



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN PUENTE CARRETERO
UBICADO EN EL ESTADO DE OAXACA CON APOYOS ELASTOMÉRICOS

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

TANIA CRUZ GONZÁLEZ

DIRECTOR DE TESINA: M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMINGUEZ

CIUDAD UNIVERSITARIA, CDMX

SEPTIEMBRE 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Contenido

Índice

Agradecimientos

1. Introducción	3
1.1 Antecedentes	3
1.2 Objetivos	5
2. Sistemas de control para el aislamiento sísmico	6
2.1 Características generales de un sistema aislador	7
2.2 Control pasivo	8
2.2.1 Sistemas de aislamiento de base	9
2.2.2 Disipadores de energía	10
2.2.3 Amortiguadores resonantes	11
2.3 Control activo	11
2.3.1 Masa activa	12
2.3.2 Tendones activos	13
2.3.3 Dispositivos de fricción activo	13
2.4 Combinación de elementos aisladores para formar diferentes sistemas de aislamiento	13
2.5 Aplicación de sistemas de aisladores de base en puentes	16
2.6 Principios básicos de aislamiento sísmico	17
3. Aisladores elastoméricos	22
3.1 Propiedades de los materiales	22
3.2 Requerimientos del comportamiento de un aislador de base	25
3.3 Comportamiento de un aislador de base	29
3.4 Comportamiento estático en compresión	30
3.5 Comportamiento estático en cortante	35
3.6 Torsión en planta	36
3.7 Respuesta dinámica	36
3.8 Otras propiedades	38
4. Diseño de apoyos elastoméricos	40
4.1 Especificaciones de apoyos elastoméricos	40
4.2 Tipos de dispositivos de apoyo	40
4.3 Diseño de apoyos elastoméricos de acuerdo a la AASHTO (1992)	40

4.3.1 Acciones y solicitaciones.....	40
4.3.2 Procedimiento de diseño.....	42
4.3.3 Ejemplo de diseño	42
4.3.4 Ayudas de diseño.....	48
5. Análisis de respuesta sísmica del puente Tres Marías-Nuevo Palantla	50
5.1 Introducción	50
5.2 Localización	59
5.3 Criterios para el análisis y diseño de la estructura	61
5.3.1 Consideraciones e hipótesis	61
5.3.2 Condiciones y combinaciones de carga	61
5.3.3 Camión de diseño	63
5.4 Consideraciones sísmicas	64
5.4.1 Carga viva para el diseño sísmico	64
5.4.2 Valor de Q para el diseño sísmico.....	64
5.4.3 Valor de R para el diseño sísmico	65
5.4.4 Estimación de cargas sísmicas	65
5.5 Modelo analítico del puente	69
5.5.1 Columnas	71
5.5.2 Cabezal.....	71
5.5.3 Modelado de apoyos elastoméricos.....	72
5.5.7 Trabes AASHTO IV.....	73
5.5.8 Modelado de la calzada	74
5.6 Periodos naturales de vibración	76
5.7 Desplazamientos máximos absolutos.....	83
5.8 Elementos mecánicos.....	87
6. Conclusiones y recomendaciones.....	92
7. Referencias bibliográficas	94

1. Introducción

1.1 Antecedentes

En los últimos años se han registrado una importante actividad sísmica en nuestro país, presentándose movimientos sísmicos de consideración como los ocurridos los días 7 y 19 de Septiembre del 2017. Esta actividad sísmica del país se origina principalmente en la zona sur de la costa del pacífico debido a un fenómeno de subducción entre la placa de Cocos y la placa de Norteamérica, aunque el segundo de los sismos fue producto de una falla intraplaca.

Actualmente existe una mayor información sobre la regionalización sísmica del país que proporciona un índice general del riesgo sísmico de diversas zonas. Lo anterior ha permitido identificar una variabilidad elevada de la intensidad sísmica dentro de una región específica, dependiendo principalmente de las propiedades geológicas, topográficas y geotécnicas locales. El diseño de estructuras importantes no puede basarse en valores de parámetros sísmicos generales para una zona, sino que es indispensable realizar un estudio de micro regionalización para el sitio específico.

El Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-CFE) propone el análisis de estructuras sujetas a diversas sollicitaciones entre las que se encuentra viento, sismo, etc. y propone clasificarlas por su importancia. Este manual clasifica a las estructuras a los puentes en dos grupos:

1. Los puentes de especial importancia (Grupo A) son aquellas estructuras esenciales para el mantenimiento de las comunicaciones tras un desastre. Son aquellos puentes cuya falla está asociada a un gran número de muertes probables, o puentes especialmente costosos para los que se desea una vida útil superior a la media.

2. Los puentes comunes (Grupo B) son el resto de los puentes cuyo diseño corresponde a una vida útil media.

Aun cuando algunos puentes se encuentran clasificados como estructuras tipo A, no existe en México una normativa específica para el diseño sísmico, recurriéndose generalmente a otras normas como la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (Ref.1) o bien se adaptan las normas para el diseño de edificios.

El diseño sísmico de puentes en México se caracteriza por la falta de una práctica establecida común, originada principalmente por la carencia de normatividad (Ref.2). En la mayoría de los casos se emplean métodos estáticos de análisis, que consideran fuerzas laterales aplicadas en la punta de las pilas iguales a una fracción del peso de la superestructura. Esto conduce a que existan diferencias en los valores de dichas fuerzas adoptados por diferentes proyectistas.

En la actualidad existe la capacidad de realizar dinámicos de estructuras de manera precisa, aunque existen algunos aspectos que todavía son difíciles de tomar en cuenta en la respuesta sísmica de puentes como son: movimiento local en los apoyos, movimientos fuera de fase y la no linealidad introducida por la pérdida de presfuerzo, entre otros.

Las nuevas metodologías de diseño han incorporado conceptos tales como ductilidad, estabilidad y disipación de energía bajo carga cíclica. También se le ha dado énfasis al desarrollo de elementos estructurales que se incorporen a la estructura con el objeto de reducir la respuesta, modificando la respuesta, modificando sus propiedades dinámicas y en algunos casos incrementando su capacidad de disipación de energía. Lo anterior se conoce como sistemas de aislamiento sísmico o sistemas de control pasivo, estos sistemas consisten en mecanismos colocados entre la estructura y la cimentación, incrementando la flexibilidad del sistema proporcionándole un nivel de amortiguamiento adecuado que limite las deformaciones excesivas.

Dentro de las causas que han provocado la falla en puentes, son los desplazamientos relativos producidos entre la superestructura y la subestructura como sucedió en el sismo reciente en el Puente Ixtaltepec en el estado de Oaxaca. Esto se debe principalmente a la falta de longitud de apoyo adecuada o al mal funcionamiento de los sistemas de apoyo.

En el presente trabajo se realiza una revisión general de los apoyos elastoméricos laminados (reforzados), como sistemas de control pasivo, que fueron utilizados como sistemas de aislamiento en el puente “Tres Marías- Nuevo Palantla”, tomado como caso de estudio para conocer su influencia sobre la respuesta estructural. Para ello se desarrollaron dos modelos del puente, uno con apoyos de neopreno y otro sin apoyos de neopreno. Los resultados obtenidos se comparan con la respuesta estructural y se proporcionan las conclusiones y recomendaciones más relevantes.

Adicionalmente el presente trabajo muestra una breve descripción de los diversos tipos de dispositivos de control pasivo y de control activo de mayor uso en la actualidad, sus propiedades y construcción de los mismos, así como también el método de diseño de apoyos elastoméricos según las normas de la AASHTO.

1.2 Objetivos

El aislamiento de base en México se ha utilizado en puentes para proteger a las estructuras de sismos de gran intensidad. La existencia de brechas en el estado de Oaxaca y Guerrero ubicadas en sus costas, resulta un sitio adecuado para utilizar estos dispositivos ya que las estructuras ubicadas en estas zonas son más vulnerables que en cualquier otro estado de la República Mexicana.

Debido a la alta sismicidad en el estado de Oaxaca el aislamiento de base resulta ser atractivo para mitigar este efecto en las estructuras para poder brindar estructuras más seguras y sobre todo un nivel de desempeño adecuado en términos de protección a los vehículos que transitan por estas estructuras carreteras.

El objetivo principal de esta tesina es mostrar las ventajas de los dispositivos denominados apoyos elastoméricos en puentes, realizando una comparativa de la respuesta sísmica del puente del puente “Tres Marías- Nuevo Palantla”, modelado con apoyos de neopreno y sin apoyos de neopreno. Se pretende mostrar que estos dispositivos pueden ser eficientes para reducir la respuesta dinámica y los efectos que inducen los sismos en su estructura.

A partir de los resultados obtenidos, se presentan conclusiones sobre la respuesta estructural del puente ante sismos intensos y se presentan algunas recomendaciones que pueden mejorar el diseño estructural de este tipo de puentes.

2. Sistemas de control para el aislamiento sísmico

Cuando se pretende reducir las fuerzas de inercia y los desplazamientos que son generados por los osciladores provocados por los sismos generalmente se ha recurrido a la modificación de la rigidez, masa o geometría de la estructura. Para el caso de un sismo severo se confía en la ductilidad del sistema y la capacidad de disipar energía adicional.

En los apoyos se tiene un especial cuidado en proporcionar a los claros una longitud de apoyo adecuada. Los códigos de diseño se han orientado en mejorar las prácticas de construcción con el propósito de incrementar la capacidad de disipación de energía en elementos donde se concentra la demanda de ductilidad que normalmente ocurre en el país.

La inquietud de los ingenieros por asegurar la integridad de la misma después de un evento sísmico, ha desarrollado un notable avance en sistemas de control de vibraciones. En el que su principal función es disipar energía introducida por el sismo por medio de fuerzas pasivas o activas contrarias a las fuerzas generadas por una acción externa. Con estos dispositivos es posible controlar el periodo de la estructura para evitar resonancia y evitar que se concentre la mayor parte de la energía del sismo.

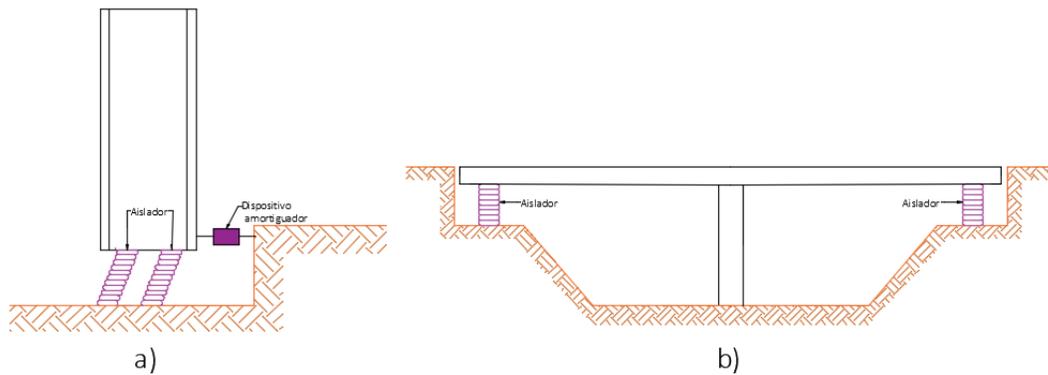
En México los dispositivos más utilizados en puentes son los de control pasivo entre los que se encuentra los de aislamiento de base, una de las principales razones por la cual se tiene preferencia por su economía y bajo mantenimiento.

La principal causa de falla por sismos que se tiene registro en puentes se mencionan a continuación:

- Intensidad de sismos superiores a los esperados por códigos de diseño
- Licuación de arenas
- Rotación y hundimiento en apoyos extremos (estribos, caballetes y/o cargadores)
- Falta de confinamiento adecuado y poca capacidad de rotación en las zonas de formación de articulaciones plásticas
- Presencia de fallas geológicas activas cerca de las estructuras que dan origen a movimientos no previstos en el diseño
- Baja capacidad para soportar fuerzas cortantes en los extremos de las columnas y nodos
- Distribución irregular de la rigidez de los elementos de la subestructura, que lleva a una concentración de la fuerza de inercia en pocos elementos y ocasionan movimientos de torsión
- Pérdida de conexión entre superestructura y subestructura, debido a longitudes de apoyo insuficientes, y a la baja capacidad de pernos y conectores

2.1 Características generales de un sistema aislador

El nivel de aislamiento sísmico de una estructura en particular depende principalmente de la elección apropiada del sistema aislador utilizando para proveer de una adecuada flexibilidad horizontal y amortiguamiento. Debido al incremento de flexibilidad de la estructura es necesario proveer de un espacio adecuado dentro del cual puedan desarrollarse los desplazamientos adicionales producidos por la presencia de los aisladores. En ocasiones, puede ser necesario adaptar algún dispositivo para disminuir o limitar los desplazamientos del aislador durante sismos muy intensos, aunque una elección muy equivocada de este dispositivo puede reducir las ventajas del aislador, en la figura 2.1 se muestran dos tipos de sistemas aisladores.



a) Sistema aislador con dispositivo amortiguador

b) Sistema aislador en puentes

Figura 2.1 Sistema aislador

La principal función de un sistema aislador es soportar a la estructura mientras le provee de un alto grado de flexibilidad horizontal; el efecto de esta flexibilidad está íntimamente ligado al grado de amortiguamiento en la estructura. Así para una baja relación de amortiguamiento los desplazamientos de la estructura pueden ser muy grandes, pudiendo provocar el choque con estructuras que se encuentren colindando con ella. Con una relación de amortiguamiento alta, los desplazamientos se pueden reducir significativamente disminuyendo también los costos de aislamiento al no requerirse dispositivos secundarios para controlar los desplazamientos ya que el mismo sistema tiene capacidad de controlarlos. (Ref. 4)

La vida útil esperada de un aislador se encuentra en un rango de 30 a 80 años. Durante ese periodo la función principal del aislador es reducir la respuesta de la estructura ante sismos intensos. Aunque puede ser solicitada una sola vez, el aislador debe operar satisfactoriamente bajo todos los cambios del medio ambiente, incluyendo la corrosión de los metales, cambios de temperatura, deterioro de elastómero y cambios de propiedades físicas en los componentes de los materiales. Es frecuente que las estructuras se encuentren sujetas a cargas por viento que son relativamente menores a los sismos, bajo estas condiciones los aisladores deben operar sin experimentar deterioro excesivo.

2.2 Control pasivo

El control pasivo es una estrategia que se ha utilizado para controlar los desplazamientos y fuerzas de inercia que se generan en los puentes durante un sismo. Se basa como su nombre lo indica, en el control pasivo orientado a la reducción de las demandas sísmicas en la estructura y en mejorar la capacidad de disipar energía, más que en tratar de incrementar su capacidad resistente de deformación.

La aplicación de este criterio conduce a sistemas que se comportan en forma elástica durante sismos, lo que es contrario al diseño tradicional, en el que se pretende mejorar la capacidad de disipar energía de la estructura mediante el daño de los elementos que conforman el puente se consigue que la estructura mantenga su funcionalidad después de un sismo.

En la figura 2.2 se muestra la respuesta de una columna de un puente con y sin el sistema. En la figura 2.2 a se muestra el efecto del sismo en donde se presenta grandes deformaciones y agrietamientos importantes en la columna, a la que se les exige una ductilidad para lograr disipar la energía introducida por el sismo sin que la columna tenga colapso. En la figura 2.2b se muestra el caso de la columna de un puente con un sistema de aislamiento, con el que se logra reducir las fuerzas y deformaciones en la pila. La disipación de energía inelástica que se demanda durante el sismo se realiza por medio de la deformación histerética en los apoyos, en lugar de hacerlo a través del daño en las pilas del puente.

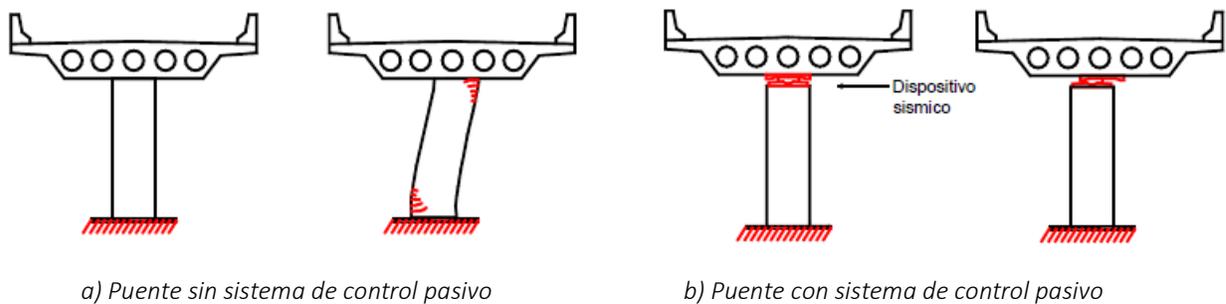


Figura 2.2 Comparación de la respuesta sísmica para una columna de un puente

En la tabla 2.1 se presentan los principales sistemas de control pasivo seguido por las siglas entre paréntesis, de su designación en inglés.

Tabla 2.1 Sistemas de control de vibraciones pasivos

Aislamiento de base	Disipadores de energía	Amortiguadores resonantes
Apoyos de laminados(RB)	Amortiguadores por plastificación de metales (MD)	Amortiguadores de masa (TMD)
Apoyos laminados de gran amortiguamiento (HDR)	Amortiguadores por fricción (FD)	Amortiguadores de líquido (TLD)
Apoyos laminados con corazón de plomo (LRB)	Amortiguadores viscoelásticos (VE)	
Apoyos laminados con disipadores de energía	Amortiguadores de fluidos viscosos (VF)	
Apoyos deslizantes lubricados, con disipadores de energía (SB)	Aleaciones con memoria de forma (SMA)	

2.2.1 Sistemas de aislamiento de base

Los sistemas de aislamiento de base incrementan el periodo fundamental de la estructura, con el objeto de alejarla de la zona de espectro de respuesta en las que se concentra la energía del sismo. Para evitar que los desplazamientos resulten excesivos y reducir aún más la respuesta de la estructura, estos dispositivos se combinan con algún tipo de amortiguador mecánico. Unos ejemplos los constituyen los apoyos con corazón de plomo (LRB) formados por apoyos laminados a los que se les inserta un elemento de plomo en perforaciones hechas previamente en el elastómero como se muestra en la figura 2.3a. Otro ejemplo cada vez más utilizado, es el empleo de neoprenos adicionando aditivos durante la fabricación con el propósito de aumentar el amortiguamiento intrínseco del material (HDR). El desarrollo de estos tipos de aisladores de base, parte su uso del uso de apoyos elastoméricos (RB) que son fabricados mediante vulcanización de láminas de neopreno con placas delegadas de acero y que se utilizan en los puentes para permitir los movimientos horizontales del tablero producidos por la temperatura como se muestra en la figura 2.3b.

