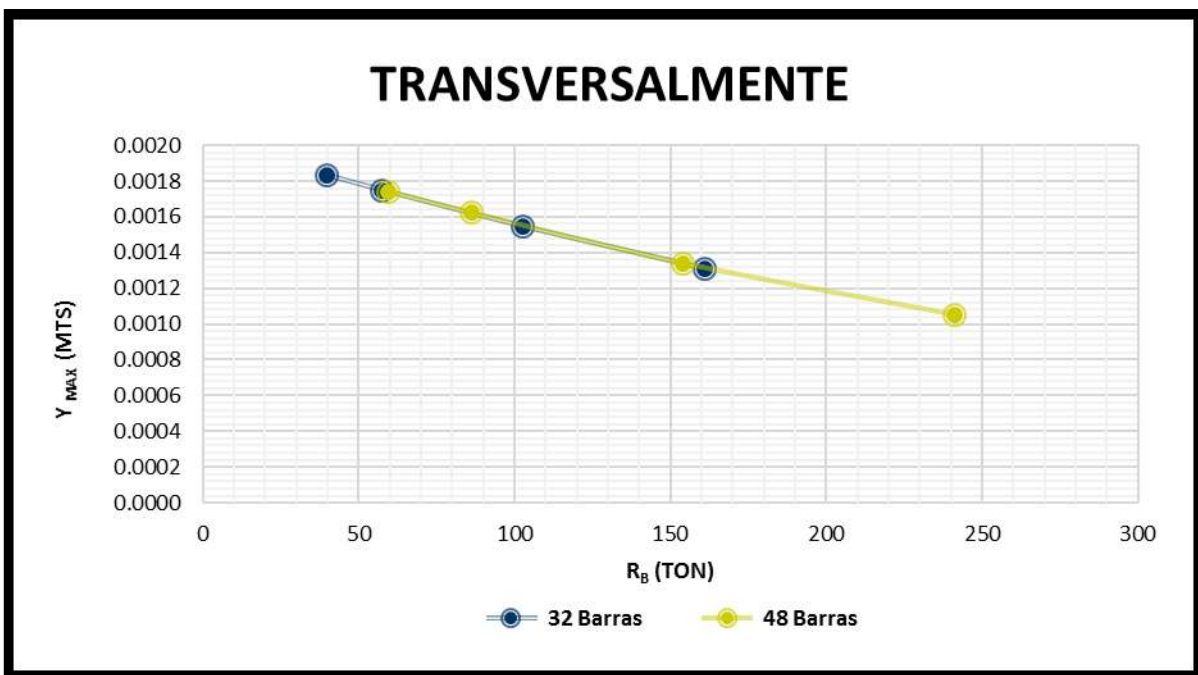


Figura 72 Comparativa de las fuerzas necesarias en base a los desplazamientos maximos promedios para la inclusion de 32 y 48 barras de acero (dirección transversal)

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo con los resultados obtenidos del análisis de los modelos de puentes estudiados se concluye lo siguiente:

- La posibilidad de selección del número de barras y su diámetro, hacen de este dispositivo un sistema versátil para reducir las demandas sísmicas en las pilas de puentes y por ellos disminuir la probabilidad de daño ante la acción de temblores.
- Ya que la investigación cumple con el objetivo, y es demostrada la efectividad en la aplicación del disipador de energía, se recomienda la implementación del dispositivo en puentes de alturas variables, así como estudiar la colocación de un mayor número de barras de acero de otros diámetros.
- Con base en el análisis paramétrico realizado, es posible conocer la efectividad y las condiciones óptimas del dispositivo disipador de energía (barras de acero) para mejorar la respuesta sísmica de puentes soportados por pilas de concreto reforzado tipo marco.
- La contribución de las 32 y 48 barras de acero en la reducción de la respuesta sísmica de los puentes es evidente al observar el comportamiento del dispositivo ante la acción de cargas dinámicas.
- Las barras de acero no modifican de forma importante las características dinámicas de los puentes y sin embargo los desplazamientos se reducen en su mayoría entre una 30% a 40% al colocar los dispositivos.
- También cabe resaltar el hecho de que a mayor número de barras de acero y mayor diámetro, se logra una mayor reducción en los desplazamientos obtenidos. Esta conclusión se cumple para la tipología estudiada sometida a señales sísmicas con las características dinámicas de las aquí estudiadas.
- Sería importante también analizar la implementación de este tipo de dispositivo en puentes localizados en suelos con otras características de los aquí estudiados.

ANEXOS

ACELEROGRAMAS

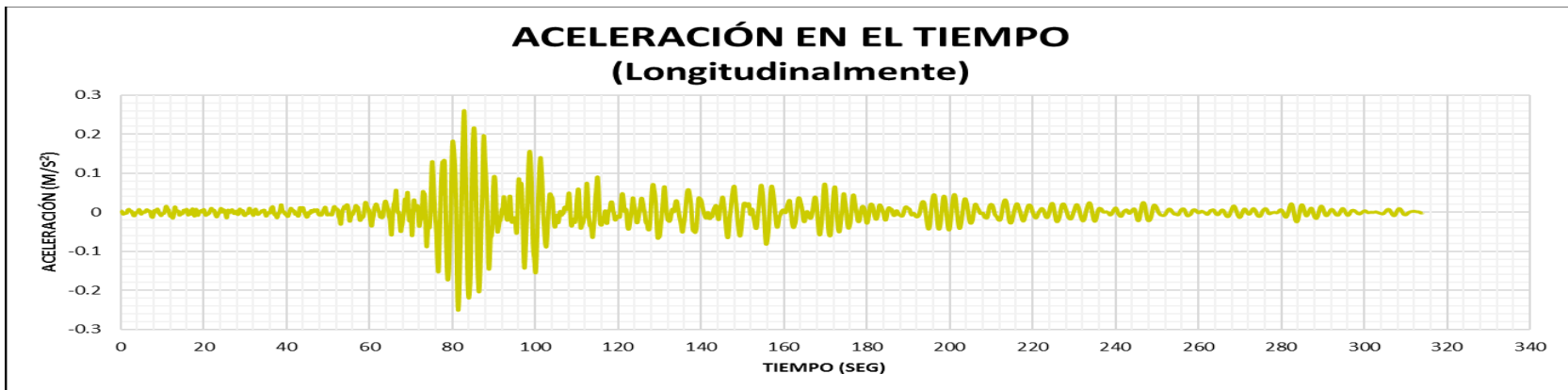


Figura 73 Registro de acelerograma, correspondiente al sismo del 22 de enero de 2003 (dirección longitudinal)

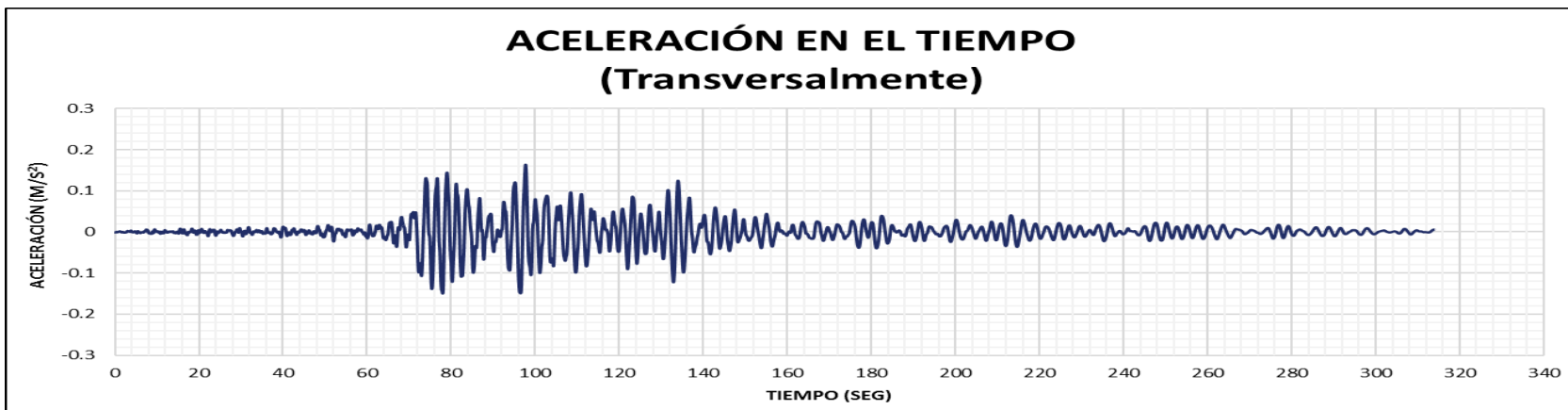


Figura 74 Registro de acelerograma, correspondiente al sismo del 22 de enero de 2003 (dirección transversal)

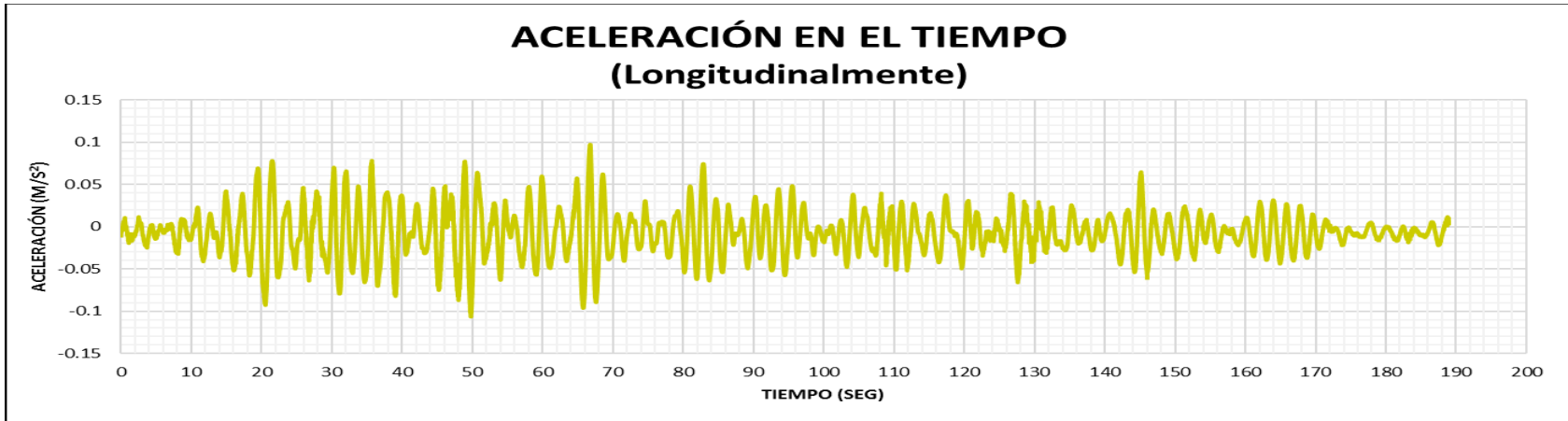


Figura 75 Registro de acelerograma, correspondiente al sismo del 9 de octubre de 1995 (dirección longitudinal)

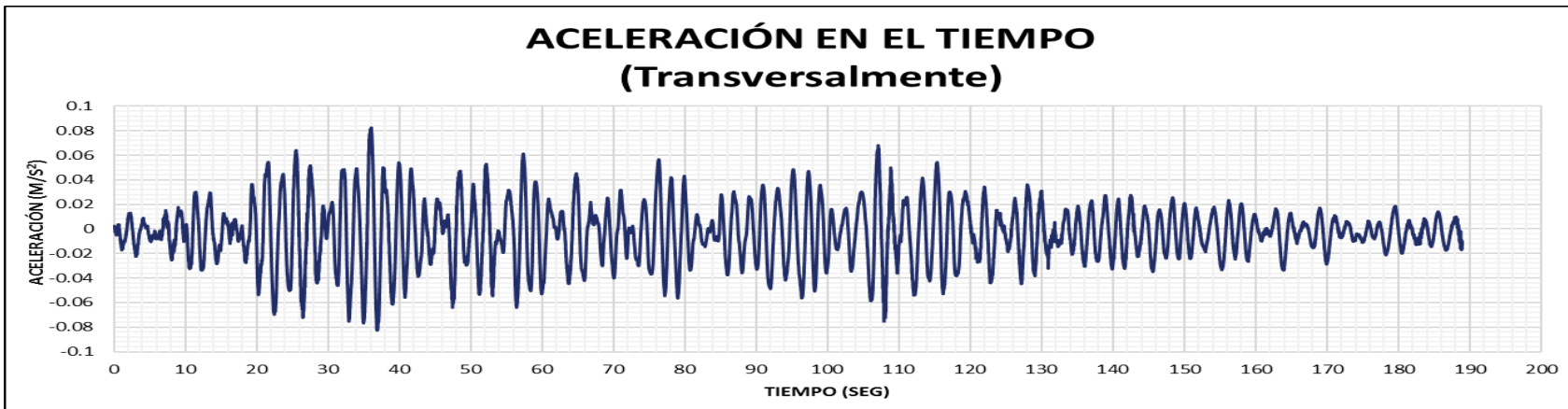


Figura 76 Registro de acelerograma, correspondiente al sismo del 9 de octubre de 1995 (dirección transversal)