Otro grupo de aisladores lo forman los apoyos deslizantes formados por placas que disipan la energía por fricción. En algunos casos se le adicionan algún mecanismo para restituir la posición original de la estructura después de la deformación, o bien se hace uso de placas curvas que aprovechan la gravedad para restaurar la posición original de la estructura, como el péndulo de fricción (Friction Pendulum System, FPS) que se muestran en la figura 2.3c. Es común que en los apoyos deslizantes se les adicione algún dispositivo para disipar la energía adicional, generalmente un disipador de energía formado por algún metal o amortiguador hidráulico.



a) Apoyos laminados con corazón de plomo (LRB)



b) Apoyos laminados (RB)



c) Apoyos de péndulo de fricción (FPS)

Figura 2.3 Dispositivos de aislamiento base (Mageba)

2.2.2 Disipadores de energía

Los disipadores de energía transforman en calor la energía cinética que le introduce el sismo a la estructura. Cuando iniciaron los disipadores de energía fueron utilizados con el propósito de proporcionar amortiguamiento adicional a los sistemas de aislamiento de base generalmente de tipo metálico. Estos fueron desarrollados hasta el grado de emplearse como alternativa de los sistemas de aislamiento.

En general existen diferentes mecanismos para lograr la conversión de energía cinética, pero se pueden dividir en dos grupos principales: (1) forma histerética y (2) forma viscosa. Los amortiguadores histeréticos son fundamentalmente dependientes de los desplazamientos y disipan energía mediante alguno de los siguientes conceptos: la plastificación de algún metal debido a deformaciones por flexión, torsión o cortante; la extrusión de algún metal, generalmente plomo o acero; o a través de fricción entre dos superficies deslizantes. En la figura 2.4 se muestra un aislador histerético de acero que trabaja por flexión de un elemento de sección variable en voladizo. Los amortiguadores viscosos son dependientes de la velocidad y en ocasiones de la frecuencia; trabajan por medio de las deformaciones producidas por cortante entre las capas de materiales viscoelásticos o por el flujo de fluidos viscosos.

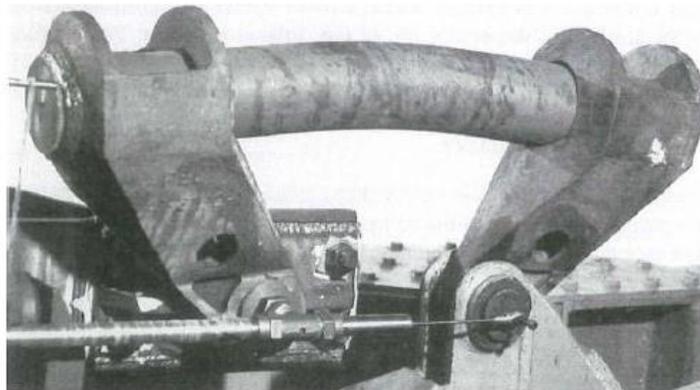


Figura 2.4 Dispositivos de acero (Skinner, et al., 1993)

2.2.3 Amortiguadores resonantes

Este tipo de amortiguadores de masa consisten en la integración de una masa secundaria con rigidez y amortiguamiento que entran en sintonía con el periodo fundamental de la estructura incrementando su amortiguamiento. Existen amortiguadores de masa (TMD) en los que un bloque sólido de metal o de concreto actúa como masa secundaria. En este sistema es necesario considerar resortes y amortiguadores adicionales, para conectar la masa secundaria a la estructura que se pretenda proteger.

También se ha propuesto hacer la sustitución del bloque sólido que constituye la masa secundaria, por un tanque con líquido (TLD), que cumple con los mismos propósitos que la masa secundaria. Los amortiguadores de líquido, proporcionan amortiguamiento adicional al interactuar el fluido con los bordes del recipiente que lo contiene, y el mecanismo de restitución del sistema a su posición original que se genera por medio de la sección de la gravedad.

Este grupo de amortiguadores puede ser visto como un subconjunto de los disipadores de energía, pero también se le clasifica en forma independiente porque el mecanismo de disipación de energía es distinto, ya que transfieren la energía cinética mediante su distribución entre distintos modos de vibración.

2.3 Control activo

En el desarrollo de sistemas de control de vibraciones se da origen a nuevos sistemas de control que disipan la energía cinética mediante la aplicación de fuerzas activas, contraria a la generada por la acción externa. Los sistemas activos consisten en una fuente de potencia externa que aplica fuerzas a la estructura mediante una serie de actuadores. La respuesta del sistema se mide con sensores físicos de tipo óptico, mecánico, eléctrico químico entre otros, que se encargan de enviar señales de un ordenador, que manda a su vez las señales a los actuadores mediante un algoritmo de control.

El control activo presenta ventajas en comparación con los sistemas pasivos, esto ha motivado a su creciente desarrollo tecnológico en los últimos años. Entre estas ventajas se encuentran:

- Mayor efectividad en el control de vibraciones de la estructura limitada únicamente por la capacidad del sistema de control
- Son relativamente insensibles a las condiciones de terreno y a las características dinámicas de movimiento
- Son útiles para mitigación de diferentes tipos de riesgo, como pueden ser sismos y vientos extremos.
- Permiten seleccionar el tipo de acciones sobre las que orientan la producción de la estructura, por ejemplo, durante condiciones de servicio se puede dar preferencia al control del confort humano sobre otros aspectos del movimiento estructural e incrementar la seguridad durante acciones dinámicas severas

Entre los inconvenientes de la aplicación de estos sistemas es la necesidad de una fuente de potencia externa. Por tal motivo, se han propuesto sistemas híbridos que utilizan un control activo como complemento de un control pasivo para mejorar el comportamiento de la estructura. El control híbrido puede eliminar algunas de las limitaciones de los otros dos sistemas cuando actúa aisladamente, dando por resultado una mejor alternativa de control. Otra opción consiste en el uso de sistemas semiactivos en los que los actuadores no están diseñados para producir un movimiento en la estructura en sentido opuesto tal que le produce la excitación, si no que intentan simplemente detenerla.

Las características más atractivas de estos sistemas es que los requerimientos de energía externa son considerablemente menores que los necesarios en los sistemas activos. Muchos pueden operar con una batería, lo cual es vital durante eventos sísmicos en los que la fuente de poder principal de la estructura puede fallar. Con estos sistemas se tiene la posibilidad de reducir efectivamente la respuesta durante un amplio arreglo de condiciones de carga dinámica. Los sistemas activos, semiactivos e híbridos, se han aplicado principalmente en puentes de grandes claros, en los que la relación costo-beneficio puede hacerlos atractivos.

El control activo es un área relativamente reciente, no obstante, se observa un desarrollo consistente en la investigación y aplicación de estos sistemas, al grado de que se cuentan con gran cantidad de aplicaciones en edificios y puentes en Japón. Sin embargo, todavía existen muchas barreras y retos que resolver en el campo del control estructural para poder considerarlo como un área madura en el desarrollo teórico, tecnológico y de aplicación. Algunos aspectos que deben fortalecerse son:

- El diseño de actuadores para el caso de sismos fuertes
- Reducción del costo de implementación y mantenimiento
- Eliminación de fuentes inherentes a la fuente externa
- Aumento de la confianza y robustez del sistema
- Aceptación de la comunidad

2.3.1 Masa activa

Este dispositivo es una extensión del sistema pasivo con oscilaciones resonantes. El movimiento de la masa sobre el último nivel de la estructura es controlado por medio de una computadora que detecta el movimiento del edificio a través de los sensores y envía a los actuadores el movimiento que se debe aplicar a las masas en dirección contraria al movimiento sísmico.

Una de las principales desventajas de estos sistemas es la gran demanda de energía que se requiere para aplicar las fuerzas de control, figura 2.5.

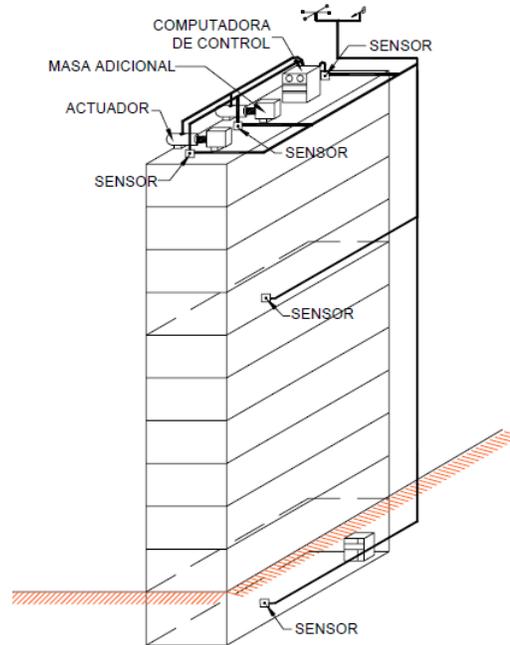


Figura 2.5 Sistema de masa activa

2.3.2 Tendones activos

Son contravientos colocados diagonalmente en forma de X que abarca uno a varios niveles de la estructura. Las fuerzas que se requiere aplicar a los tendones se obtienen de manera similar al sistema anterior.

Se han desarrollado también tendones activos para modificar las propiedades dinámicas de la estructura cuyo objetivo es alejar el periodo fundamental de la estructura de las frecuencias dominantes del sismo para cada instante y con eso evitar el efecto de resonancia.

2.3.3 Dispositivos de fricción activo

El sistema puede controlar la fuerza umbral de deslizamiento de los dispositivos en condiciones de servicio y condiciones últimas. Disipa la energía por fricción.

2.4 Combinación de elementos aisladores para formar diferentes sistemas de aislamiento

El modelo de un sistema de aislamiento lineal está formado por componentes con flexibilidad lineal y amortiguamiento lineal como se muestra en la figura 2.5a. También es posible construir modelos de sistemas de aislamiento no lineales mostrados en la figura 2.5.b, en donde los constantes k_b , k_{b2} , k_{b2} son la rigidez de las columnas, c_b es el amortiguamiento, m es la masa de la estructura y Q es el coeficiente de fricción. Un caso especial de no linealidad, es el sistema bilineal que ocurre cuando los ciclos fuerza cortante-desplazamiento tienen la forma de un paralelogramo. El uso de los diferentes

sistemas de aislamiento (lineales, bilineales y no lineales), conduce a diferentes respuestas sísmicas.

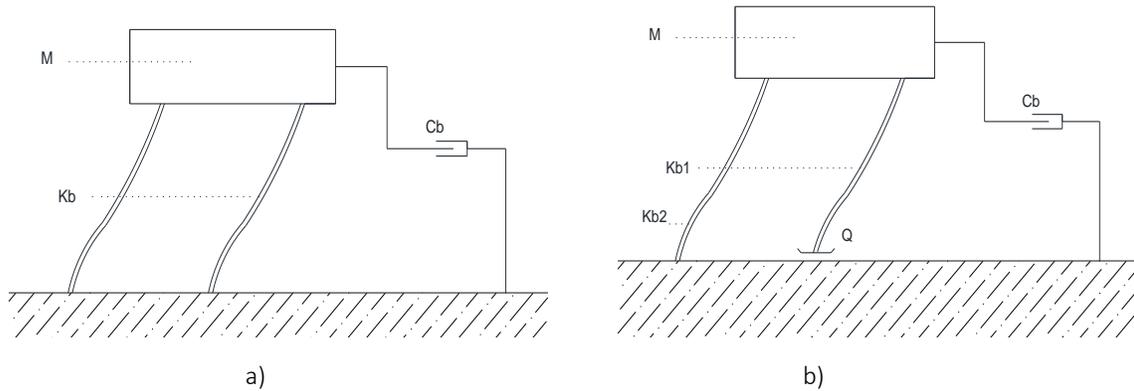


Figura 2.5 a) Sistemas de amortiguamiento lineal, b) Sistemas de amortiguamiento bilineal

En la figura 2.5a, se muestra que el sistema de aislamiento con componentes de flexibilidad y amortiguamiento lineales pueden ser modelados en términos de la ecuación diferencial 2.1

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad \text{ec.2.1}$$

Donde la flexibilidad es el inverso de la constante de rigidez k y el amortiguamiento está definido por la constante. Es posible, sin embargo, que las constantes de rigidez y amortiguamiento que definen el comportamiento sean no lineales. El origen común de no linealidad de un sistema es la dependencia de la amplitud de la excitación. Por ejemplo, para un sistema de aislamiento bilineal la rigidez depende de la amplitud, la rigidez inicial k_1 cambia a k_2 después del desplazamiento de fluencia.

El amortiguamiento puede también ser no lineal ya que, si para la rigidez equivalente lineal se considera la contribución de la energía histerética disipada, esto hace que este dependa del área del ciclo de histéresis y por lo tanto también de la amplitud máxima de la deformación.

En la tabla 2.2 se describen las propiedades de flexibilidad y amortiguamiento de algunos sistemas de aislamiento comúnmente utilizados, analizando si son lineales o no lineales. El análisis es idealista y sobre simplificado, debido a que las propiedades del material pueden cambiar.

Tabla 2.2 Flexibilidad y amortiguamiento de componentes de un aislador

Propiedad	Lineal	No lineal
Fuerza restauradora (provee de un resorte constante y flexible)	Apoyo de hule laminado Pilas o columnas flexibles	Apoyos de hule con alto amortiguamiento
Amortiguamiento	Resortes Rodillos entre superficies curvas Apoyos de hule laminado Amortiguadores viscosos	Apoyos de hule-plomo Dispositivos reductores de fuerza Cuñas

Lo apoyos de hule-laminado (elastoméricos) son los únicos sistemas de aislamiento que combinan rigidez lineal y amortiguamiento lineal en el mismo elemento. En forma comercial, estos sistemas están compuestos por capas de hule vulcanizado con placas de acero. En la literatura existe una amplia experiencia en el diseño y uso de los apoyos elastoméricos, ya que la aplicación principal fue en el acomodo de desplazamiento debidos a los cambios térmicos en los puentes y actualmente adaptados como una solución de aislamiento sísmico. El amortiguamiento calculado en los apoyos elastoméricos es aproximadamente 5% del crítico (Ref. 4). Se han producido algunos sistemas para incrementar el amortiguamiento del hule, utilizando otros materiales o adaptando algunos dispositivos alcanzando hasta un 25% del crítico.

Las pilas o columnas flexibles proveen de una fuerza restauradora lineal simple efectiva, pero necesitan de un amortiguador para controlar los desplazamientos durante un sismo. Si el dispositivo de amortiguamiento es lineal se puede obtener un sistema lineal. Los amortiguadores viscosos son excelentes dispositivos para sistemas aisladores lineales, pero puede ser difícil obtener el tamaño requerido. Son realmente dependientes de la temperatura y pueden requerir de un costo de mantenimiento elevado.

Los resortes son sistemas que pueden ser difíciles de producir para la rigidez requerida, sin embargo, tienen la ventaja de proveer de fuerza restauradora lineal. El sistema alemán GERB (Ref.14), logra esta fuerza y se utiliza principalmente en plantas industriales para aislar silos grandes. Para este sistema es necesario adaptar un amortiguador para disminuir los desplazamientos durante un sismo.

Los rodillos o esferas entre superficies curvas (parabólicas) pueden proveer de fuerzas restauradoras lineales, la desventaja de estos sistemas es que no se pueden utilizar para soportar cargas altas por tener un contacto lineal o puntual. Generalmente, a estos sistemas se agregan amortiguadores lineales obteniéndose un sistema lineal.

Los amortiguadores histeréticos de alta capacidad se basan en general en la capacidad de deformaciones plásticas de sólidos, generalmente plomo o acero. Los amortiguadores deben asegurar una deformación plástica adecuada del metal cuando actúa un gran sismo. Estos sistemas deben ser construidos cuidadosamente para evitar concentraciones de deformación excesiva, ya que pueden causar una fatiga prematura de los amortiguadores de acero en la soldadura. Los ciclos plásticos producidos por alguna otra sollicitación, por ejemplo, ráfagas de viento, deben ser controlados para evitar una fatiga prematura.

Los sistemas de amortiguamiento de acero, tienen la forma de vigas a flexión de varias secciones transversales, tienen una rigidez inicial alta y son amortiguadores efectivos, sin embargo, el proceso de su manufactura debe ser suficientemente cuidadoso para asegurar una vida útil satisfactoria. Estos sistemas generalmente dependen de la amplitud de la excitación, además, pueden combinarse con otros componentes para proveer flexibilidad, pudiendo resultar sistemas de comportamiento elasto- plásticos de acero han sido utilizados como aisladores sísmicos de Puentes en varios países.

Los amortiguadores de extrusión de plomo se comportan como sistemas plásticos que operan a una fuerza constante. Estos sistemas por su comportamiento plástico dependen en muy poca proporción de la amplitud de la excitación. El sistema fluye bajo cargas pequeñas, por lo que las expansiones térmicas se acomodan en el mismo sistema. Cuando se combina con un componente lineal para un apoyo sistema, por ejemplo, pilas esto puede dar como resultado sistemas bilineales.

Los apoyos de hule- plomo, están compuestos de apoyos elastoméricos con un corazón central de plomo. Se construyen insertando un cilindro de plomo en un orificio maquinado en el apoyo elastomérico o colando el plomo en el mismo lugar. Este sistema tiene una rigidez inicial alta, seguida de una rigidez menor después de la fluencia del plomo, y para muchos problemas es el sistema de aislamiento apropiado. El amortiguamiento histerético de este dispositivo se logra por la deformación plástica del plomo. El comportamiento del sistema puede ser considerado aproximadamente como bilineal.

Los sistemas de fricción se comportan en una forma similar a un amortiguador de extrusión, estos sistemas son simples, pero requieren de mantenimiento. Algunas de las principales ventajas son: cambio en el coeficiente de fricción debido al envejecimiento, ataque del medio ambiente y variación de la temperatura entre otros. Un problema a largo plazo ocurre cuando el dispositivo se encuentra sujeto a una carga vertical constante, es la pérdida de su capacidad de deslizamiento.

Los sistemas de aislamiento más usados en la actualidad son los amortiguadores histeréticos de acero, amortiguadores de extrusión de plomo, apoyos de hule-laminados y apoyos hule-plomo.