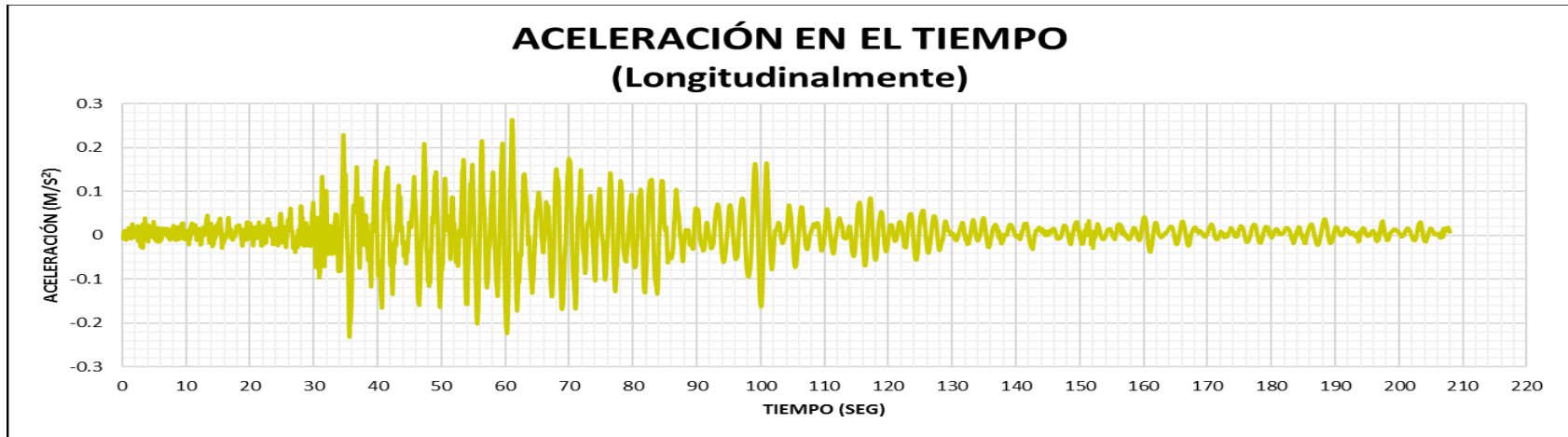


Figura 77 Registro de acelerograma, correspondiente al sismo del 14 de septiembre de 1995 (dirección longitudinal)

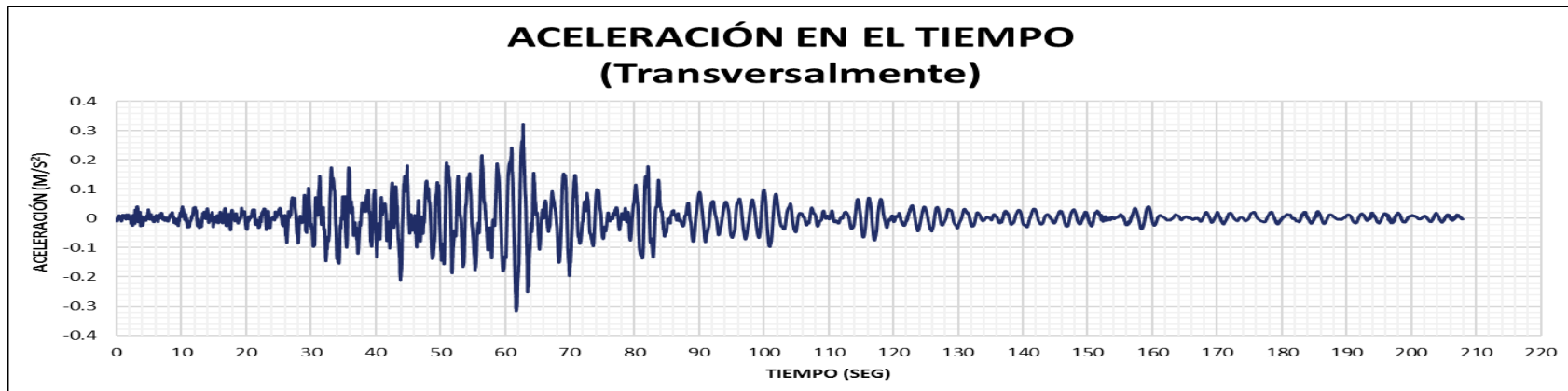


Figura 78 Registro de acelerograma, correspondiente al sismo del 14 de septiembre de 1995 (dirección transversal)

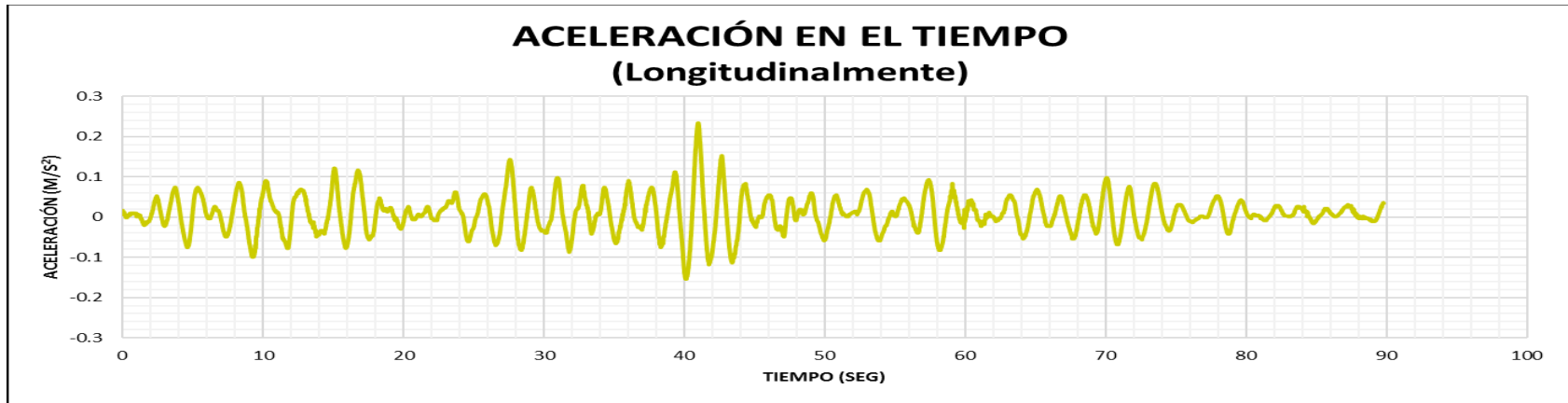


Figura 79 Registro de acelerograma, correspondiente al sismo del 22 de enero de 2003 (dirección longitudinal)



Figura 80 Registro de acelerograma, correspondiente al sismo del 22 de enero de 2003 (dirección transversal)

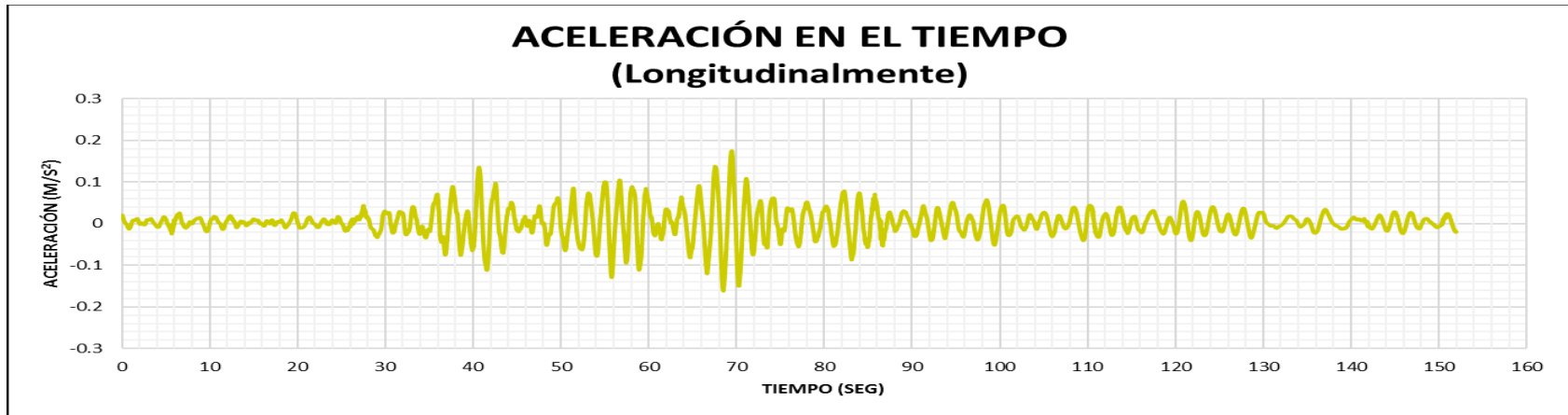


Figura 81 Registro de acelerograma, correspondiente al sismo del 22 de enero de 2003 (dirección longitudinal)

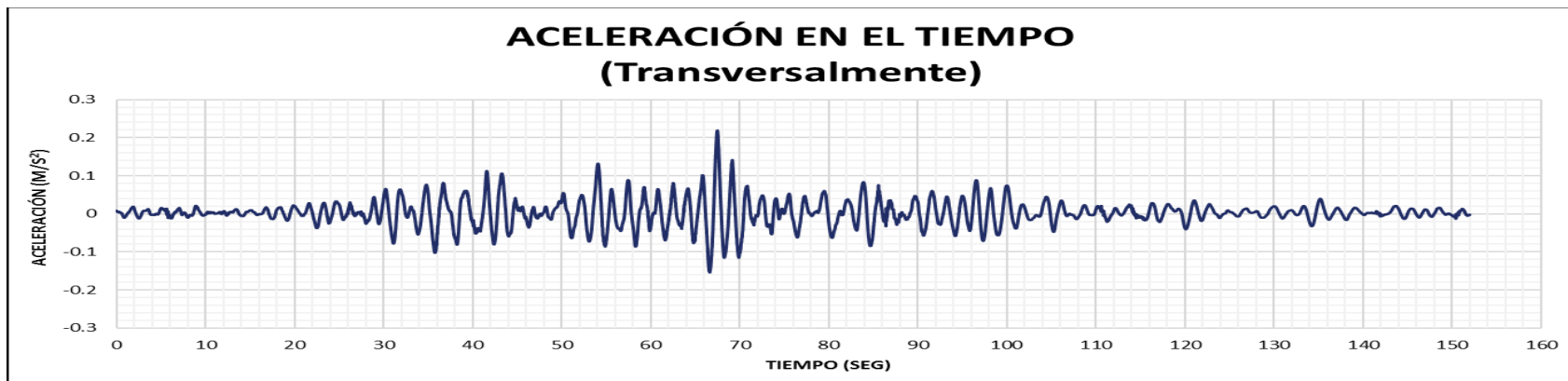


Figura 82 Registro de acelerograma, correspondiente al sismo del 22 de enero de 2003 (dirección transversal)

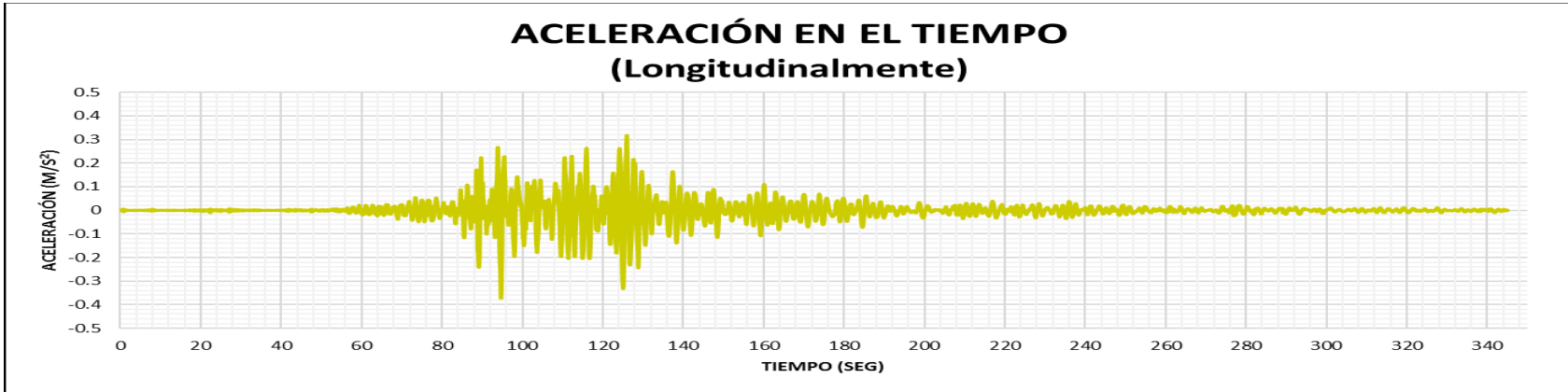


Figura 83 Registro de acelerograma, correspondiente al sismo del 20 de marzo de 2012 (dirección longitudinal)

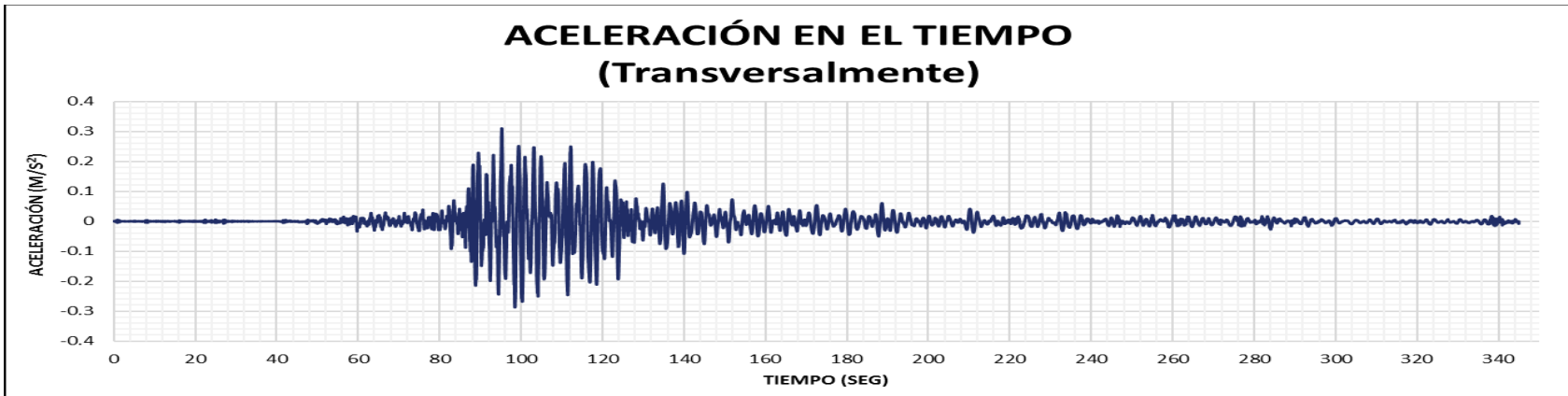


Figura 84 Registro de acelerograma, correspondiente al sismo del 20 de marzo de 2012 (dirección transversal)