2.5 Aplicación de sistemas de aisladores de base en puentes

Los sistemas de control pasivo representa una ventaja en comparación con los sistemas activos; su aplicabilidad a diferentes condiciones de riesgo es una misma estructura, por ejemplo, para la protección ante los efectos de viento y sismos; mayor efectividad en el control de la respuesta, limitada únicamente por la capacidad del sistema de control; independencia con respecto a las condiciones de sitio y de las características del movimiento; selectividad de los objetivos de control, como por ejemplo, dar prioridad al control de aceleraciones para el confort humano durante condiciones de servicio e incrementar la seguridad en la estructura en condiciones de carga dinámica severa a pesar de las ventajas que ofrecen los sistemas de control activo, existen algunos inconvenientes que han retrasado su desarrollo teórico y tecnológico como consecuencia la aplicación en

estructuras reales. Entre las principales desventajas es la fiabilidad del sistema de control, otro de los inconvenientes es su elevado costo que limita su utilización en estructuras de grandes dimensiones en la que la relación costo-beneficio puede hacerlos atractivos.

Los aisladores de base y disipadores de energía se han utilizado con éxito en puentes de claros grandes, medianos y pequeños. Además de su empleo en combinación con sistemas activos para constituir sistemas híbridos que han sido incorporados con mayor frecuencia que los sistemas semiactivos o totalmente activos. El mayor número de aplicaciones de los sistemas de control pasivo es debido en parte que su desarrollo se ha iniciado antes que el de los sistemas activos, pero también a que ofrecen las siguientes ventajas:

- Son más económicos
- No requieren el uso de una fuente de energía externa
- Son inherentes estables
- Altamente confiables y efectivos durante sismo fuertes

En la actualidad el diseño de un sistema de control pasivo inicia con una etapa de prediseño en la que se emplean valores típicos de las propiedades mecánicas de los dispositivos de control y los del sistema (estructura-dispositivo). Con base en estos resultados se diseña el sistema de control y se solicita al proveedor las características reales del dispositivo que se instalará en el puente.

A partir de los resultados de los ensayos del elemento que se pretende utilizar, se verifica si es necesario modificar los parámetros empelados en el prediseño para realizar el diseño definitivo.

2.6 Principios básicos de aislamiento sísmico

El aislamiento sísmico básicamente consiste en apoyar la estructura sobre una base suficientemente flexible que filtra las frecuencias altas del movimiento y alarga el periodo natural de vibración de la estructura. Si además el aislador está equipado con un disipador de energía como es el caso de los apoyos laminados con un elemento de plomo en el centro (LBR) la mayor parte de la energía se disipa en el elemento aislador-disipador en vez de hacerlo a través del daño estructural de los elementos que constituyen la estructura lo que incrementa la eficiencia del sistema.

Para espectros de respuesta que tengan periodos dominantes menores que un segundo, el incremento del periodo que se obtiene con un aislador de base resulta altamente benéfico como se muestra esquemáticamente en la figura 2.6 donde se observa que la aceleración a_1 , para la estructura a aislar, reduce el valor a_2 correspondiente a la misma estructura con aisladores.

Debe tenerse en cuenta que esta disminución conlleva a un aumento de desplazamientos del sistema, como se observa en la figura 2.7, en la que el desplazamiento de la estructura aislada d_2 es mayor que el de la estructura sin aisladores d_1 .

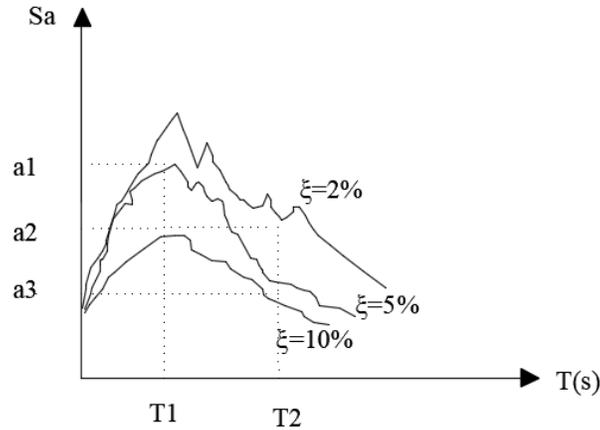


Figura 2.6 Respuesta del sistema sin aisladores y con aisladores (Espectro de aceleraciones)

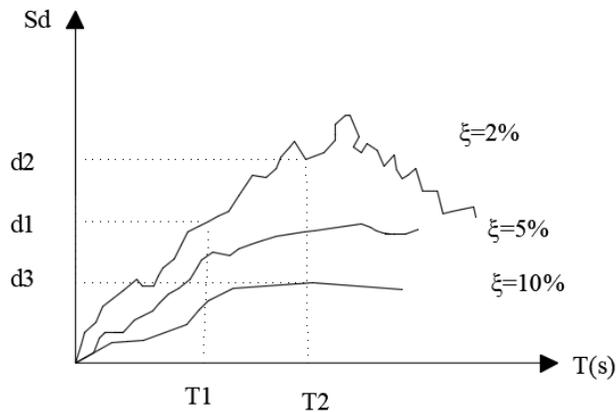


Figura 2.7 Respuesta del sistema aislador- disipador (Espectro de desplazamientos)

El uso combinado de un aislador con un disipador de energía mejora los resultados anteriores. En la misma figura se observa que la aceleración se reduce al valor a_3 , si el amortiguamiento viscoso equivalente se incrementa del 2 al 10%, los desplazamientos (d_3), pueden incluso resultar menores que los correspondientes a la estructura sin aisladores.

Debe tenerse en cuenta que el aislamiento de base incrementa artificialmente el periodo de la estructura a valores aproximados a los dos segundos. Lo cual resulta un inconveniente si el espectro sísmico tiene una cantidad significativa de energía para esos valores de periodo, tal y como sucede en depósitos profundos de suelo arcilloso con altos contenidos de agua, en los que múltiples refracciones de las ondas a través de los estratos de suelo concentra la energía de las frecuencias bajas del movimiento, como en el caso de la ciudad de México. Una alternativa inmediata para estos casos, es el incremento del periodo de la estructura hasta de 3 o 4 s, aumentando la flexibilidad de la base, sin embargo, esto favorece la aparición de grandes desplazamientos que seguramente serían inaceptables. Otra situación en la que puede resultar impráctico el uso de aisladores de base, es en el caso de estructuras ubicadas cerca de fallas potenciales, donde los registros instrumentales muestran la existencia de pulsos de velocidad muy grandes.

La mayor parte de los aisladores de base que se emplean en la actualidad incorporan los apoyos laminados elastoméricos en los que el elastómero puede ser de hule natural o neopreno; la otra gran variante la constituyen los apoyos deslizantes en lo que la superficie de deslizamiento es en muchos casos de teflón y/o acero inoxidable. Algunos sistemas combinan los apoyos deslizantes con los elastómeros.

Para realizar una elección del tipo de dispositivo adecuado debe incluir una cuidadosa consideración de una serie de puntos a cubrir los cuales se mencionan a continuación:

- La carga axial a transportar (los sistemas correderos generalmente tienen mayor capacidad que los dispositivos elastoméricos para cargas axiales)
- Avances disponibles (los aisladores con relaciones de amortiguación más altas, como los neoprenos con núcleo de plomo, tienen demandas de desplazamiento, más pequeñas)
- Espacio disponible (los sistemas deslizantes generalmente tienen perfiles más bajos que los dispositivos elastoméricos que pueden ser importantes en las situaciones de adaptación)
- Las cargas de servicio para ser resistido y movimientos ambientales para ser acomodados (viento, frenado del vehículo, expansión térmica, fluencia, encogimiento)
- Confiabilidad (estabilidad de propiedades bajo condiciones de campo adversas durante largos periodos de tiempo)

El sistema de aislamiento debe proporcionar flexibilidad horizontal, una fuerza de recuperación, capacidad de carga vertical y disipación de energía. En el caso más sencillo, este sistema de aislamiento tiene una rigidez lineal y un amortiguamiento lineal en algunos casos la respuesta de un dispositivo puede no ser lineal, pero puede representarse razonablemente bien con un modelo bilineal con lo que se simplifica su tratamiento práctico. También existen diferentes dispositivos no lineales que requieren modelos más complejos para poderlos representar adecuadamente

En la tabla 2.3 Se muestra en forma simplificada las características de la linealidad de los sistemas de aislamiento más comunes. El único dispositivo que tiene una rigidez y amortiguamiento lineales en el apoyo, sin embargo, y a pesar de la experiencia adquirida en su empleo como apoyo para permitir los desplazamientos debidos a la temperatura y reología en el diseño de puentes, su nivel de amortiguamiento es muy bajo (5%) lo que limita su eficiencia para el control de la respuesta de una estructura durante un sismo. Las propuestas que se han realizado para mejorar la capacidad de disipación de energía de estos apoyos, algunas de ellas con gran aceptación en la práctica, como los apoyos LRB o HDR, no han logrado producir un sistema totalmente lineal.

En los apoyos tipo péndulo es necesario adicionar un elemento disipador de energía; si se consigue incorporar un amortiguador lineal en este tipo de apoyos, se consigue un sistema completamente lineal.

Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero ubicado en el estado de Oaxaca con apoyos elastoméricos

Tabla 2.3 Características de comportamiento de sistemas de aislamiento más comunes en puentes (Skinner, et al., 1993)

Sistema de aislamiento	Fuerza	Amortiguamiento
Apoyo laminado (RB)	Lineal	Lineal
Apoyo laminado con núcleo de plomo (LRB)	No lineal	No lineal
Apoyo de hule de alto amortiguamiento (HDR)	No lineal	No lineal
Amortiguador por extrusión de plomo (LED)	-	No lineal
Péndulo de fricción	Lineal	Depende del disipador
Amortiguadores metálicos (MD)	No lineal	No lineal

El amortiguamiento lineal de tipo viscoso tiene como inconveniente su alta independencia de la temperatura, el nivel de mantenimiento que requieren y la dificultad de obtenerlos en un tamaño apropiado. Algunos disipadores pueden ser dependientes de la amplitud y de la historia de carga, por ejemplo, los hules de alto amortiguamiento (HDR) dependen del número de ciclos que ha experimentado el sistema, además de su dependencia con la amplitud de oscilaciones.

Con respecto al análisis de una estructura con aisladores, el caso más simple lo constituye el modelo lineal, cuyos ciclos histeréticos se muestran en la figura 2.8 la rigidez de cortante del sistema es una constante que puede representarse como una rigidez efectiva, igual a la rigidez secante; el amortiguamiento se describe mediante otra constante y es dependiente de la velocidad (amortiguamiento viscoso). La rigidez efectiva (k_{ef}) el periodo (T) y el factor de amortiguamiento (ξ) para el modelo lineal son:

$$k_{ef} = \frac{V_u}{X_u} \quad \text{ec.2.2}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{ef}}} \quad \text{ec.2.3}$$

$$\xi = \frac{cT}{4\pi m} \quad \text{ec. 2.4}$$

Donde V_u es la fuerza cortante última, X_u el desplazamiento de la estructura, m la masa total de la estructura y c el coeficiente de amortiguamiento viscoso.

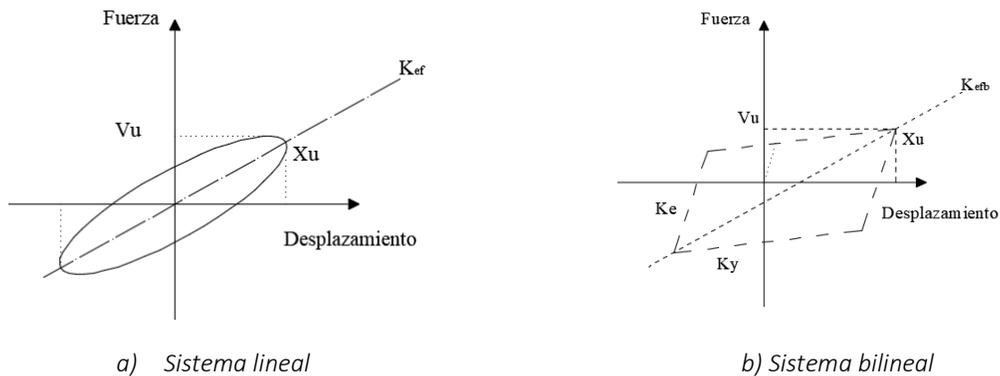


Figura 2.8 Diagrama fuerza cortante- desplazamiento que muestran los ciclos histeréticos y la rigidez efectiva

El caso más común de la no linealidad se debe a la dependencia de las propiedades del sistema con la amplitud. En el caso del sistema bilineal se distinguen dos rigideces del sistema con amplitud. En el caso del sistema bilineal se distinguen dos rigideces que dependen del valor del desplazamiento: la inicial o elástica (k_e), y la inelástica o posterior a la fluencia (k_y); sin embargo, para fines prácticos, se definen parámetros efectivos a partir de la rigidez (k_{ef}) del sistema bilineal que se ilustra en la figura 2.8b.

$$k_{efb} = \frac{V_u}{x_u} \quad \text{ec. 2.5}$$

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{efb}}} \quad \text{ec. 2.6}$$

En la expresión anterior, T_b representa el periodo del sistema bilineal. En este caso el amortiguamiento es dependiente de la amplitud del desplazamiento.

3. Aisladores elastoméricos

Este tipo de apoyos son los más utilizados en puentes en México los cuales tienen una gran capacidad de carga axial con una compresión mínima, permite la expansión y contracción además de una rigidez lateral reducida, estas características los vuelve muy atractivos para ser usados como aisladores sísmicos.

El elastómero proporciona la fuerza de recuperación necesaria para regresar a su estado inicial después de grandes desplazamientos.

La composición de los apoyos laminados es principalmente el neopreno vulcanizado con placas delgadas de acero estructural, los cuales han sido utilizados en puentes con mucho éxito, por lo que su adaptación para el aislamiento sísmico es conceptualmente sencilla, aunque en la práctica requiere de un diseño especializados y una manufactura sofisticada.

3.1 Propiedades de los materiales

Los apoyos elastoméricos son los dispositivos de control de estructuras más estudiados hasta la fecha. Las propiedades mecánicas que se utilizan para su diseño se derivan de criterios elásticos que han sido verificados mediante pruebas de laboratorio y de análisis con elementos finitos.

Rigidez horizontal. Dado que la idea fundamental al emplear un aislador de base es alejar a la estructura de las frecuencias en las que se concentra la energía del sismo, es de particular importancia en el diseño la relación existente entre la capacidad de carga vertical del apoyo y su rigidez horizontal, ya que esta relación determina el máximo valor para el periodo de la estructura aislada. De acuerdo con lo anterior, la prioridad mecánica más importante de un aislador es su rigidez horizontal K_H , la cual se puede evaluar al considerar que un paoyo laminado puede aproximarse como una viga de cortante, dado que las placas de acero impiden las deformaciones por flexión, pero no restringen las deformaciones por cortante. A partir de esta aproximación la rigidez horizontal puede determinarse con:

$$K_H = \frac{GA}{h_r} \quad \text{ec. 3.1}$$

Dónde:

G es el módulo de cortante del elastómero, A es el área de la sección transversal y h_r es el espesor total de caucho.

Desplazamiento lateral. Otro parámetro de importancia en el diseño del apoyo es el desplazamiento horizontal máximo que puede experimentar el dispositivo ($\delta_{m\acute{a}x}$). Este desplazamiento se determina a partir de la deformación máxima por cortante ($\gamma_{m\acute{a}x}$) producida por fuerzas laterales, conforme con la siguiente relación:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \gamma_{m\acute{a}x} h_r \quad \text{ec 3.2}$$

Si el desplazamiento horizontal estimado es mayor que $\delta_{m\acute{a}x}$, se puede aumentar el espesor del apoyo h_r , o incrementar la deformación máxima por cortante $\gamma_{m\acute{a}x}$, lo que se

consigue al reducir la distorsión que produce la carga vertical aplicada sobre el apoyo γ_w , la cual está determinada por:

$$\gamma_w = \frac{W}{A'GS} \quad \text{ec.3.3}$$

Dónde: W es la carga vertical sobre el apoyo, A' es el área de traslape entre la superficie inferior y superior del apoyo mostrado en la figura 3.1, S es el factor de forma del apoyo, que se define según la siguiente expresión:

$$S = \frac{\text{Área cargada del neopreno}}{\text{Área libre del neopreno}} \quad \text{ec.3.4}$$

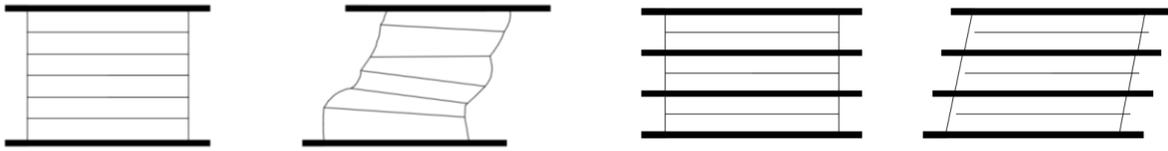


Figura 3.1 Deformación lateral de un apoyo laminado estándar y un apoyo segmentado (Priestley, et al, 1996)

Otra alternativa para incrementar los desplazamientos laterales que se puede adquirir en el apoyo es introduciendo placas estabilizadoras como se muestra en la figura 3.2

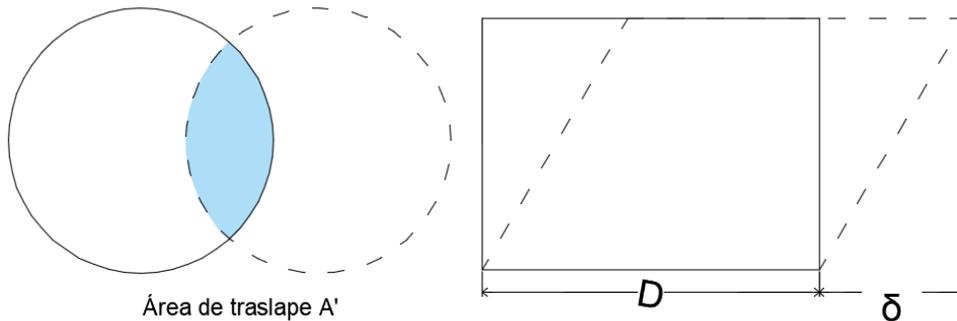


Figura 3.2 Apoyo elastomérico con desplazamiento lateral y área de traslapa A' (Priestley, et al, 1996)

Los apoyos laminados son susceptibles de sufrir inestabilidad por pandeo de forma semejante a una columna ordinaria, pero originada en este caso por la baja rigidez lateral del elemento. Haciendo algunas modificaciones a la teoría de pandeo de columnas (Naeim y Kelly, 1999). Se llega a la siguiente expresión para determinar la carga crítica de pandeo (P_{cr}) del apoyo

$$P_{cr} = \frac{G A S_r \pi \sqrt{2}}{h_r} \quad \text{ec. 3.5}$$

En la expresión anterior r es el radio de giro de la sección transversal del apoyo igual a 0.29 para un apoyo rectangular y 0.25 para apoyo circular. En la figura 3.3 se puede obtener la

carga crítica si se cuenta con valores de GS y Aa/h_r , donde a es la dimensión o diámetro del apoyo en la dirección de interés; y los demás parámetros ya han sido definidos.

Para un caso típico $GS = 10 \text{ MPa}$ y $Aa/h_r = 1 \text{ m}^2$, se observa que $P_{cr} = 12E + 06 \text{ N}$. En general no existe problemas de pandeo en un apoyo laminado, sin embargo, cuando la carga vertical que recibe el apoyo es una fracción significativa de su carga crítica de pandeo (P_{cr}), la rigidez horizontal se reduce considerablemente, de acuerdo con la siguiente expresión derivada de un análisis elástico lineal:

$$K_H = \frac{GA}{h_r} \left[1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right] \quad \text{ec.3.6}$$

En la figura 3.3 se muestra la variación de la rigidez horizontal con el nivel de carga aplicado. Como puede observarse, para valores de $P < 0.30P_{cr}$, el error que se comete al desprestigiar el efecto de la carga vertical sobre la rigidez horizontal es menor al 10%.

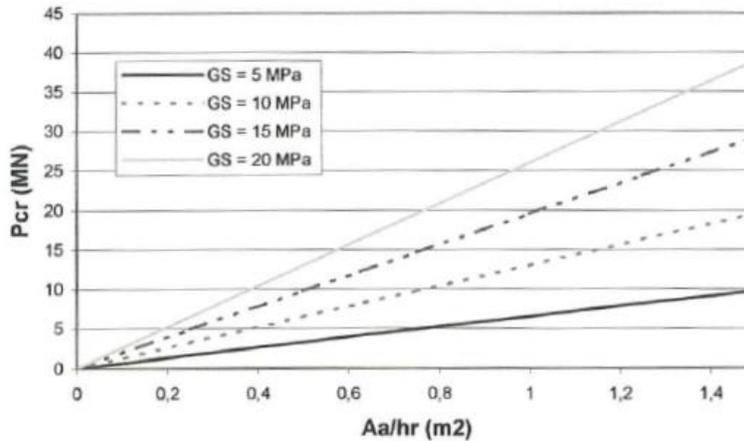


Figura 3.3 Carga crítica de pandeo de un apoyo laminado

Dado que los aisladores pueden estar sujetos a cargas verticales elevadas y desplazamientos laterales importantes, la estabilidad de los dispositivos es un motivo de preocupación cuyas consecuencias han dado origen a propuestas conservadoras en los códigos, que se ven reflejadas en el costo de los dispositivos y del proyecto de un puente aislado.

La expresión más común para determinar la capacidad de carga de estos apoyos, basada en el área de traslape (A') entre las capas superior e inferior de neopreno mostrada en la figura 3.2, conduce a valores nulos para desplazamientos iguales al ancho y diámetro ($\delta = D$).

3.2 Requerimientos del comportamiento de un aislador de base

El neopreno es un caucho sintético que se hace con 2-cloro-1,3-tadieno. Puede ser producido en forma de látex o de polímero seco. Fue inventado y producido por E.I du Pont de *Nemours and Co.* Neopreno es un término formado del griego *neos* (nuevo) y *preno* (tomado de isopreno), unidad básica del hidrocarburo del caucho natural.

Para su control de calidad, se hacen varias pruebas encaminadas a determinar sus propiedades físicas. En la tabla 3.1 se muestran las pruebas de control de calidad a la que es sometido un neopreno.

Tabla 3.1 Pruebas de control de calidad del neopreno

PROPIEDADES FÍSICAS			
Dureza (Shore A Durometer)	50±5	60±5	70±5
Resistencia a la tracción, mín.(psi)	2,250	2,250	2,250
Elongación última, mín.(%)	400	350	300
RESISTENCIA AL CALOR			
Cambio en la dureza del durómetro 70 horas a 212 °F			
Puntos máximos	15	15	15
Cambio en resistencia a la tracción, máx (%)	-15	-15	-15
Cambio en elongación última, máx (%)	-40	-40	-40
DEFORMACIÓN POR COMPRESIÓN			
22 horas a 212°F, máx. (%)	35	35	35
OZONO			
100 pphm de ozono por volumen en el aire, 20% deformación 100°F± 100 horas procedimiento de montaje	35	35	35
FRAGILIDAD A BAJAS TEMPERATURAS			
Grado 0 y 2, No se requiere prueba			
Grado 3, fragilidad a -40°F	Sin falla	Sin falla	Sin falla
Grado 4, fragilidad a -50°F	Sin falla	Sin falla	Sin falla
Grado 5, fragilidad a -65°F	Sin falla	Sin falla	Sin falla
RIGIDEZ TÉRMICA INSTANTÁNEA			
Grado 0 y 2- probada a -25°F			
Grado 3, fragilidad a -40°F	La rigidez a temperatura de prueba no debe exceder de 4 veces la rigidez medida a 73°F		
Grado 4, fragilidad a -50°F			
Grado 5, fragilidad a -65°F			
CRISTALIZACIÓN BAJAS TEMPERATURAS			
Grado 0 ,no se requiere prueba			
Grado 2, 7 días a 0°F			
Grado 3, 14 días a -15°F	La rigidez al tiempo y temperatura de prueba no debe exceder de 4 veces la rigidez medida a 73°F sin demora		
Grado 4, 21 días a -15°F			
Grado 5, 28 días a -15°F			

La rigidez debe medirse con un equipo para prueba Quad, descrito en el anexo A de la American Society for Testing Materials (ASTM) D-4014, en una unidad de refrigeración encerrada. Las muestras de prueba deben tomarse de un apoyo elegido al azar. Se debe utilizar ciclos de deformación ±25% y se debe aplicar un ciclo completo de deformación por

un periodo de 100 segundos. Se descartan los primeros $\frac{3}{4}$ de ciclo y se debe determinar la rigidez de la pendiente de la curva fuerza deflexión para el siguiente $\frac{1}{4}$ ciclo de carga.

El elastómero bruto podrá ser neopreno virgen (polychloroprene) o caucho natural (polysoprene). Los compuestos del elastómero se clasifican con como grado 0,1,2,3,4 o 5, dependiendo de las bajas temperaturas. Los grados están definidos en la tabla 3.1, por los requerimientos de prueba. Un mayor grado de elastómero puede ser sustituido por un inferior.

Los compuestos deberán cumplir los requisitos mínimos de la tabla mencionada. Los requisitos de prueba pueden interpolarse para durezas intermedias. Si el material se especifica de acuerdo al módulo de corte su valor medido deberá estar dentro del 15% el valor especificado. Además, se deberá suministrar un valor de dureza consistente, con el fin de determinar los límites para las pruebas indicadas de la tabla 3.1. Cuando las muestras de prueba se toman del producto terminado, las propiedades físicas pueden variar en un 10% de las especificadas en dicha tabla. Todas las pruebas de material se deben realizar a una temperatura de $23^{\circ}\text{C}\pm a$ menos que se establezca algo diferente.

Los laminados de acero utilizados para refuerzo se deben fabricar de acero dulce laminado que cumpla con las normas ASTM A-36, A-570, o equivalentes. En la tabla 3.2 se menciona algunas propiedades del elastómero.

Tabla 3.2 Pruebas del elastómero para diferentes durezas

Dureza	50	60	70
Módulo cortante a 23°C (kg/cm ²)	6.65-9.10	9.10-14	14-21
Deformación por flujo plástico en 25 años dividida por deformación instantánea (%)	25	35	45
K	0.75	0.60	0.55

Los laminados deberán tener un espesor mínimo nominal calibre 16. No se permiten agujeros en las platinas para fines de fabricación, a menos que se hayan tenido en cuenta en el diseño.

Los apoyos laminados de acero deberán desarrollar una resistencia mínima al desprendimiento de 6.90 kN/m. Las pruebas de desprendimiento se deberán ejecutar de acuerdo con la norma ASTM D-429.

Los apoyos con laminados de acero se deben fundir como una sola unidad y unir y vulcanizar bajo calor y presión. El acabado de los moldes se debe hacer de acuerdo con la práctica estándar de los talleres. Los laminados internos de acero se deberán limpiar mediante chorros de arena y antes de la fusión deben estar completamente limpios herrumbre, escamas de laminación, mugre y libre de rababas y bordes agudos.

Las platinas de carga externas (platinas de asiento) deberán estar protegidas contra la corrosión por arte del fabricante y unirse preferiblemente en caliente a los apoyos durante

la vulcanización. Los apoyos diseñados para actuar como una sola unidad con un factor de forma dado, se deberán fabricar como una sola unidad.

La tolerancia de laminado, acabado y apariencia deberá cumplir con los requisitos de la más reciente edición del Manual de Caucho Publicado por la Rubber Manufacturers Association ,Inc (RMA) de acuerdo a las normas RMA F3 y T.063 para apoyos moldeados y RMA F2 para apoyos troquelados

Los ensambles de los apoyos antes de su envío a la obra deberán haber sido pre-ensamblados en el taller por el fabricante y verificados con respecto a la geometría y terminación correcta.

A menos que se especifique lo contrario, con excepción del acero inoxidable, los componentes de los apoyos, incluyendo los pernos de anclaje, se deben galvanizar.

El elastómero utilizado deberá satisfacer los límites prescritos en la tabla 3.1, en cuanto a dureza de durómetro, resistencia a la tracción, elongación última, resistencia al calor, deformación por compresión y resistencia de ozono. El módulo de corte del material debe probarse a una temperatura de 23°C. Este deberá encontrarse dentro del 15% del valor especificado, o dentro del rango de su dureza dado en la tabla 3.2, si no se ha especificado el módulo de corte.

Además, los apoyos se deben someter a diversas pruebas de compresión de corta y larga duración, estas pruebas las realizan en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) para su control de calidad y se exponen a continuación:

Pruebas de compresión de corta duración. Los apoyos deberán ser sometidos a cargas de compresión hasta una y media veces la carga máxima de diseño. La carga deberá sostenerse constante durante 5 minutos, retirada y aplicada de nuevo por otros 5 minutos. El apoyo se deberá examinar visualmente cuando esté sometido a la segunda carga y si se observa un paralelismo de laminado por la forma de pandeo evidente o el espesor de una capa está por fuera de las tolerancias especificadas, o la unión del laminado es deficiente, el apoyo deberá ser rechazado. También es causa de rechazo la existencia de 3 o más grietas separadas de superficie con un ancho mayor de 2 mm y 2 mm de profundidad.

Pruebas de compresión de larga duración. El apoyo se deberá someter a cargas de compresión hasta 1.5 veces su carga máxima de diseño durante un periodo de 15 horas. Si durante la prueba, la carga cae por debajo de 1.3 veces la carga máxima de diseño, la carga está por debajo de este límite. El apoyo se deberá examinar visualmente al final de la prueba mientras está bajo la carga y será rechazado o no tomando los mismos criterios de la prueba anterior.

La muestra para este ensayo deberá estar constituida por lo menos por un apoyo escogido al azar de cada tamaño y colada de material y deberá incluir el 10% de lote, como mínimo. Si falta un apoyo de la muestra, se deberán rechazar todos los apoyos de aquel lote.

Las placas de elastómero para apoyos de puentes tienen tres ventajas importantes:

- *Economía.* Debido a su sencillez del proyecto, facilidad de fabricación y bajo costo de los materiales. Los apoyos de neopreno no tienen partes móviles constan simplemente de una placa o más de neopreno de 2.5 cm aproximadamente de espesor colocada entre la trabe y la corona de la pila o estribo
- *Efectividad.* Una ventaja muy importante de neopreno es su efectividad como medio para la transferencia de la carga. Cuando soporta cargas de compresión la placa de hule, absorbe las irregularidades de la superficie y de esa manera todas las imperfecciones salientes o hundidas que tiene la superficie de concreto, soportan la carga. No hay manera de que el apoyo sea inutilizado por la corrosión y que se transmita así un empuje excesivo de la pila o estribo sobre los que se apoya la trabe.
- *Mantenimiento.* Un apoyo de neopreno necesita menos conservación que cualquier otro elemento del puente. El neopreno actualmente se utiliza para apoyos de puentes por dos razones importantes; tienen las propiedades físicas que requieren y es altamente resistente al deterioro debido al intemperismo. A continuación, se mencionan las características representativas del neopreno desde el punto de vista estructural:

Resistencia. La resistencia del neopreno a compresión es más que suficiente para soportar la carga de los puentes. Cuando el proyecto se ha hecho adecuadamente, el apoyo de neopreno puede soportar cargas a la compresión de 70 kg/cm². Además, la mayor parte de la deformación plástica tiene lugar en los primeros diez días de carga

Durabilidad. En su resistencia al deterioro el neopreno es marcadamente superior al hule natural y a cualquier otro hule sintético y que pudiera satisfacer los requisitos físicos de las placas de apoyo para puente. La vida útil de un neopreno es de aproximadamente de 40 años. Sin darle ningún tipo de mantenimiento hasta los 35 años.

Cuando un apoyo de neopreno se somete a la acción de una carga se deforma verticalmente. La deformación vertical no debe exceder del 15% del espesor antes de ser comprimido el apoyo. Cuando la deformación en compresión es mayor que 15% se producen esfuerzos internos dentro del neopreno que aceleran la rapidez de la deformación plástica y aceleran la rapidez del agrietamiento debido al intemperismo.

3.3 Comportamiento de un aislador de base

En los últimos años los apoyos elastoméricos reforzados se han utilizado en muchos países en aplicaciones son sísmicas principalmente como apoyos de puentes y dispositivos para evitar vibraciones.

Los materiales y técnicas de fabricación utilizados en la manufactura de apoyos sísmicos y no sísmicos son esencialmente los mismos, sin embargo, el comportamiento solicitado es diferente, ya que mientras un apoyo no sísmico generalmente está sujeto a cargas estáticas o vibraciones debido a maquinas, un apoyo sísmico está sujeto a cargas aleatorias cuya magnitud es incierta.

La función principal de los apoyos sísmicos es desacoplar el movimiento de la estructura del de su cimentación incrementando el periodo fundamental y reduciendo la respuesta de la estructura. La reducción de fuerzas inducidas por el sismo puede ser del orden de 5 a 10 veces su valor nominal, lo que permite a su vez reducir el daño a la estructura y el riesgo de sus ocupantes.

Los apoyos sísmicos presentan varios grados de rigidez, dependiendo de la magnitud y orientación de las cargas aplicadas, como se indica a continuación:

- a) Una alta rigidez permite apoyar cargas estáticas con una deflexión vertical mínima
- b) Una baja rigidez horizontal ante cargas sísmicas permite que el elemento realice su función como aislador sísmico
- c) Una alta rigidez se utiliza para controlar cargas laterales pequeñas debidas a viento o para evitar deflexiones laterales excesivas bajo condiciones de servicio normal

La rigidez vertical alta se logra través de la construcción de apoyos elastoméricos laminados, ya que el refuerzo en el elastómero a base de placas disminuye el pandeo de las caras laterales de los apoyos por la adherencia entre los dos materiales. La rigidez horizontal baja no depende de la configuración laminada, es una característica propia del elastómero, por lo que existe poca resistencia a la deformación horizontal de las capas de hule.

Para lograr los requerimientos de rigidez, es necesario que el apoyo sea estable. Aunque un apoyo no debe ser un elemento esbelto, la relación de la rigidez axial contra la lateral es muy alta y puede provocar que el apoyo esté sujeto a un pandeo por cortante. La posibilidad e inestabilidad es mayor en apoyos de aislamiento sísmico, debido a que son generalmente altos para poder lograr deformaciones grandes.

Debido a que la función principal de los apoyos elastoméricos es mantener segura una estructura y teniendo en cuenta que la acción sísmica es importante, es necesario entender el comportamiento de los apoyos elastoméricos, bajo las distintas acciones a las que se encuentran sujetas. A pesar del intenso trabajo que se realiza en la investigación sobre el comportamiento mecánico de los apoyos, existe escasa o casi nula información en algunos aspectos, principalmente en la combinación de acciones, estos se resume en la tabla 3.3.

Tabla 3.3 Comportamiento mecánico de apoyos elastoméricos

Modo de falla	Carga a corto plazo				Flujo plástico	Carga cíclica			
	Compresión	Compresión y cortante	Compresión +Rotación	Compresión+ Cortante+ Rotación		Elastómero joven	Elastómero viejo		
Agrietamiento a tensión	A	B	B	C	B	B	B	C	C
Fluencia del refuerzo	A	C	C	C	C	C	C	C	C
Desprendimiento	A	B	B	C	C	B	B	C	C
Pandeo	A	C	C	C	C	C	C	C	C

Nomenclatura:

A= Existe información y teoría razonable

B=Datos limitados, teoría no muy bien sustentada

C=No hay datos, no existe teoría disponible

3.4 Comportamiento estático en compresión

Cuando un bloque de elastómero se somete a una carga a compresión restringiendo el deslizamiento de las caras cargadas ya sea por fricción o adherencia física, la rigidez vertical depende de la libertad al pandeo de las caras laterales como se muestra en la figura 3.4.

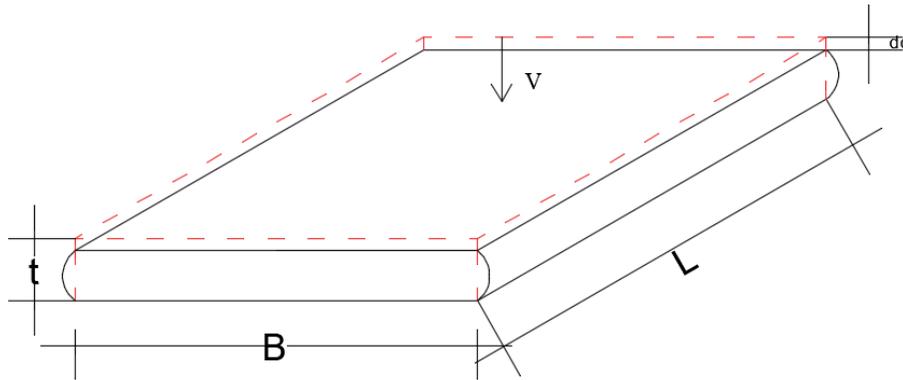


Figura 3.4 Bloque elastomérico con caras restringidas a compresión

Lo anterior se expresa generalmente en términos de Factor de Forma (S), definido como la relación del área plana carga a la superficie libre de carga. En la tabla 3.4, se presentan diferentes formas de bloques en planta con su respectivo factor de forma utilizados comúnmente en apoyos elastoméricos.

Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero ubicado en el estado de Oaxaca con apoyos elastoméricos

Tabla 3.4 Factor de forma para bloques elastoméricos en compresión

Forma del bloque	Factor de forma, S
Rectangular ($L * B * t$)	$\frac{LB}{2t(L+B)}$
Cuadrado ($L * L * t$)	$\frac{L}{4t}$
Circular ($D * t$)	$\frac{D}{4t}$
Barra ($B * t$) para $L > 5B$	$\frac{B}{2t}$

Dónde:

L Longitud

B Ancho

D Diámetro

t Espesor

La rigidez vertical de un bloque elastomérico se incrementa rápidamente con el factor de forma porque para un bloque con espesor muy pequeño, el apoyo será muy rígido verticalmente

La deformación vertical por efecto de una carga a compresión de un bloque elastomérico se calcula de acuerdo a:

$$e_c = \frac{f_c}{E(1+2KS^2)} = \frac{f_c}{E_a} \quad \text{ec. 3.7}$$

Dónde:

e_c Deformación vertical a compresión

f_c Esfuerzo a compresión

K Constante empírica (tabla 3.5) para materiales incompresibles $K=1.0$

S Factor de forma

E_a Módulo aparente

Las propiedades aproximadas de los elastómeros en función de la dureza son mostrados en la tabla 3.5.

Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero ubicado en el estado de Oaxaca con apoyos elastoméricos

Tabla 3.5 Propiedades aproximadas de los elastómeros

Dureza IRHD	Módulo de elasticidad, E (kg/cm ²)	Módulo de cortante G (kg/cm ²)	K
50	23.5	6.1	0.7
60	37.7	10.2	0.60
70	63.2	14.3	0.66

De la ecuación anterior se define el “Modulo aparente” que es análogo al módulo elástico del elastómero, pero depende directamente del factor de forma al cuadrado

$$E_a = E(1 + 2KS^2) \quad \text{ec. 3.8}$$

Para S muy pequeños $E_a = E$

Si se considera el módulo de confinamiento E_∞ del elastómero, la deformación vertical debida a compresión en el volumen, bajo f_c , es simplemente f_c / E_∞ . La deformación total del elastómero está dada por la suma de las dos deformaciones.

$$e_v = \frac{f_c}{E_a} + \frac{f_c}{E_\infty} = \frac{f_c}{\left(\frac{E_a E_\infty}{E_a + E_\infty}\right)} = \frac{f_c}{E_m} \quad \text{ec.3.9}$$

Donde E_m Es el módulo modificado del elastómero

La deformación total a compresión del elastómero d_c se obtiene utilizando el módulo modificado de acuerdo a:

$$d_c = e_v t = \frac{f_c t}{E_m} \quad \text{ec. 3.10}$$

Multiplicando ambos lados por A, tenemos:

$$A d_c = \frac{A f_c t}{E_m} = \frac{V t}{E_m} \quad \text{ec. 3.11}$$

Dónde:

A área de sección en planta

d_c Deformación total

V Carga vertical

La rigidez a compresión del bloque elastomérico está definida como la relación entra la carga vertical y la deformación total a compresión, por lo que se obtiene:

$$K_c = \frac{V}{d_c} = \frac{E_m A}{t} \quad \text{ec. 3.12}$$

En bloques elastoméricos en forma de barras largas con $L > 5B$, el módulo aparente se obtiene con la siguiente ecuación:

$$E_a = \frac{4E(1+KS^2)}{3} \quad \text{ec. 3.13}$$

La deformación total del bloque se calcula dividiendo el esfuerzo a compresión entre el módulo modificado:

$$e_v = \frac{f_c}{E_m} \quad \text{ec 3.14}$$

Dónde:

$$E_m = \frac{E_a}{1 + \frac{E_a}{E_\infty}} \quad \text{ec. 3.15}$$

La deformación total del bloque elastomérico en forma de barra, d_c , se obtiene de:

$$d_c = e_v t = \frac{f_c t}{E_m} \quad \text{ec. 3.16}$$

Multiplicando ambos lados de la ec.316, tenemos:

$$B d_c = \frac{B f_c t}{E_m} = \frac{V t}{L E_m} \quad \text{ec. 3.17}$$

La rigidez a compresión de un bloque elastomérico en forma de barra por unidad de longitud se obtiene a partir de:

$$K_C = \frac{V}{L d_c} = \frac{B E_m}{t} = 2 S E_m \quad \text{ec 3.18}$$

Debido a la simetría en un bloque elastomérico de forma circular y rectangular muy largo, el pandeo de los lados libres toma la forma de una parábola como es mostrada en la figura 3.5.

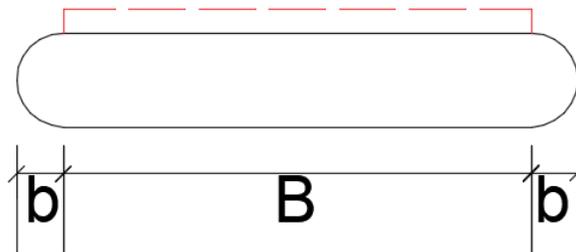


Figura 3.5 Pandeo de los lados libres del elastómero

El pandeo central máximo b , debido a la flexión d_c se calcula de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

Para el bloque de forma circular de diámetro D y espesor t :

$$b = \frac{3D d_c}{8t} = \frac{3S d_c}{2} \quad \text{ec. 3.19}$$

Para el bloque de forma rectangular de ancho B y espesor t :

$$b = \frac{3Bd_c}{4t} = \frac{3Sd_c}{2} \quad \text{ec. 3.20}$$

En forma gráfica como se muestra en la figura 3.6, es posible relacionar la curva esfuerzo deformación de los bloques elastoméricos con el factor de forma (S):

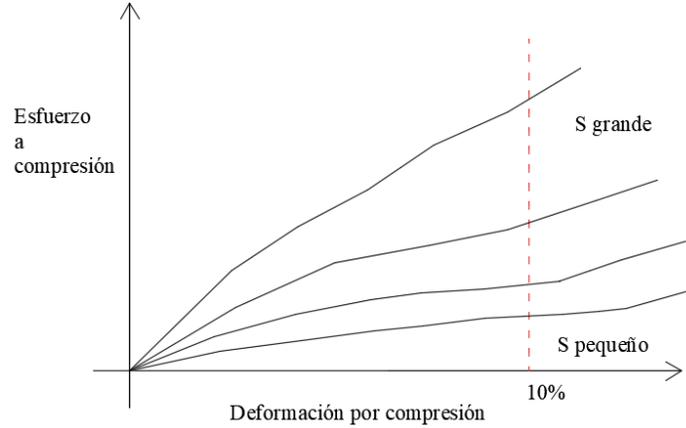


Figura 3.6 Curvas esfuerzo deformación para bloques elastoméricos unidos

En el caso de que las caras cargadas del bloque se puedan deslizar libremente, es decir, cuando no exista fricción entre la superficie de contacto y la del bloque como se muestra en la figura 3.7, la rigidez vertical se reduce en forma considerable. Para deflexiones pequeñas, la rigidez vertical está dada aproximadamente por:

$$K_C^1 = \frac{EA}{l} \quad \text{ec. 3.21}$$

La deformación b debido a carga vertical, cuando existe deslizamiento de las caras cargadas como se muestra en la figura 3.7, se calcula tomando en cuenta la forma de bloque, es decir, para bloques de forma circular b es diferente que para bloque de forma rectangular.

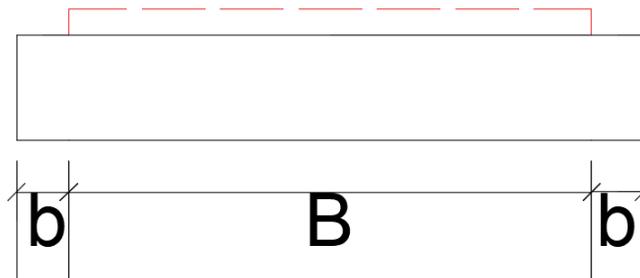


Figura 3.7 Comportamiento a compresión de un bloque elastomérico sin restricción en las caras laterales

-Para el bloque de forma circular de diámetro D y espesor t :

$$b = \frac{D}{2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{t}{t-d_c} \right) - 1} \right\} \quad \text{ec. 3.22}$$

-Para el bloque de forma rectangular de ancho B y espesor t:

$$b = \frac{Bd_c}{2(t-d_c)} \quad \text{ec. 3.23}$$

3.5 Comportamiento estático en cortante

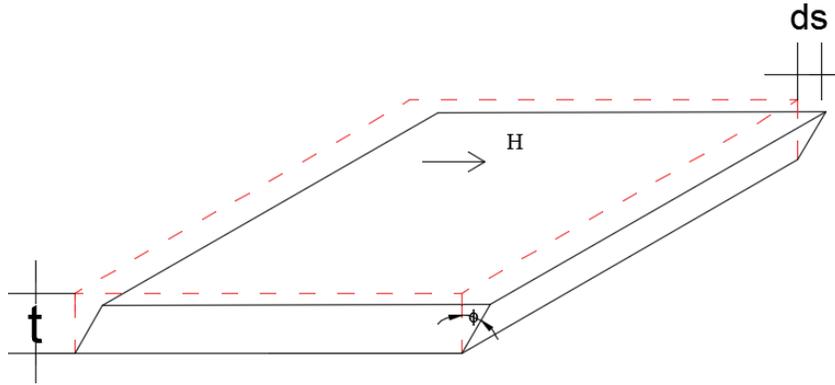


Figura 3.8 Comportamiento estático a cortante

$$e_s = \frac{Af_s}{AG} = \frac{H}{AG} = \tan \phi \quad \text{ec. 3.24}$$

Donde:

e_s deformación por cortante

H es la fuerza horizontal total

f_s esfuerzo cortante

A área en planta del bloque

G módulo cortante

ϕ ángulo de inclinación

El desplazamiento horizontal relativo del bloque de acuerdo a la figura 3.8, debido a la fuerza horizontal h, queda definido como:

$$d_s = t \tan \phi = \frac{Ht}{AG} \quad \text{ec. 3.25}$$

La rigidez por cortante del bloque elastomérico queda definida como, por la ec 3.27.

$$K_s = \frac{H}{d_s} = \frac{AG}{t} \quad \text{ec. 3.26}$$

$$K_s = \frac{H}{Ld_s} = \frac{AG}{Lt} = 2SG \quad \text{ec. 3.27}$$

Se puede observar que la rigidez por cortante de un bloque elastomérico ya sea cuadrado o en forma de barra se calcula de la misma manera en cualquier dirección horizontal.

Para ángulos grandes de cortante f como es mostrado en la figura 3.8., el desplazamiento horizontal relativo a las caras, está dado por:

$$d_s = t \frac{\tan \phi}{(1 + \tan^2 \phi)} \quad \text{ec. 3.28}$$

La deformación vertical debido al movimiento horizontal por cortante, se calcula de acuerdo a:

$$d_c = d_s \cdot \tan \phi \quad \text{ec. 3.29}$$

3.6 Torsión en planta

Para apoyos elastoméricos de forma circular la rigidez a torsión K , se calcula con suficiente precisión de acuerdo con la ec. 3.30.:

$$K_t = \frac{T}{\theta} = \frac{\pi \cdot G D^4}{32t} \quad \text{ec. 3.30}$$

Para una placa circular con un agujero en el centro la rigidez a torsión K está dado por:

$$K_t = \frac{T}{\theta} = \frac{\pi \cdot G (D^4 - d^4)}{32t} \quad \text{ec. 3.31}$$

En ambos casos la deformación por cortante causada por la distorsión angular que se calcula aproximadamente de acuerdo:

$$e_\theta = \frac{16T}{\pi G D^3} = \frac{D\theta}{2t} \quad \text{ec. 3.32}$$

3.7 Respuesta dinámica

En un elastómero siempre existe un tiempo de retraso como se muestra en la figura 3.9., y que se presenta entre la aplicación del esfuerzo y la aparición de las deformaciones resultantes, conocido como fenómeno de histéresis. Este fenómeno es despreciable bajo cargas estáticas, pero muy importante bajo cargas dinámicas. Por ejemplo, si el esfuerzo aplicado es senoidal en el tiempo, la deformación resultante también variará senoidalmente con el tiempo, habiendo un desfaseamiento entre el esfuerzo y la respuesta.

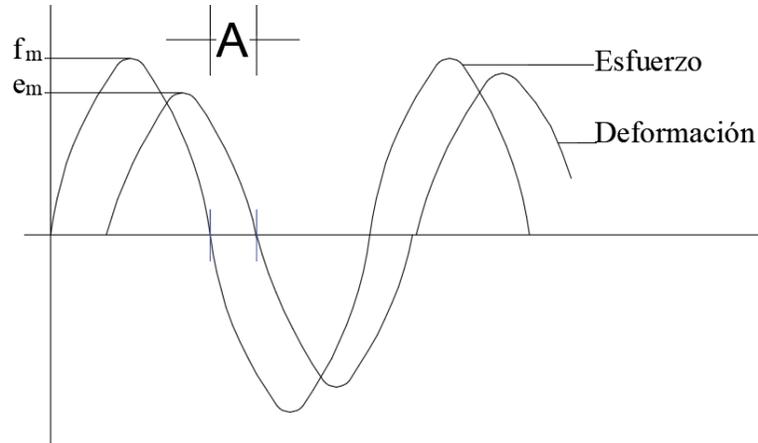


Figura 3.9 Esfuerzo variable senoidal con deformación resultante

Si el esfuerzo aplicado está representado como:

$$f_i = f_m \text{sen}(wt) \quad \text{ec. 3.33}$$

La deformación resultante será:

$$e_i = e_m \text{sen}(wt - A) \quad \text{ec. 3.34}$$

Un resultado importante del desfaseamiento entre el esfuerzo y la deformación es que parte de la energía generada durante la deformación se disipa internamente en forma de calor, y no es recuperada una vez retirado el esfuerzo. Graficando el esfuerzo contra la deformación se forma un ciclo, en el caso particular de esfuerzo senoidal, la energía perdida por ciclo por unidad de volumen del elastómero es:

$$E = \pi \cdot f_m e_m \text{sen } A \quad \text{ec. 3.35}$$

La mayoría de los elastómeros son conductores pobres de calor, por lo que, ante excitaciones dinámicas, existe un incremento en la generación de calor.

La respuesta dinámica de un elastómero depende de la frecuencia en la aplicación del esfuerzo y de la temperatura como se muestra en la gráfica de la figura 3.10. Cuando la temperatura baja, la respuesta del apoyo es lenta, esto mismo sucede cuando la frecuencia en la aplicación del esfuerzo es muy grande.

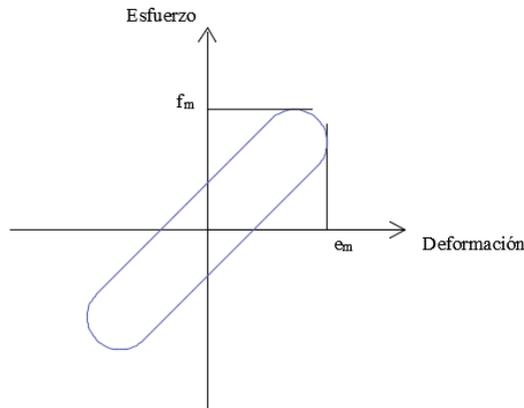


Figura 3.10 Curva general de esfuerzo-deformación para una carga cíclica

3.8 Otras propiedades

Existen otras propiedades importantes de los elastómeros entre las cuales tenemos:

- a) *Flujo plástico*. Este fenómeno se presenta en los elastómeros con el paso del tiempo; es un incremento en la deformación bajo esfuerzos constantes, debido a la reorganización interna de moléculas dentro del elastómero.

El flujo plástico varía aproximadamente en forma exponencial con el tiempo, siendo más rápida al inicio de la aplicación de la carga, y reduciéndose progresivamente después de esta. La magnitud del flujo plástico varía considerablemente con la composición del elastómero, la temperatura ambiente y el tipo de esfuerzo. El flujo plástico es 50% más grande bajo esfuerzo a tensión y 25% más grande bajo esfuerzo a cortante que bajo a compresión.

Cuando deja de actuar el esfuerzo, el elastómero presenta una recuperación que depende del tiempo, y una deformación residual permanente, conocida como “posición permanente”.

Si un elastómero se mantiene bajo un estado de deformación constante, el esfuerzo requerido para mantener ese estado disminuye con el tiempo. Este fenómeno es conocido como “relajación” y es similar al flujo plástico.

- b) *Cristalización a temperaturas bajas*. Los elastómeros se rigidizan cuando se enfrían transformándose en cristales, llegando a ser frágiles ante impactos y perdiendo características de los hules. El efecto es reversible y puede recuperar su estado original cuando la temperatura se incrementa. En algunos elastómeros, expuestos prolongadamente a temperatura arriba de la temperatura de transición a cristal, comienza una elevación progresiva de rigidización, conocido como “cristalización”.
- c) *Efectos ambientales*. Los elastómeros sufren un cambio gradual con el paso del tiempo, conocido como “envejecimiento”, el cual ocasiona un incremento en la

dureza y una reducción en la deformación a la ruptura. Las causas principales del envejecimiento son:

- La oxidación por oxígeno atmosférico y ozono. Este es un proceso que se reduce con elementos elastoméricos grandes.
- Los efectos del calor y luz solar aceleran el proceso de envejecimiento. El efecto de la luz solar se reduce pintando al elastómero e negro.
- Un elemento sujeto a un esfuerzo a tensión acelera el efecto de envejecimiento.

Muchos elastómeros absorben petróleo y otros líquidos ocasionando expansión en el elemento y pérdida de propiedades mecánicas. El grado de resistencia al ataque de líquidos varía enormemente entre elastómeros.

Todos los elastómeros bajo exposición a la radiación (solar, etc.), se rigidizan progresivamente hasta que llegan a ser frágiles. Este problema se puede reducir agregando compuestos adecuados.

En general los elastómeros no son adecuados para aplicaciones a temperaturas arriba de 120°. El coeficiente de expansión lineal de muchos elastómeros es muy alto, generalmente se encuentra alrededor de $200 \times 10^{-6} \text{°C}$, la cual es veinte veces mayor que el acero.

- d) *Fatiga*. Esta propiedad es importante considerarla en el diseño de apoyos elastoméricos, ya que depende fuertemente de la magnitud de la deformación por cortante cíclica en el hule. El agrietamiento por fatiga extrema a menudo viene acompañado por incremento de temperatura en el hule y por lo tanto incremento en la relación de carga o histéresis, esto puede provocar un incremento en el agrietamiento y una reducción en la vida del apoyo por fatiga. El incremento en la deformación media puede aumentar el agrietamiento, pero es menos significativa la deformación cíclica. Cabe mencionar que la dureza y la deformación a la ruptura son propiedades que no afectan de manera significativa la deformación en el elastómero.