ESPECTROS DE RESPUESTA

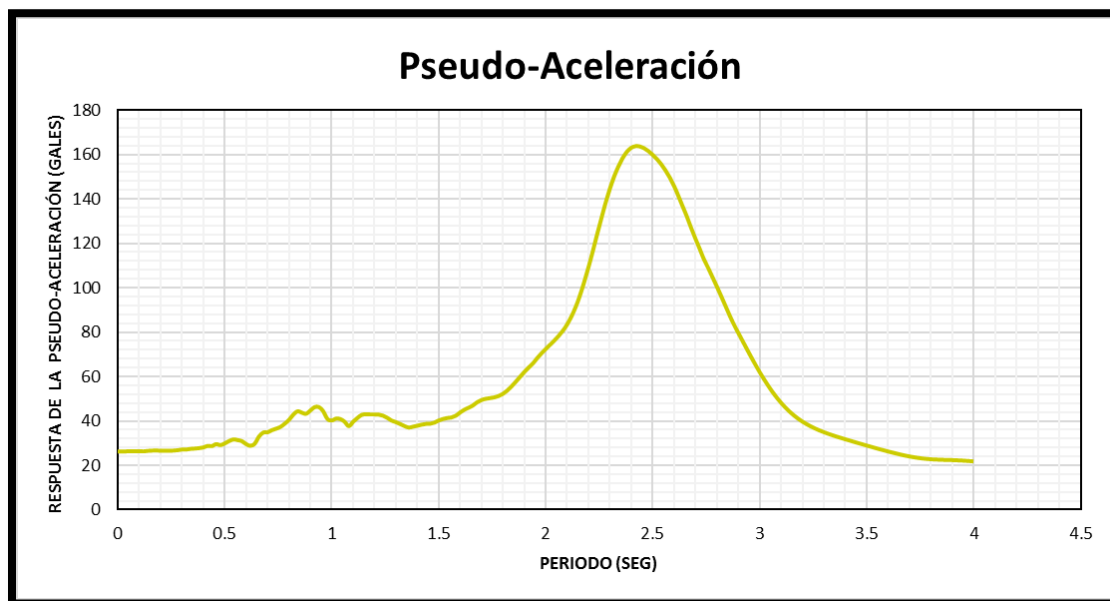


Figura 85 Espectro de respuesta de pseudo-aceleración correspondientes al sismo del 22 de enero de 2003 (dirección longitudinal)

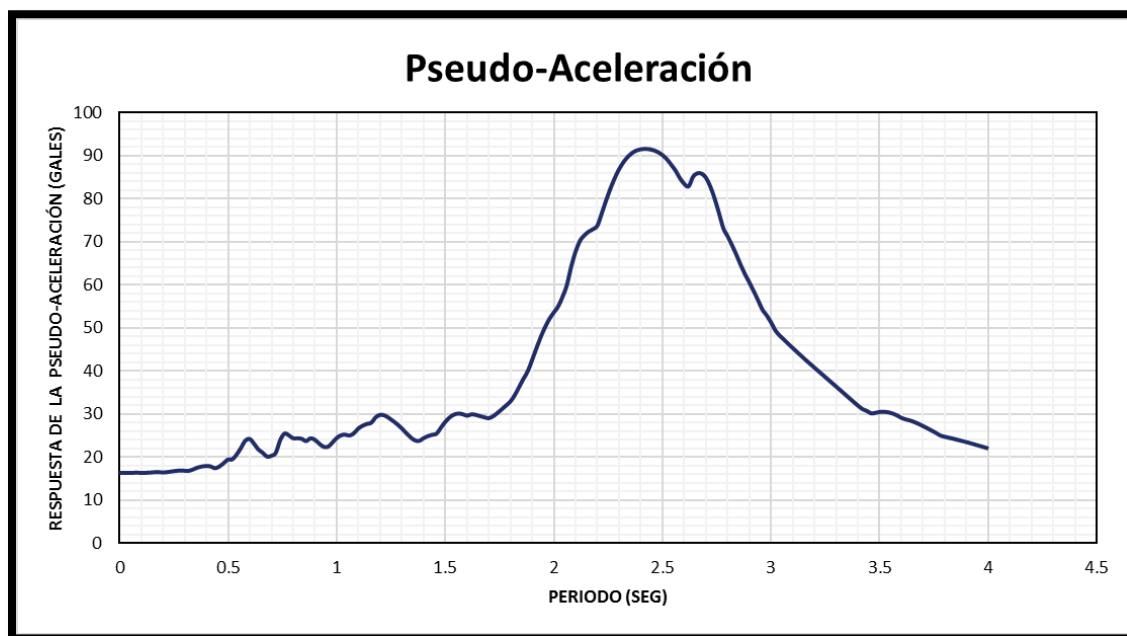


Figura 86 Espectro de respuesta de pseudo-aceleración correspondientes al sismo del 22 de enero de 2003 (dirección transversal)

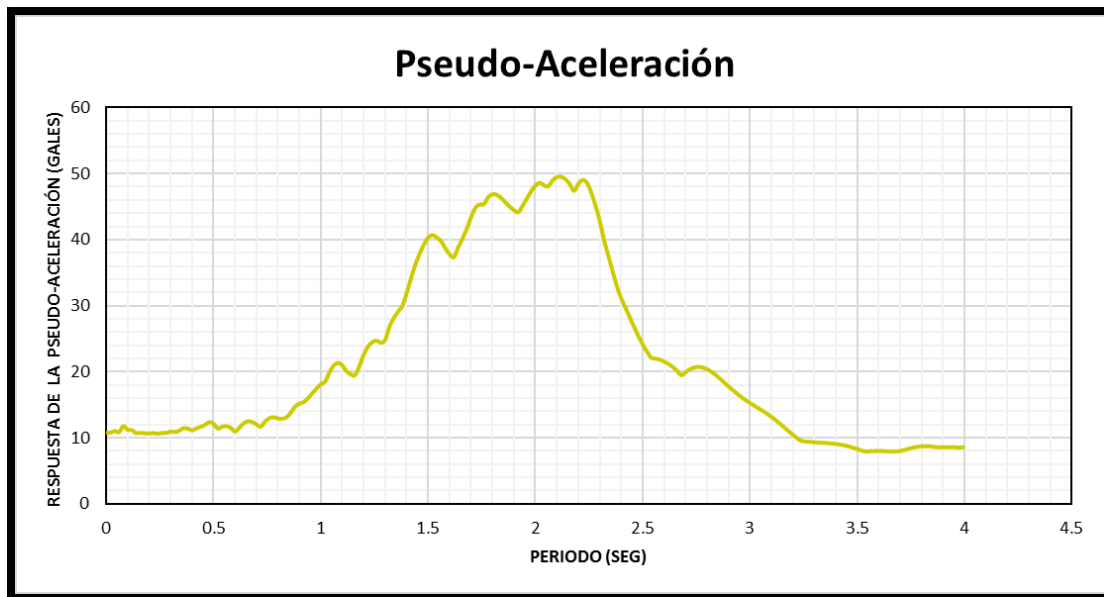


Figura 87 Espectro de respuesta de pseudo-aceleración correspondientes al sismo del 9 de octubre de 1995 (dirección longitudinal)