4. Diseño de apoyos elastoméricos

4.1 Especificaciones de apoyos elastoméricos

En este capítulo se hace referencia a las especificaciones para puentes carreteros editadas por la AASHTO (Referencia 1). En nuestro país, no existe un reglamento similar al anteriormente mencionado, por lo que en la práctica común entre los ingenieros adoptar las especificaciones de la AASHTO con ligeros cambios que tomen en cuenta las características propias de las carreteras y puentes de nuestro país

Las especificaciones para apoyos elastoméricos fueron incluidas por primera vez en las normas AASHTO en 1961, teniendo como base la investigación experimental realizada hasta esa fecha sobre apoyos de neopreno reforzados.

4.2 Tipos de dispositivos de apoyo

Los dispositivos de apoyo formados por elastómero reforzado se pueden clasificar en tres tipos

- a) **Elastómero reforzado simples.** Transmiten cargas normales a su plano y absorben por rotación y distorsión los giros y desplazamientos de la estructura cuando estos son pequeños
- b) **Elastómero reforzado deslizante.** Son como los anteriores, o disponen de una placa de deslizamiento cuya cara inferior desliza sobre la superior de una placa de Politetrafluoreperileno (P.T.F. E). Estos dispositivos permiten grandes desplazamientos horizontales y admiten deformaciones por compresión y rotación. Se utilizan como apoyos móviles de las estructuras.
- c) **Elastómero reforzado a tope o fijos.** Los topes evitan el desplazamiento longitudinal del dispositivo de apoyo, sin impedir que se produzcan deformaciones por compresión, distorsión y rotación. En algunos casos, limitando el desplazamiento horizontal, se convierten en apoyos fijos, permitiendo únicamente la deformación por compresión y la rotación.

4.3 Diseño de apoyos elastoméricos de acuerdo a la AASHTO (1992)

4.3.1 Acciones y solicitaciones

Consiste en la evaluación de las cargas y deformaciones a la cuales queda sujeto un dispositivo de apoyo y que definen sus dimensiones, de acuerdo a las limitaciones de diseño. En el análisis de cargas verticales se toman en cuenta las cargas muertas, de servicio y carga viva. Las cargas horizontales comprenden: el viento sobre la estructura, viento sobre la carga viva, frenaje, fuerza centrífuga y sismo.

Las deformaciones horizontales de los dispositivos son debidas a las siguientes condiciones;

- a) Contracción por fraguado y contracción diferida. El valor del coeficiente dependerá de si la estructura es precolada total o parcialmente, o si es colada en el lugar. Para este caso, se podrá adoptar un valor máximo $\varepsilon = 0.0002$, para la contracción de

fraguado; variando su valor hasta un máximo de 0.0004 por unidad de longitud, para la contracción diferida o a largo plazo.

- b) Deformación por temperatura. Los valores característicos máximo y mínimos de las acciones debidas a las variaciones de temperatura son mostrados en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Dilataciones lineales relativas en dispositivos de apoyo

Valor mínimo relativo	Valor máximo relativo	Acción
3×10^{-4}	4×10^{-4}	Corta duración
3×10^{-4}	2.5×10^{-4}	Larga duración

- c) Deformaciones instantáneas. Estas deformaciones son las que se presentan en forma inmediata a la aplicación de cargas exteriores y a la aplicación del presfuerzo, cuando existe; sus valores serán calculados de acuerdo a las expresiones conocidas de la teoría de la elástica.
- d) Deformaciones plásticas. Las deformaciones plásticas o a largo plazo (d_p), adicionales a las instantáneas (d_i), se determinarán afectando a estas últimas de un coeficiente que conservadoramente se considera de 2.

$$d_p = 2d_i \quad \text{ec. 4.1}$$

Las deformaciones significantes para el cálculo de los dispositivos de apoyo, serán las deformaciones a largo plazo $d \propto$, donde:

$$\therefore d \propto = 3d_i \quad \text{ec. 4.2}$$

En la tabla 4.2 se resumen las tres principales combinaciones de cargas que deben considerarse para verificar los dispositivos de apoyo. En ciertos casos (por ejemplo: obras en proceso de construcción), puede hacerse intervenir combinaciones complementarias.

Tabla 4.2 Combinaciones de carga para verificar dispositivos de apoyo

Combinación	Acciones de larga duración		Acciones de corta duración o accidentales			
	Carga permanente	Temperatura		Cargas de operación	Viento	Sismo
		Larga duración	Corta duración			
I	X	X		X		
II	X		X			
III	X	X			X	
IV	X	X				X

4.3.2 Procedimiento de diseño

El procedimiento de diseño de acuerdo al AASHTO-LRFD es el siguiente:

1. Determinación del movimiento de la viga por temperatura (Referencia 1, Art.5.4.2.2)
2. Determinación del acortamiento de la viga debido a post-tensado, contracción en el concreto, etc.
3. Selección un espesor del apoyo elastomérico basado en el requerimiento del movimiento total del apoyo (Referencia 1, Art.14.7.5.3.4)
4. Cálculo del tamaño del apoyo tomando en cuenta los esfuerzos de compresión (Referencia 1, Art.14.7.5.3.2)
5. Cálculo de deflexión instantánea por compresión (Referencia 1, Art. 14.7.5.3.3)
6. Rotación máxima del apoyo
7. Revisión de la compresión y rotación del apoyo combinadas (Referencia 1, Art. 14.7.5.3.5)
8. Revisión de la estabilidad del apoyo reforzado (Referencia 1, Art. 14.7.5.3.7)

4.3.3 Ejemplo de diseño

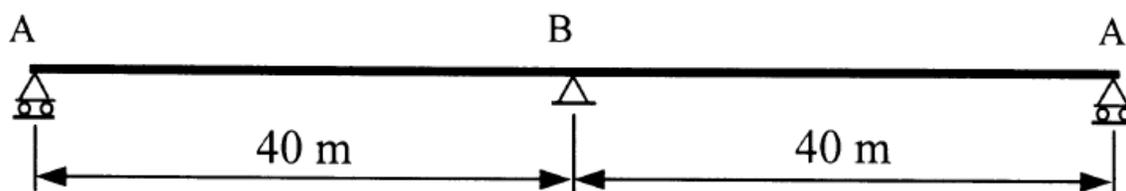


Figura 4.1 Puente tipo de diseño

Datos:

L=	40 m	Longitud del claro
R_{DL} =	690	Reacción por Carga Muerta
R_{LL} =	220	Reacción por Carga Viva sin Impacto
θ_s =	0.025 rad	Rotación de diseño por carga de servicio
ΔT =	21 °C	Cambio máximo de temperatura
Δ_{PT} =	0 mm	Acortamiento de la viga por postensado
Δ_{SH} =	2 mm	Acortamiento de la viga por contracción
G=	1	Módulo al corte del elastómero
γ =	1.2	Factor de carga por temperatura uniforme
ΔF_{TH} =	165	Constante de amplitud por fatiga del apoyo categoría A

Usando un apoyo con refuerzo de acero grado 60 (Durómetro)

F_y =	350 MPa	Esfuerzo de fluencia del refuerzo de acero
---------	---------	--

1. Movimiento por temperatura

$$\alpha = 10.80 \times 10^{-6} / ^\circ C = 0.0000108$$

$$\Delta_{Temp} = \alpha(\Delta_T)L = 9.072000 \text{ mm}$$

2. Acortamiento de la viga

$$\Delta_{pt} = 0.00 \text{ mm} \quad \text{No hay postensado}$$

$$\Delta_{sh} = 2.00 \text{ mm}$$

3. Espesor del apoyo elastomérico

h_{rt} = Espesor total del elastómero

h_{ri} = Espesor de las capas del elastómero

n = Número de capas interiores

Δ_s = Desplazamiento máximo longitudinal del apoyo=

$$\Delta s = \gamma(\Delta T + \Delta_{pt} + \Delta_{sh}) \quad \Delta s = 13.29 \text{ mm}$$

$$h_{rt} = \text{Espesor del apoyo} \geq 2\Delta_s \quad 2\Delta s = 26.57 \text{ mm} \quad (\text{AASHTO Eq. 14.7.5.3.4-1})$$

Se propone

$$h_{rt} = 120.00 \text{ mm}$$

$$h_{ri} = 20.00 \text{ mm} \quad h_{rt} > 26.57 \text{ mm}$$

$$n = 5$$

4. Tamaño del apoyo

L = Longitud del apoyo

W = Ancho de apoyo

S_i = Factor de forma del espesor de la capa del apoyo

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)}$$

Para un apoyo sujeto a deformación por cortante, la resistencia a compresión debe satisfacer:

$$o_s = \text{Esfuerzo a compresión debida a la carga total} \leq 1.66GS \leq 11 \quad (\text{AASHTO Eq. 14.7.5.3.2-1})$$

$$O_L = \text{Esfuerzo a compresión debida a la carga viva} \leq 0.66GS \quad (\text{AASHTO Eq. 14.7.5.3.2-1})$$

$$o_s = \frac{R}{LW} = \frac{1.66GLW}{2h_{ri}(L+W)}$$

Asumiendo os es el valor crítico, resolver L y W por error y prueba

$$L = 300 \text{ mm}$$

$$W = 460 \text{ mm}$$

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} = 4.53947$$

$$\sigma_s = \frac{R}{LW} = \frac{1.66GLW}{2h_{ri}(L+W)} = 2.895 \text{ MPa}$$

$$2.895 \text{ MPa} \leq 0.66GS = 3.00 \text{ MPa}$$

5. Deflexión instantánea por compresión

Para:

$$\sigma_s = 6.59 \text{ Mpa}$$

$$S = 4.54$$

Se determina el valor de ϵ_i de la figura 4.2 :

$$\epsilon_i = 0.062$$

$$\ddot{a} = \sum a_i^o h_{ri} = 7.44 \text{ mm}$$

(AASHTO Eq. 14.7.5.3.3-1)

En la figura 4.2 se muestran las curvas esfuerzo deformación de acuerdo a la AASHTO para apoyos elastoméricos reforzados.

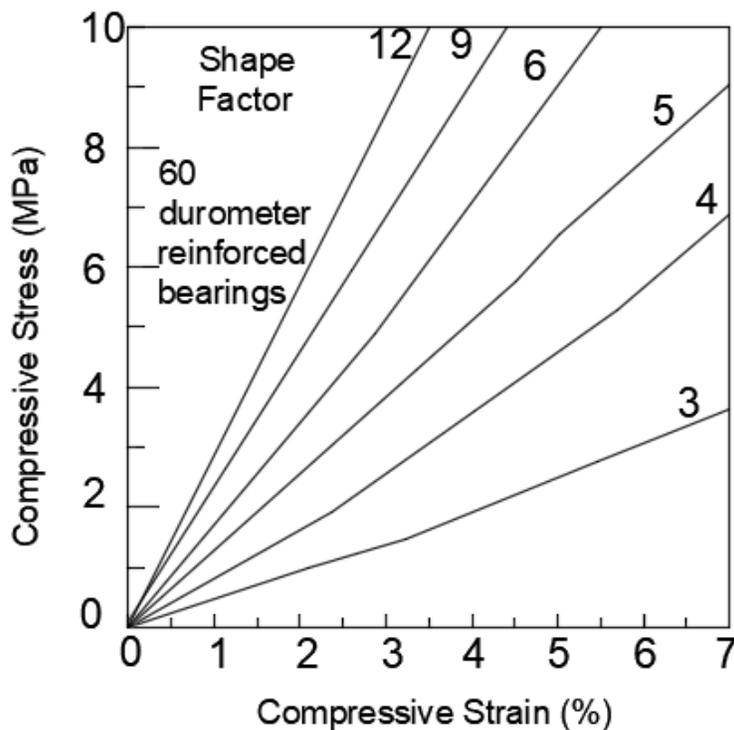


Figura 4.2 Curvas esfuerzo deformación. (Ref.1. AASHTO, Figura C14.7.5.3.3.1.)

6. Rotación máxima del apoyo

$$\dot{\alpha}_{capacidad} = 2\delta/L = 0.0496 \text{ rad} < \dot{\alpha}_{diseño} = 0.025 \text{ rad}$$

7. Compresión y rotación del apoyo combinadas

a) Fuerza de levantamiento requerida (Uplift) (AASHTO Eq. 14.7.5.3.5-1)

$$\sigma_{suplift} = 1.0GS \left(\frac{\dot{\alpha}_{diseño}}{n} \right) \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 = 5.107 \text{ MPa} < 6.590 \text{ MPa}$$

b) Requerimiento de deformación por cortante (AASHTO Eq. 14.7.5.3.5-2)

$$\sigma_{suplift} = 1.875GS \left(\frac{\dot{\alpha}_{diseño}}{n} \right) \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 = 6.579 \text{ MPa} > 6.590 \text{ MPa}$$

8. Estabilidad del apoyo

Los apoyos deben ser diseñados para prevenir inestabilidad para las combinaciones de carga para el estado límite de servicio.

El esfuerzo a compresión promedio sobre el apoyo está limitado a la mitad del esfuerzo de pandeo esperado.

Para este caso el tablero del puente se puede deslizar horizontalmente, por lo que el esfuerzo a compresión promedio debido a Carga Muerta y Carga Viva debe satisfacer:

$$\sigma_s \leq \frac{G}{2A - B} \quad (\text{AASHTO Eq. 14.7.5.3.6-1})$$

$$A = \frac{1.92 \frac{h_{rt}}{L}}{S \sqrt{1 + \frac{2.0L}{W}}} = 0.111 \quad (\text{AASHTO Eq. 14.7.5.3.6-3})$$

$$B = \frac{2.67}{S(S + 2.0) \sqrt{1 + \frac{L}{4.0W}}} = 0.083 \quad (\text{AASHTO Eq. 14.7.5.3.6-4})$$

$$\frac{G}{2A - B} = 7.16841 > 6.590$$

9. Refuerzo de acero en el apoyo

El refuerzo de acero en el apoyo deberá ser diseñado para soportar los esfuerzos de tensión por compresión en el apoyo. El espesor de acero de refuerzo, h_s , deberá satisfacer lo siguiente:

a) Estado límite de servicio

$$h_s \geq \frac{3h_{max}O_L}{F_y} \quad (\text{AASHTO Eq. 14.7.5.3.7-1}) \quad h_s = 1.13 \quad \text{mm} \quad \text{Gobierna}$$

b) Estado límite de fatiga

$$h_s \geq \frac{2h_{max}O_L}{AF_y} \quad (\text{AASHTO Eq. 14.7.5.3.7-2}) \quad h_s = 0.70 \quad \text{mm}$$

Detalles de apoyo elastomérico:

5 capas interiores con 20 mm de espesor por cada capa

2 capas exteriores con 10 mm de espesor por cada capa

6 acero de refuerzo con 1.2 mm cada uno

Espesor total de apoyo 127.2 mm

Tamaño del apoyo 300 mm longitudinal y 460 mm transversal

En la figura 4.3 se muestra la configuración final del apoyo elastomérico reforzado.

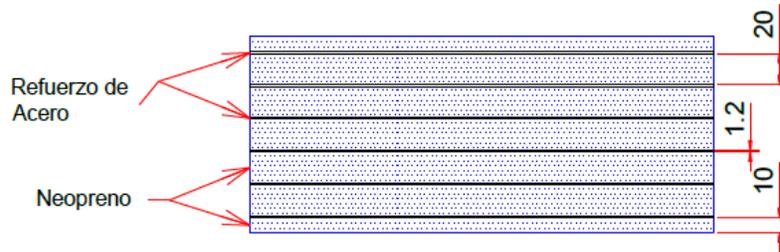


Figura 4.3 Diseño de apoyo elastomérico reforzado

Determinación de rigidez en apoyos elastoméricos

Apoyo con refuerzo de acero grado 60 (Durómetro)

Espesor total,t	12.72	cm	K	11.03	kg/cm ²
Espesor neto,H _r	12.00	cm	Módulo de elasticidad,E	37.70	kg/cm ²
Longitud,L	46.00	cm	Módulo de cortante,G	10.20	kg/cm ²
Ancho,B	30.00	cm			
Factor de forma,S	1.085	Sección rectangular	K/G	1060.538	
Relación de aspecto, ρ	1.304	r	E _c /GS ²	5.1	
Módulo de compresibilidad, E _c	61.23	kg/cm ²	I	4,320.00	cm ⁴
Área de corte,A _x	360.00	cm ²			
Área de corte,A _y	552.00	cm ²			

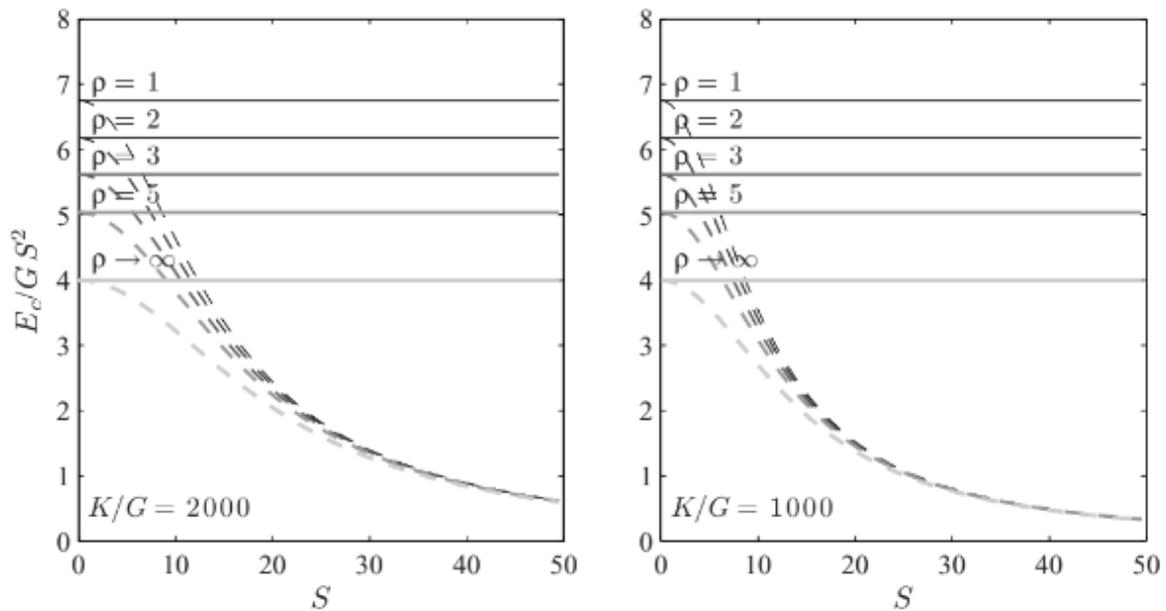


Figura 4.4 Efecto del módulo de compresibilidad para apoyos elastoméricos de sección rectangular con diferentes largos y relaciones de aspecto ρ (Kelly-Konstantinidis,2011)

$$K_v = \frac{E_c A}{H_r} \quad \text{ec. 4.3.}$$

$$K_h = \frac{GA}{H_r} \quad \text{ec. 4.4}$$

$$K_\theta = \frac{0.33 E_c I}{H_r} \quad \text{ec. 4.5}$$

4.3.4 Ayudas de diseño

En la actualidad hay varias compañías dedicadas a la fabricación de apoyos de Neopreno, cada una de ellas tiene sus propias tablas y manuales para el cálculo de su dimensionamiento.