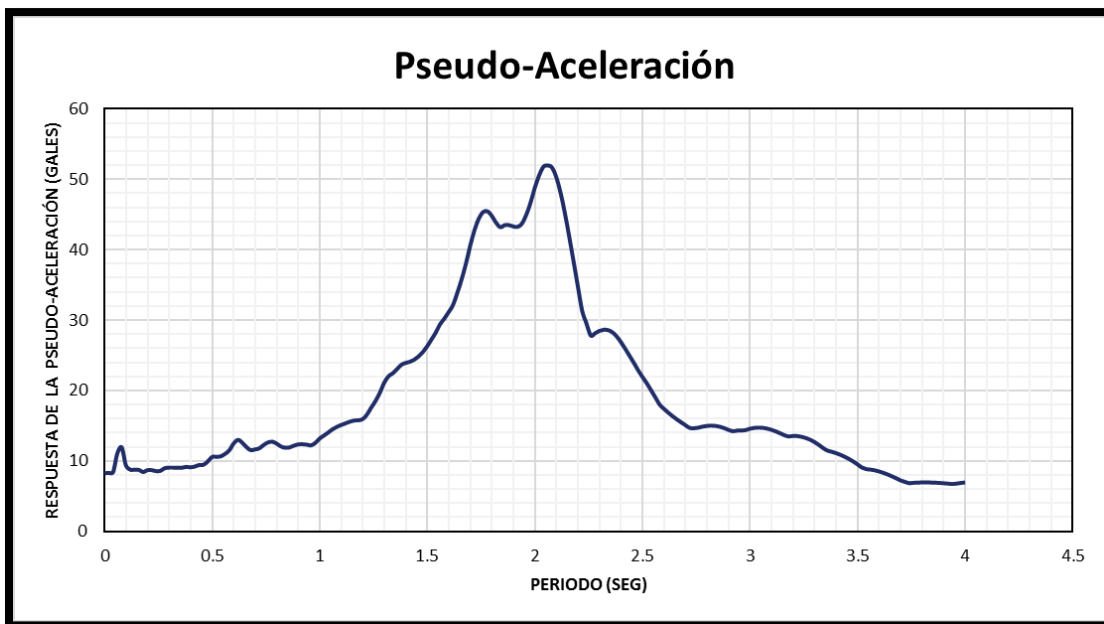


Figura 88 Espectro de respuesta de pseudo-aceleración correspondientes al sismo del 9 de octubre de 1995 (dirección transversal)



Figura 89 Espectro de respuesta de pseudo-aceleración correspondientes al sismo del 14 de septiembre de 1995 (dirección longitudinal)

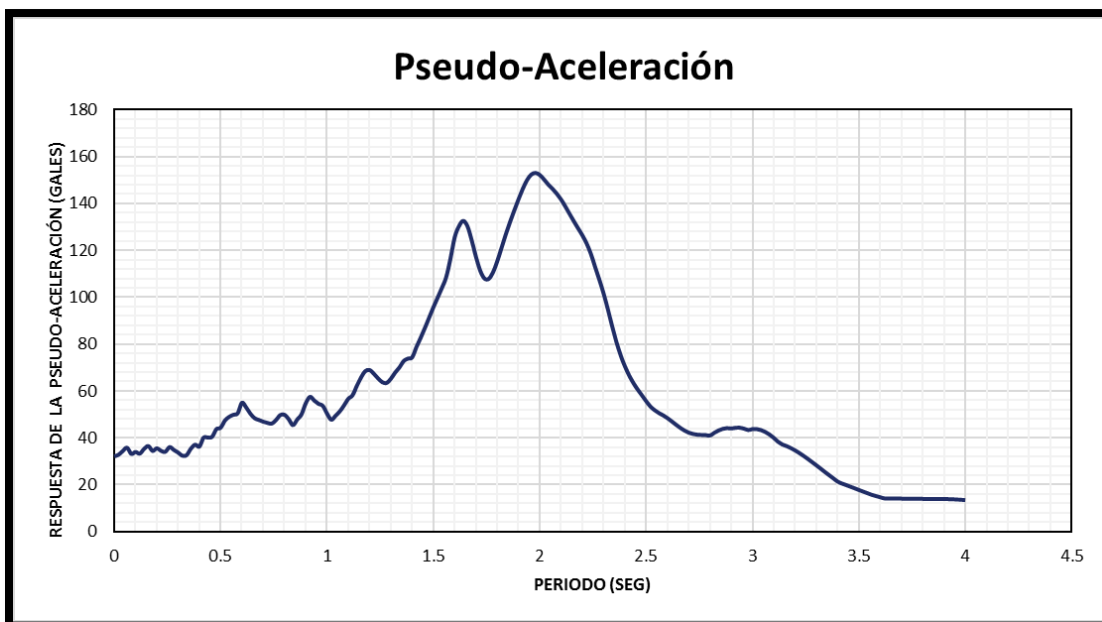


Figura 90 Espectro de respuesta de pseudo-aceleración correspondientes al sismo del 14 de septiembre de 1995 (dirección transversal)

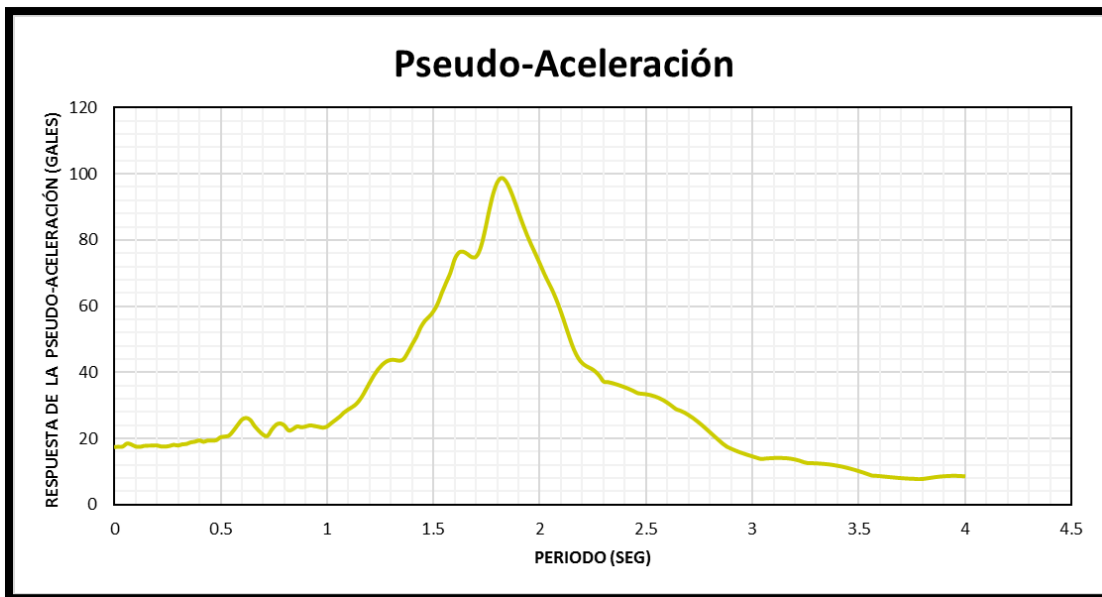


Figura 91 Espectro de respuesta de pseudo-aceleración correspondientes al sismo del 22 de enero de 2003 (dirección longitudinal)