Una de las compañías es “Apoyos SLIDE para puentes y estructuras”, esta se basa en las normas recomendadas por la O.R.E. y la U.I.C., que se aplican en la mayoría de los países europeos.

Para su cálculo se recomienda que la compresión media admisible este entre los valores

$$30 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_m < 150 \text{ kg/cm}^2$$

Aun cuando las normas indican que la compresión mínima es de 20 kg/cm² se adopta 30 kg/cm² para estar dentro del lado de la seguridad, si esto no cumple debe preverse un sistema de fijación del apoyo.

Las características elásticas del neopreno utilizado en los apoyos SLIDE son:

Dureza Shore: 60-70

Módulo de elasticidad transversal a 22°C, G=8 kg/cm²

El esfuerzo horizontal admisible debe ser de:

$$C < fV \quad \text{donde } f = 0.1 + \frac{6}{\sigma_m} \quad \text{ec. 4.6}$$

V= Carga máxima vertical

El giro máximo admisible de los apoyos en un elemento estructural es limitado respecto al acortamiento vertical del apoyo con el fin que no se produzca levantamientos en los bordes menos cargados y se recomienda sea del orden de 0.01 rad, hacen una revisión de la estabilidad del apoyo, distorsión admisible y de la tensión de cizallamiento, todo esto en función de una serie de tablas que presenta en folleto la compañía.

Los apoyos SLIDE tienen tres grupos esenciales.

- Apoyos SLIDE BLOCK. Son apoyos elastoméricos simples o reforzados con láminas metálicas de zunchado, se apoyan directamente en la estructura o se pueden fijar con pernos
- Apoyos SLIDE FLON. Formados por un bloque elastomérico provisto de una lámina de teflón en su cara superior, sobre la que desliza una placa de acero inoxidable pulido, se recomienda su uso cuando hay desplazamientos importantes y si se desea reducir esfuerzos transmitidos por los movimientos de la estructura.
- Apoyos SLIDE POT. Son usados para aumentar la carga del neopreno sin disminuir su deformabilidad al giro, son de neopreno confinado, en los que el bloque elastomérico está en un pistón cilíndrico, así transmite los esfuerzos como si fuera un cilindro hidráulico.

Otra compañía dedicada a la fabricación de apoyos de neopreno es “Apoyos Mecánicos TETRON CD” estos se dimensionan para cumplir con las normas reglamentarias vigentes como:

- BS
- DIN
- AASHTO
- Normas Francesas
- SNCF, etc.

Los apoyos TETRON también nos ofrecen tres tipos:

- Apoyo TETRON CD/FX (Fijo): Sólo permite rotaciones, puede transmitir reacciones oblicuas, cuya componente horizontal es uno de los datos de dimensionamiento.
- Apoyo TETRON CD/GL (Deslizante Libre): Permite rotaciones y movimientos en todas las direcciones, la parte superior está cubierta por una placa de deslizamiento, con una grasa especial para su lubricación y así tener un coeficiente de rozamiento muy bajo.
- Apoyo TETRON CD/GG (Deslizante Guiado): Permite rotaciones en todas las direcciones y movimientos en una sola dirección. La guía de movimiento horizontal puede consistir en dos topes laterales.

Para su dimensionamiento la compañía cuenta con un programa informático en función de la presión admisible en el elastómero, las dimensiones de las materias primas y las variantes tecnológicas industriales, se proporciona una tabla para ser llenada en la que piden una serie de datos como: normas aplicables, carga vertical permanente, carga vertical máxima, carga vertical mínima, fuerza horizontal ángulo máximo de rotación sobre el apoyo, presión admisible en el soporte, presión admisible en el elastómero y movimiento máximo admisible.

5. Análisis de respuesta sísmica del puente Tres Marías-Nuevo Palantla

En este capítulo se describirá una metodología para realizar la evaluación de la respuesta sísmica de puentes carreteros tomando como parámetros el tipo de estructuración, las dimensiones geométricas, los reglamentos de diseño empleados, entre otros; con el objetivo de establecer la respuesta con y sin amortiguadores pasivos de tipo elastoméricos para el valor de aceleración demandada (S_a).

5.1 Introducción

En la República Mexicana no se le ha dado prioridad a la investigación sobre el comportamiento sísmico de puentes comparado con el de edificios, prueba de ellos es que no existe una práctica establecida común en el diseño sísmico de puentes. Lo que se atribuye a una carencia de normatividad nacional específica que permita justificar los criterios de diseño empleados.

Lo anterior presenta un riesgo hacia la población debido a que no se puede definir un nivel de seguridad de este tipo de construcciones ante la acción de un sismo, estas estructuras son vitales para la comunicación y su ausencia o mala operación generan daños colaterales a la población, tales como: problemas de tráfico, pérdidas económicas que repercuten en varios sectores de la sociedad, dificultad del personal de protección civil o de alguna institución de auxilio para llegar a sitios donde se requiera atender siniestros producidos por éste fenómeno.

En México se han reportado daños moderados en puentes sobre los últimos sismos registrados tales como los de Michoacán (1985), Manzanillo (1995) y Tecomán (2003) y daños mayores recientemente en Oaxaca y Morelos (2017), estos últimos con impacto suficiente para interrumpir el tránsito vehicular. Así se han podido apreciar daños en muros de contención, daños en juntas de dilatación, falla en la unión de la columna y su cabezal y fallas en topes de las pilas que impiden el desplazamiento lateral de la superestructura.

En nuestro país predomina el concreto como material constructivo en infraestructura de puentes, por tal razón en el presente trabajo se muestra el estudio sobre la respuesta sísmica de puentes carreteros de concreto sobre apoyos elastoméricos. El puente seleccionado como caso de estudio en el presente trabajo está formado por elementos de concreto comúnmente utilizados para este tipo de estructuras, como pilas y trabes empleadas para cubrir claros medianos. A continuación, se presenta una descripción de las características geométricas y estructurales del puente.

El puente Tres Marías- Nuevo Palantla se encuentra ubicado sobre la carretera Federal N°175 Oaxaca -Tuxtepec en el km 39 con una longitud total de 92.15 m. Con una pendiente de -0.40 % y un ancho de calzada de 10 m en total teniendo vialidad en ambas direcciones. La subestructura está compuesta por 2 columnas y 2 cabezales, distribuidos cada 30.68 m a lo largo del puente. La altura de las columnas varía entre 15.60 m hasta una altura máxima de 16.60 m. Estas columnas tienen un cabezal de concreto masivo que tiene la misma

Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero ubicado en el estado de Oaxaca con apoyos elásticos

sección transversal para las columnas. En las figuras 5.1 y 5.2 se muestran los planos del puente tipo proporcionados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

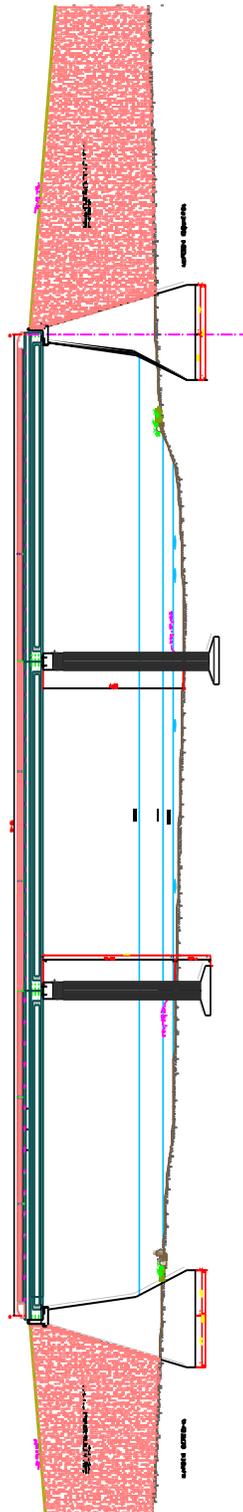


Figura 5.1 Corte transversal del puente tipo Tres Mariás- Nuevo Palantla

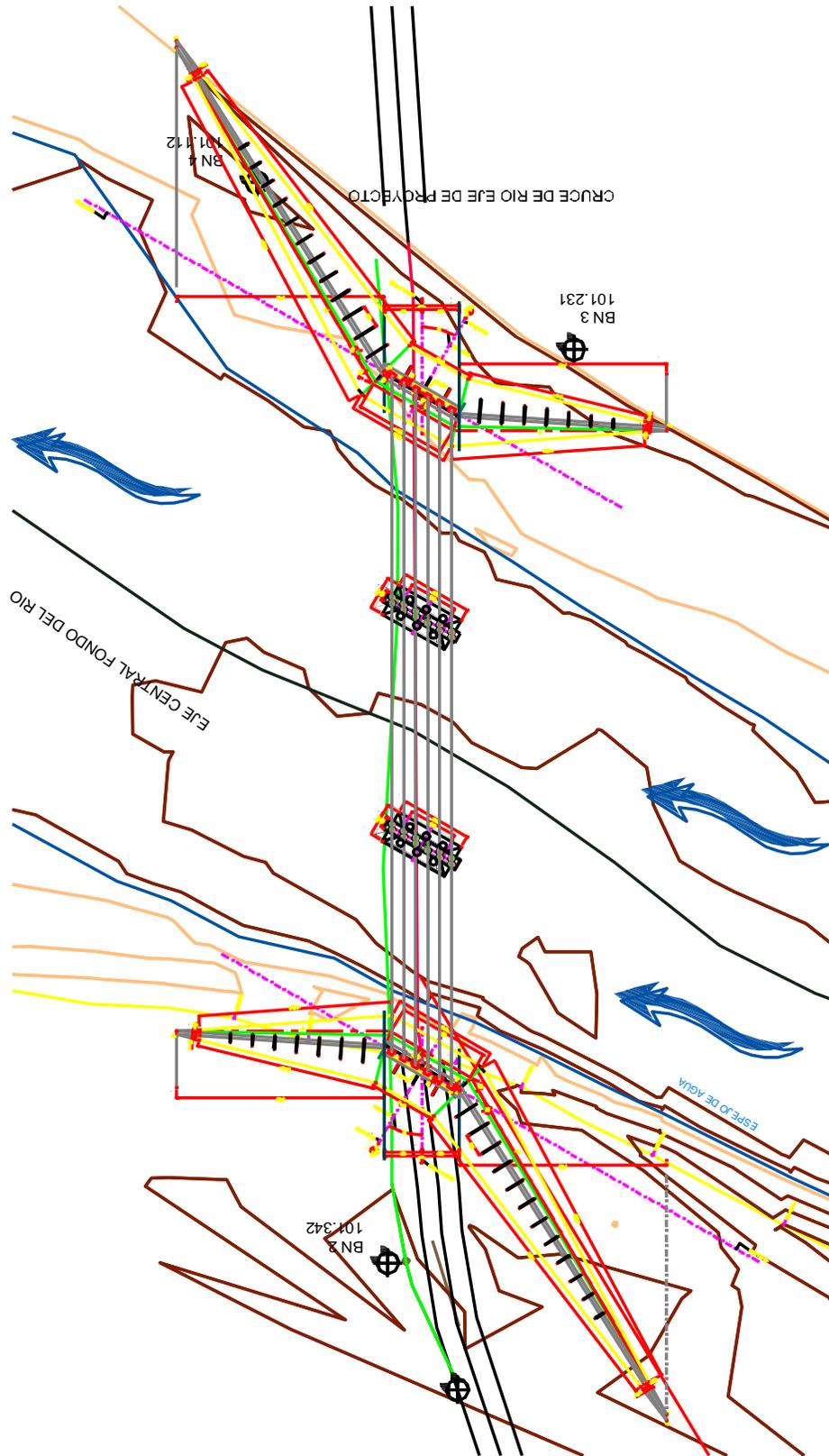


Figura 5.2 Vista en planta del puente tipo Tres Marías- Nuevo Palantla

Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero ubicado en el estado de Oaxaca con apoyos elastoméricos

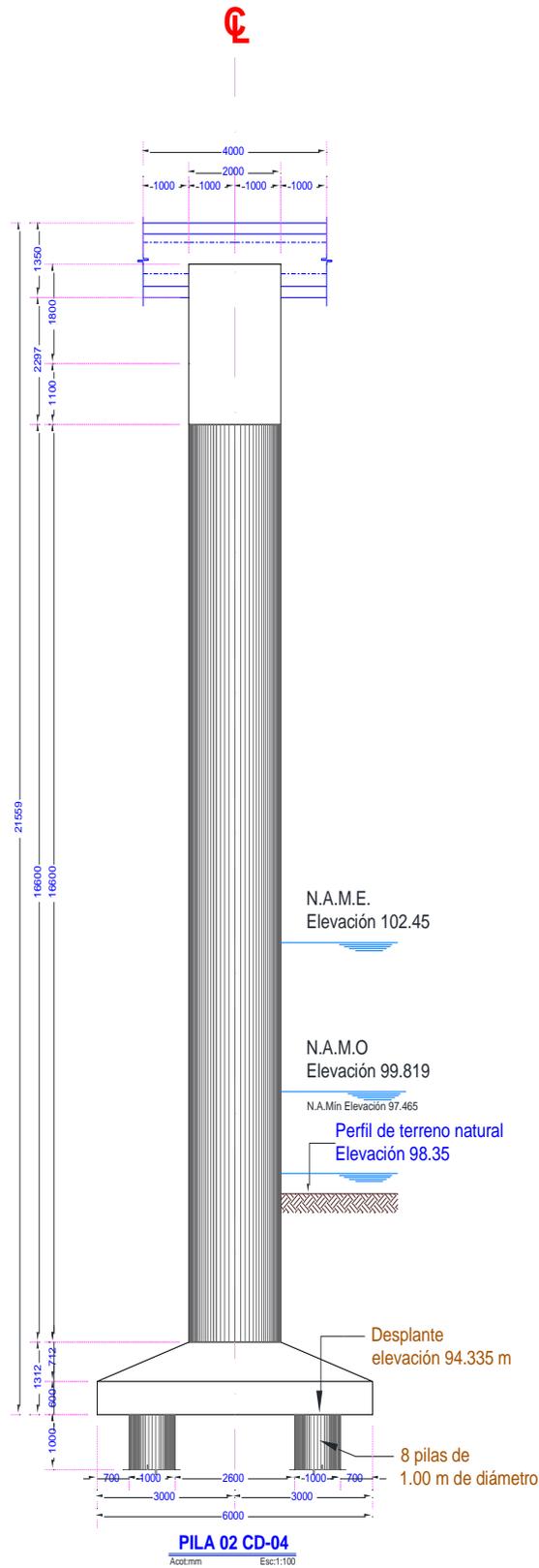


Figura 5.4 Vista en corte de la pila-01

Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero ubicado en el estado de Oaxaca con apoyos elastoméricos

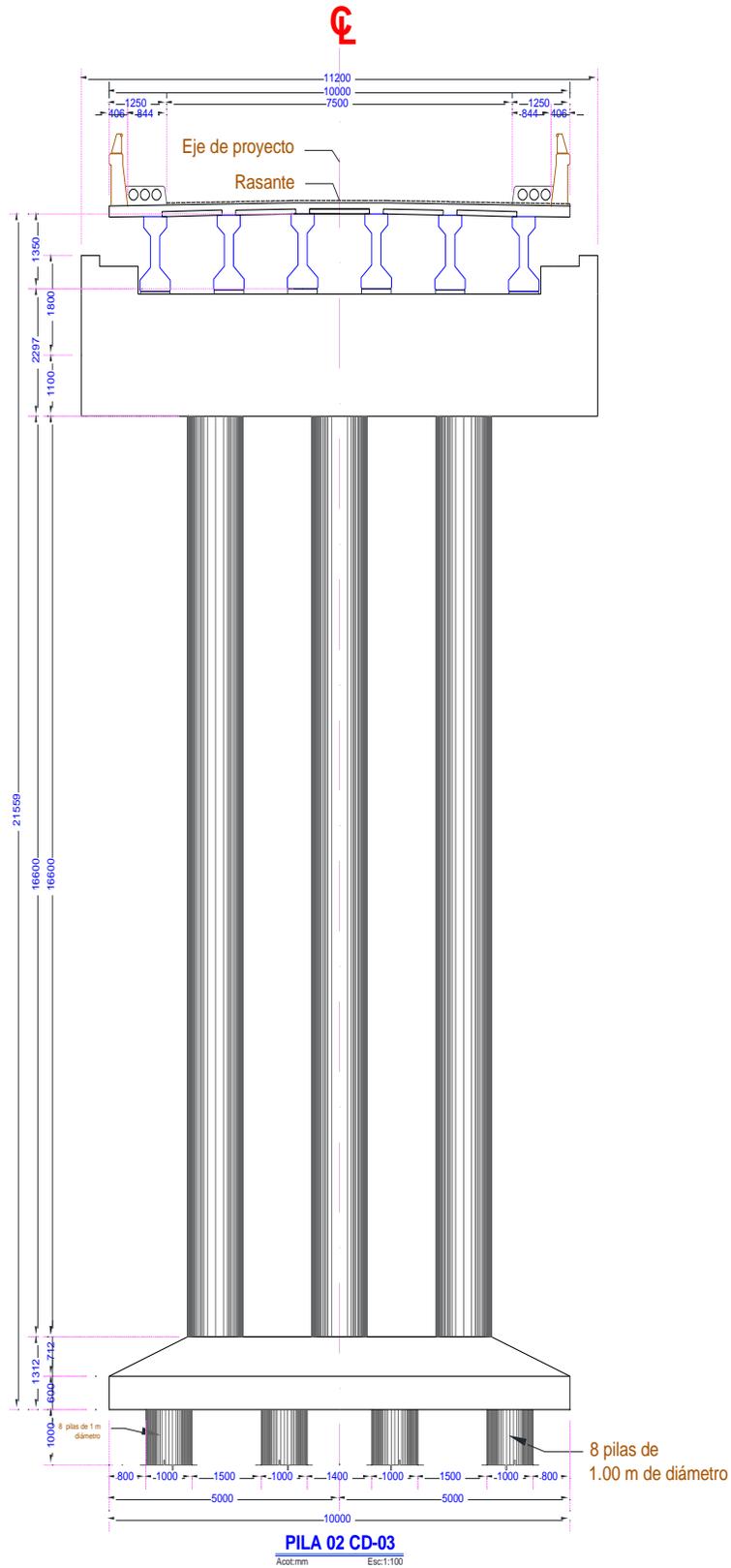


Figura 5.5 Elevación la pila -02

Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero ubicado en el estado de Oaxaca con apoyos elastoméricos

La sección transversal del cabezal es de 2.00 m de ancho y 11.20 m de largo, en ambos ejes del puente la sección transversal de este elemento es constante. En la figura 5.6. Se muestra la planta del cabezal en el eje C.