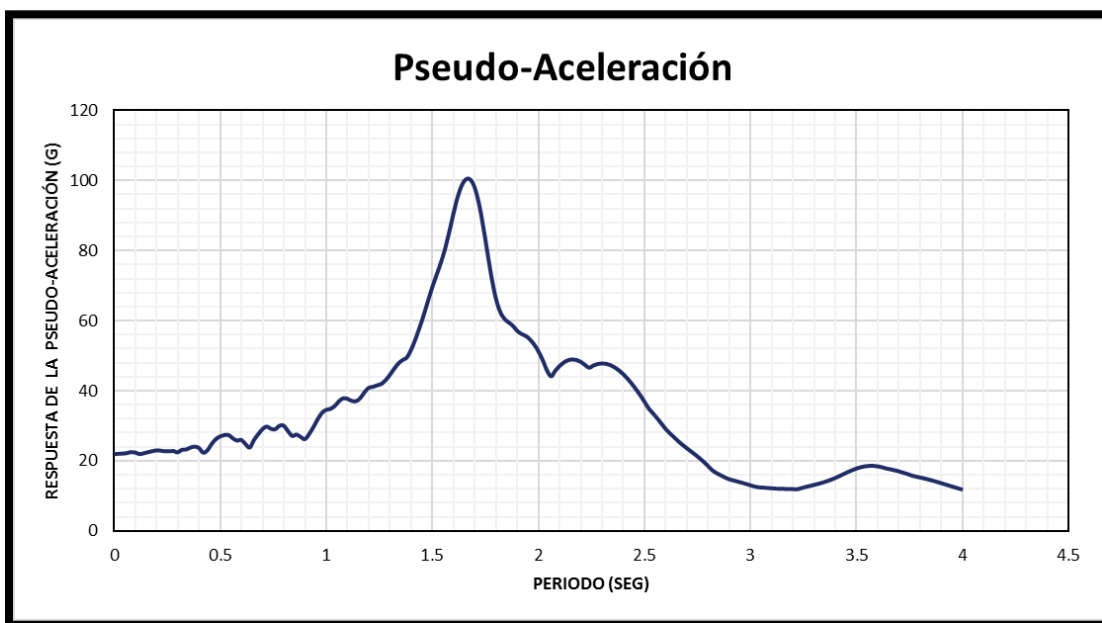


Figura 92 Espectro de respuesta de pseudo-aceleración correspondientes al sismo del 22 de enero de 2003 (dirección transversal)

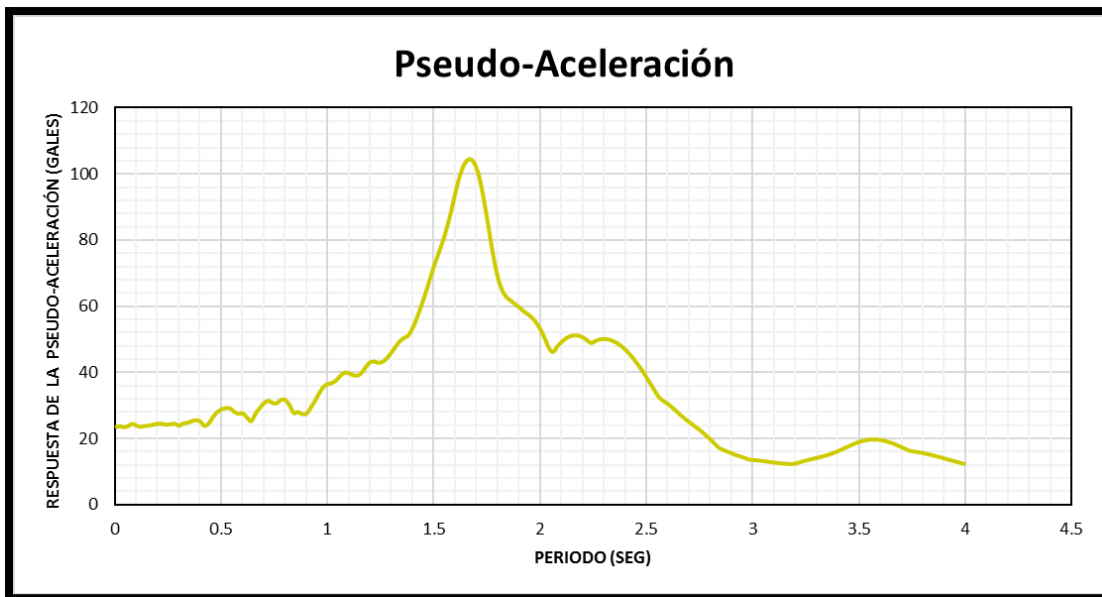


Figura 93 Espectro de respuesta de pseudo-aceleración correspondientes al sismo del 22 de enero de 2003 (dirección longitudinal)

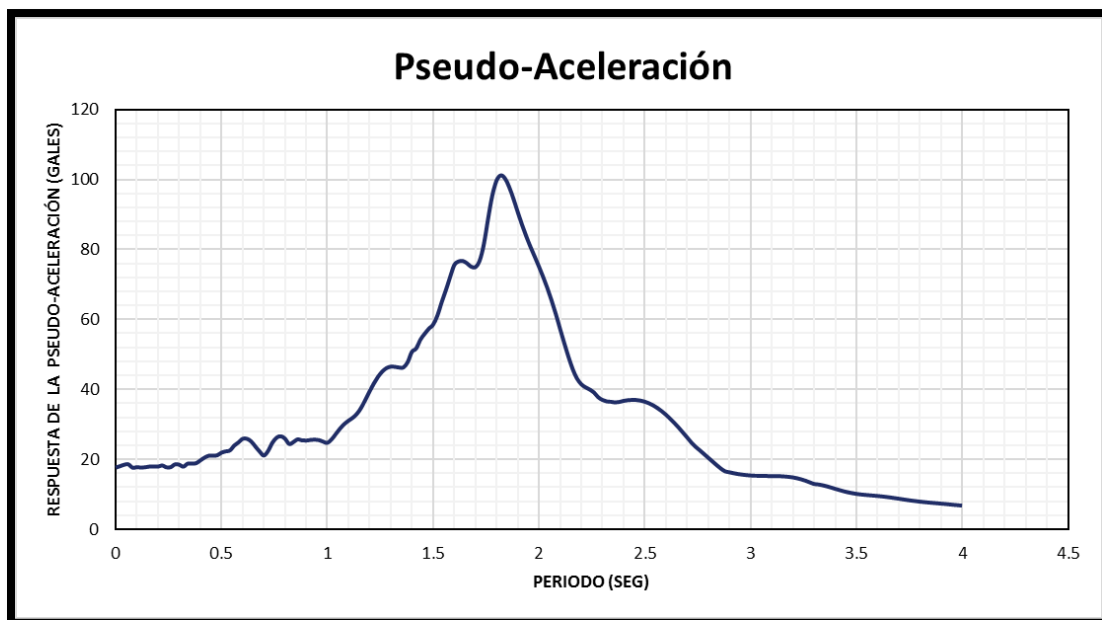


Figura 94 Espectro de respuesta de pseudo-aceleración correspondientes al sismo del 22 de enero de 2003 (dirección transversal)

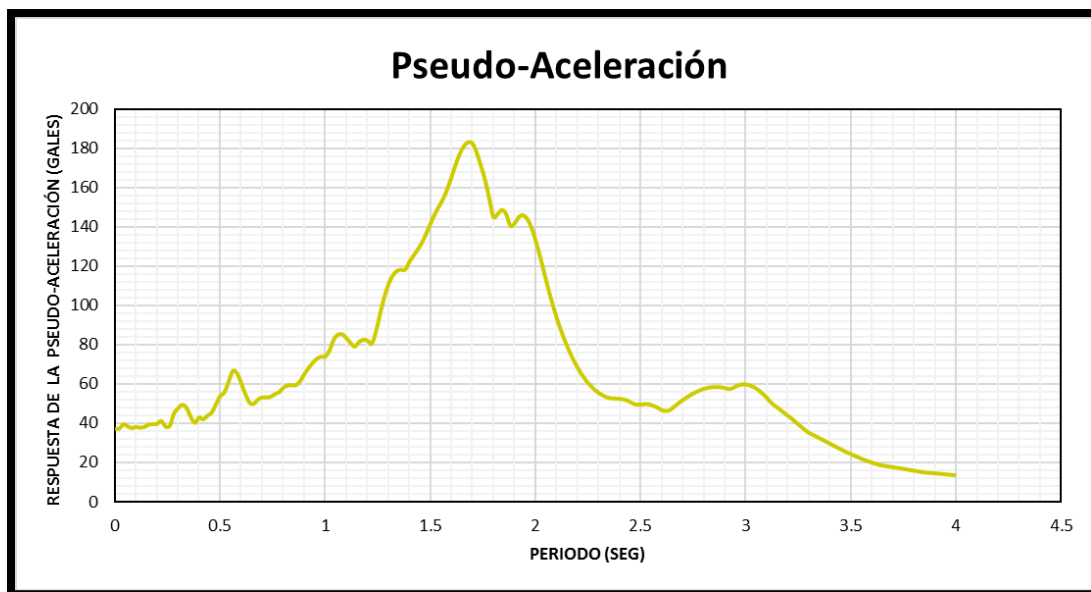


Figura 95 Espectro de respuesta de pseudo-aceleración correspondientes al sismo del 20 de marzo de 2012 (dirección longitudinal)

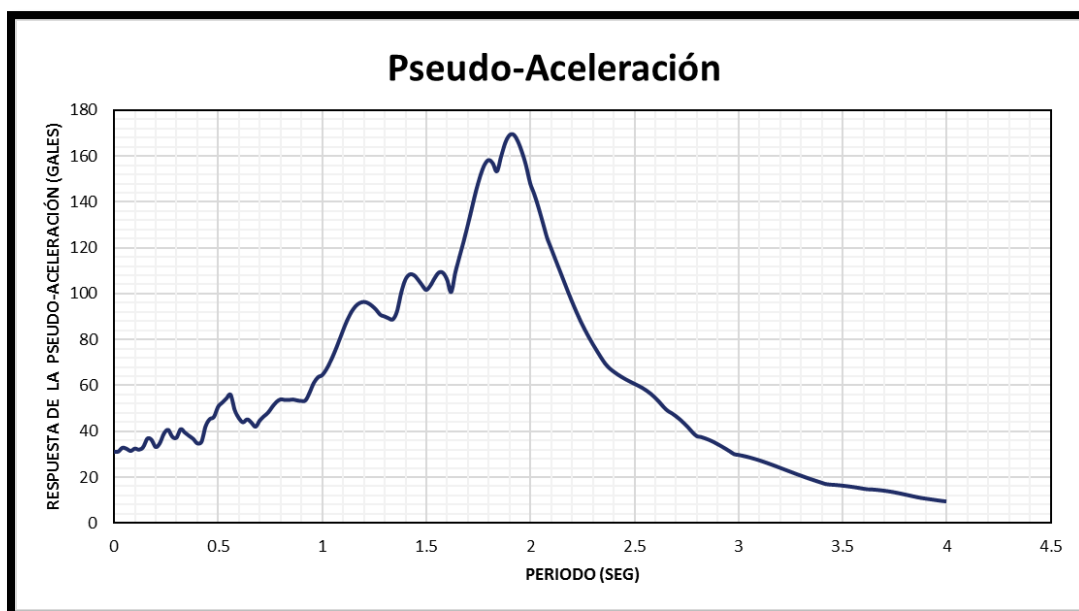


Figura 96 Espectro de respuesta de pseudo-aceleración correspondientes al sismo del 20 de marzo de 2012 (dirección transversal)

REFERENCIAS

Reporte SIPUMEX, 2009.

Hernández Quinto, I. E., y Campos de la Fuente, L. C., “**DAÑOS FRECUENTES ORIGINADOS POR SISMO EN LOS PUENTES DE LA RED FEDERAL MEXICANA**”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Veracruz, 2008.

Jara Diaz, M., Álvarez Sereno, J. J., y Jara Guerrero, J. M., “**ALGUNAS DEFICIENCIAS DE PUENTES SÍSMICAMENTE VULNERABLES**”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco, 2006.

López, C., Retamales, R., y Kannegiesser, T., “**Protección Sísmica de Estructuras**”, Corporación de Desarrollo Tecnológico – Cámara Chilena de la Construcción, Santiago de Chile.

Jara Guerrero, J. M., “**DISPOSITIVOS DE CONTROL EN PUENTES**”, SIMPOSIO INTERNACIONAL DE DISEÑO DE PUENTES, Morelia, Michoacán, 2007.

Elbio Villafañe, F. C., “**ESPECTROS DE RESPUESTA Y DE DISEÑO**”, Ingeniería Sismorresistente , Mayo, 2002.

Paz, M., “**DINÁMICA ESTRUCTURAL**”, Editorial Reverte, S.A., España, 1992.

Chopra, A. K., “**Dynamics of Structures**”, Editorial Pearson, Octubre, 1989.