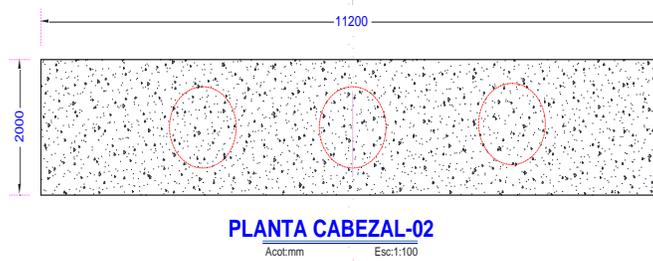


Figura 5.6. Planta de detalle de cabezal en el eje C

La sección transversal de las columnas es mostrada en la figura 5.7, se encuentra localizada debajo del cabezal.

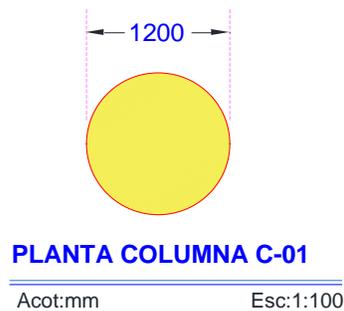


Figura 5.7. Planta de detalle de columna en el eje C

La sección de zapata es constante para cada pila y esta se encuentra al nivel del terreno. En la figura 5.8 se presenta la sección indicando las dimensiones constantes.

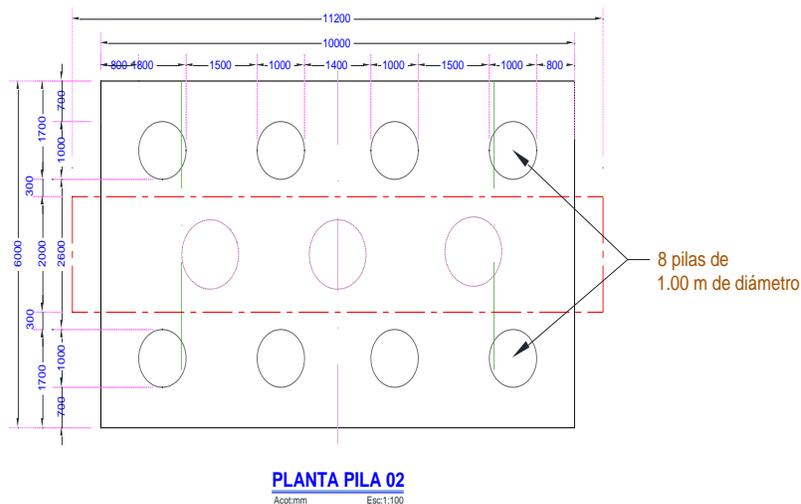


Figura 5.8 Planta de la pila -02

Los caballetes están formados por muros de concreto, la figura 5.9 muestra un corte lateral

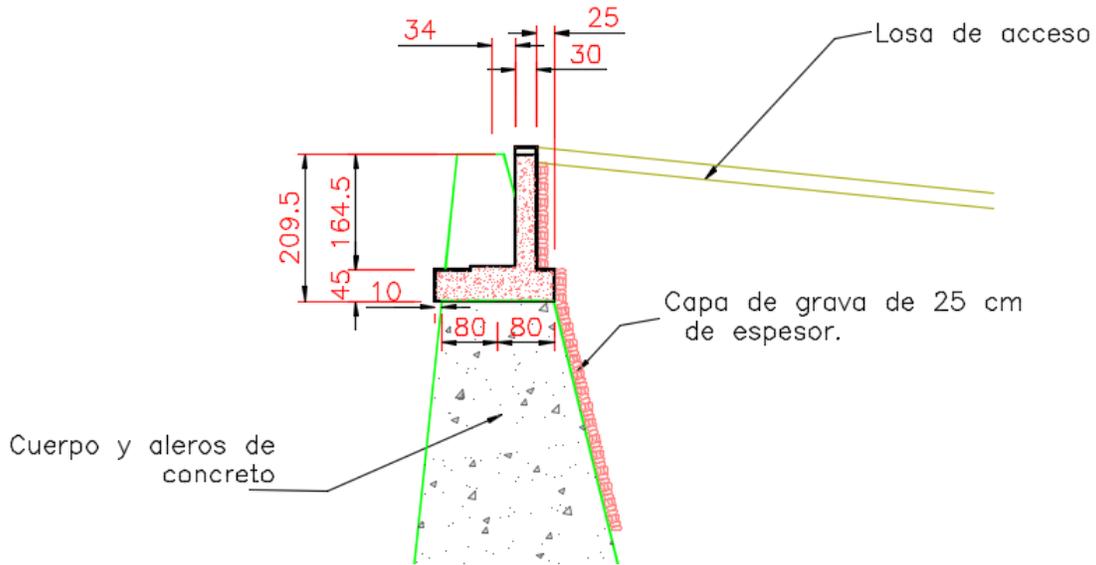


Figura 5.9 Vista lateral de caballete

La superestructura está integrada por una losa de concreto reforzado que se encuentra apoyada en 6 secciones prefabricadas en I (AASHTO tipo IV) por cada columna, la sección transversal se muestra en la figura 5.10

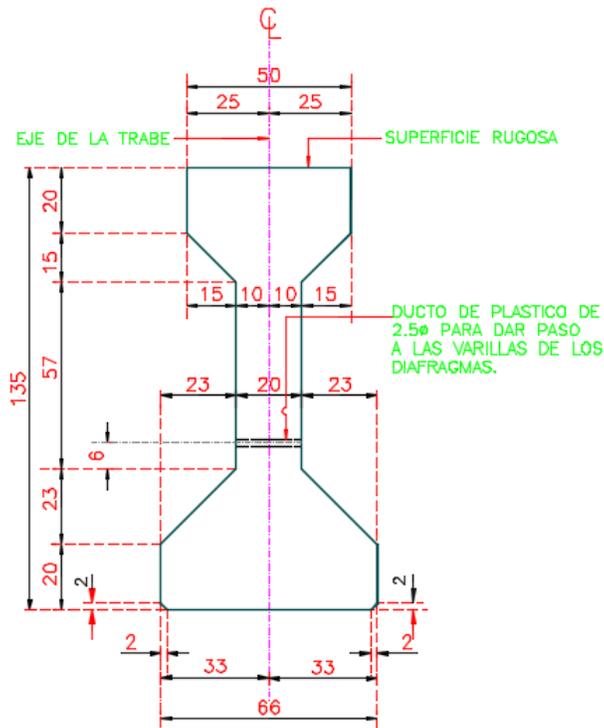


Figura 5.10 Trabe presforzada AASHTO tipo IV

Cada sección tipo IV se encuentra simplemente apoyada sobre apoyos elastoméricos unidas mediante una trabe diafragma, es decir, se tienen 6 secciones y 6 apoyos de neopreno por cada columna y cabezal. La subestructura está formada por dos toques sísmicos extremos tipo ménsula, trabe cabezal y columna donde todos estos elementos están conformados de concreto reforzado. En la tabla 5.1 se muestran las características particulares del puente evaluado

Tabla 5.1 Características particulares del puente

Ancho total	10.00 m
Ancho del cabezal	11.20 m
Longitud total	91.36 m
Claro de diseño	30.68 m
Altura de columna	16.60m
Espesor de la losa	0.20 m
Espesor de la carpeta	0.05 m
Número de trabes	6 (Por cada eje)
Separación entre trabes	1.60 m
Peso en la zona del cabezal	693.59 t

5.2 Localización

El puente vehicular Tres Marías-Nuevo Palantla, Valle Nacional, Oaxaca se encuentra ubicado sobre la carretera Federal N°175 Oaxaca -Tuxtepec en el km 39 cruzando el río Valle Nacional en las coordenadas geográficas 17°47'18.42" de latitud Norte y 96°15'58.29" de longitud Oeste y a una altura aproximada de 60 msnm. La carretera tiene 372 km de longitud, inicia en la ciudad de Tuxtepec del km 0 para concluir en la ciudad de Oaxaca, en la figura 5.11 se muestra la localización del puente en el estado de Oaxaca.

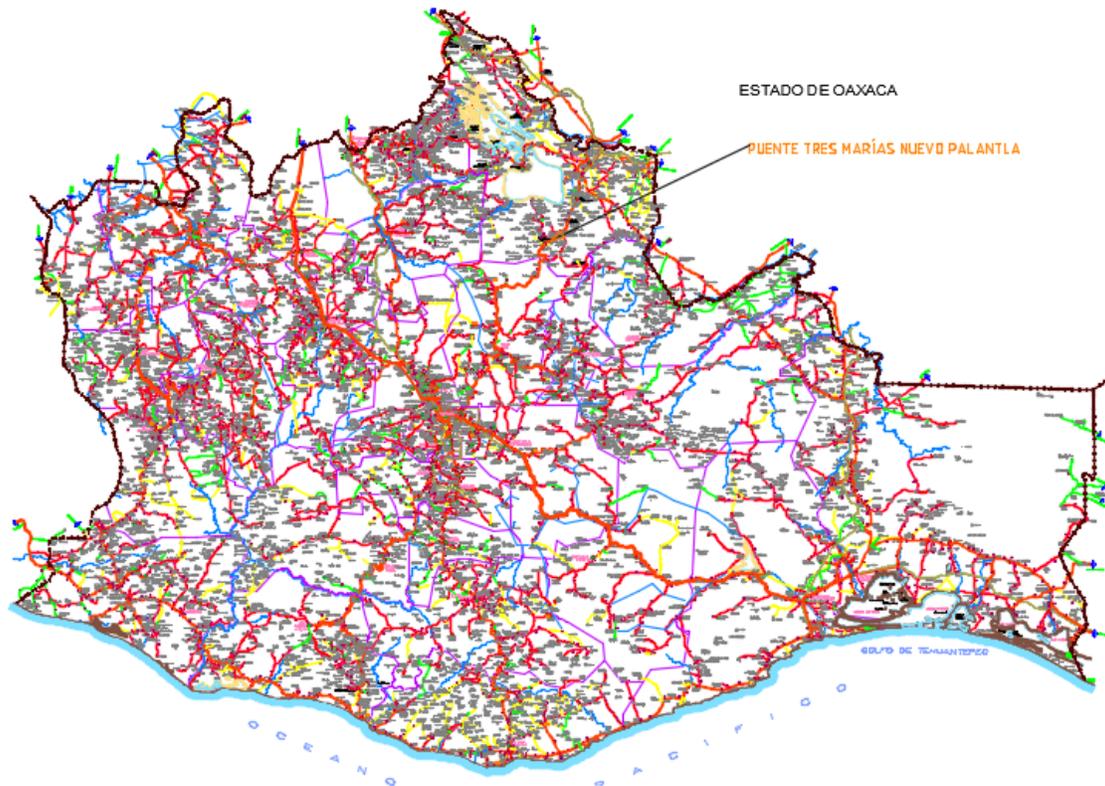


Figura 5.11 Localización del puente Tres Marías- Nuevo Palantla

En las figuras 5.12 y 5.13 se muestran respectivamente la macro y micro localización del puente Tres Marías- Nuevo Palantla en el estado de Oaxaca.

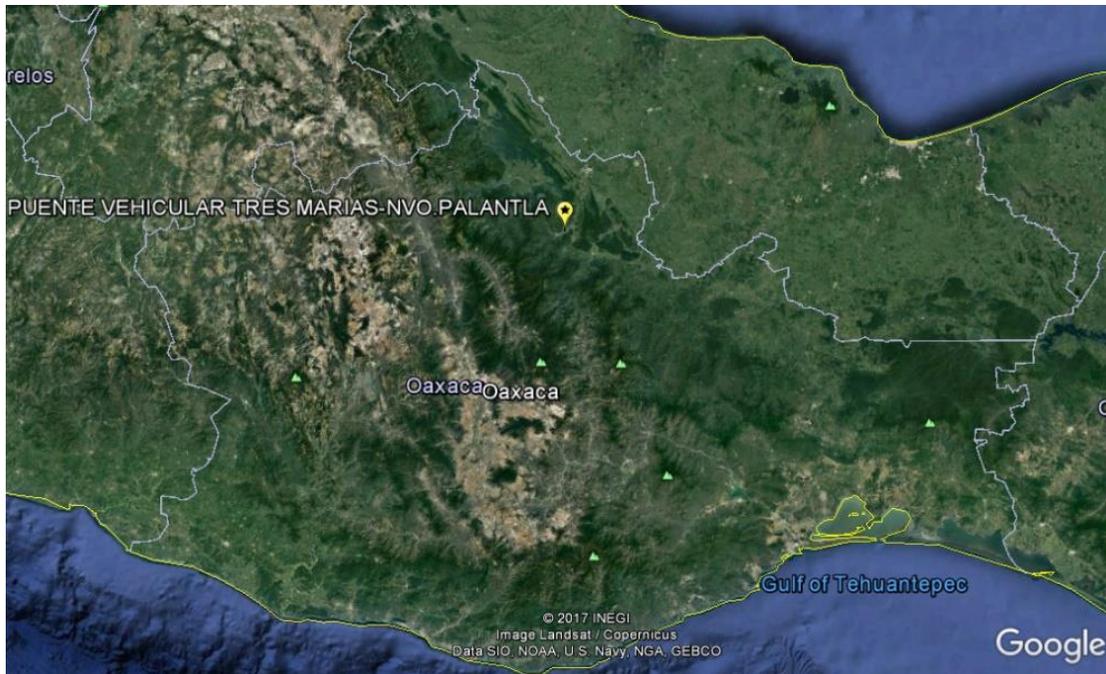


Figura 5.12 Macro localización



Figura 5.13 Micro localización

5.3 Criterios para el análisis y diseño de la estructura

5.3.1 Consideraciones e hipótesis

Para el desarrollo de este estudio se utilizarán las normas AASHTO LRFD y normas IMT-SCT que son con las que comúnmente se revisan y diseñan los puentes en México. Para fines de proyecto, debemos hacer las siguientes suposiciones en los materiales:

- Las deformaciones unitarias varían linealmente respecto al peralte del elemento durante todas las etapas de carga
- Antes del agrietamiento, los esfuerzos son linealmente proporcionales a las deformaciones unitarias
- Después del agrietamiento, se desprejará la capacidad del concreto de soportar tensiones

5.3.2 Condiciones y combinaciones de carga

Las cargas son las acciones o sollicitaciones que actúan sobre una estructura y que se deben a su propio peso, a la función que cumple (que en el caso de un puente carretero es permitir el paso de vehículos para salvar un obstáculo), a efectos del medio ambiente o bien a movimientos o perturbaciones en el suelo que la soporta.

De manera general se clasifican en permanentes, variables y accidentales:

Acciones permanentes son las que actúan en forma continua o permanente sobre la estructura y cuyo valor no varía significativamente con respecto al tiempo, por ejemplo, el peso propio de la estructura, los empujes de líquidos o de tierra, los asentamientos diferenciales permanentes en los apoyos de la estructura, etc.

Acciones variables son las que actúan sobre la estructura con una intensidad variable con respecto al tiempo, con valores que varían significativamente durante periodos prolongados, por ejemplo, el mobiliario y las personas que ocupan un inmueble, el equipo o maquinaria menor en una industria, los cambios volumétricos de los elementos de la estructura, y para el caso de un puente carretero el paso de los vehículos cuyo peso, tamaño y posición son variables.

Acciones accidentales son aquellas que no se deben propiamente al funcionamiento de la estructura y que en ocasiones pueden llegar a tener valores significativos durante periodos muy breves de tiempo, por ejemplo, las acciones debidas a viento, a sismos, a fenómenos meteorológicos, etc.

- **Condiciones de carga**

Condiciones de carga permanente.

-Carga Muerta (CM): considera el peso propio de la estructura.

-Sobrecarga Muerta (SCM): considera el peso de elementos no estructurales, como es el caso de pavimento, guarnición y banqueteta.

Condiciones de carga variable.

-Carga Viva de Camiones (CVC): considera la carga debida al tránsito de vehículos sobre el puente y sus distintas combinaciones de posición - *No se considera carga viva de personas por tratarse de un puente carretero.*

Condiciones de carga accidental.

-Carga sísmica (S): considera la carga lateral debida a efectos sísmicos.

- **Factores de carga**

En la tabla 3.22.1A del capítulo 3 de la norma AASHTO se especifican los siguientes factores de carga.

Cargas gravitacionales (Grupo X): $1.3 [(CM+SCM) + 1.67(CVC+i)]$

Cargas accidentales (Grupo VII): $1.3 (0.75CM + S)$

- **Combinaciones de carga**

La combinación de carga empleada para analizar la superestructura (losa y trabe) ha sido la especificada en la norma AASHTO en su capítulo 3: $Mu = 1.3 (M_{cm} + 1.67M_{cv}+i)$. Para lo cual se ha empleado exclusivamente la Carga Viva de Camiones y se ha calculado la CM y SCM de manera manual, haciendo uso de hojas de cálculo.

Las combinaciones del efecto sísmico se consideraron como se establece en la norma de la SCT y se amplificaron con los factores de carga que marca el manual de la AASHTO, dando como resultado la siguiente tabla:

Tabla 5.2 Combinaciones de carga

Tipos de cargas	Combinación	Cargas permanentes		Cargas variables	Carga accidental	
		Carga muerta	Sobrecarga Muerta	Carga viva de camiones	Sx	Sy
	0	1.00	1.00	-	-	-
Cargas gravitacionales	1	1.30	1.30	2.6486	-	-
Cargas accidentales	2	1.30	1.30	-	0.39	1.30
	3	1.30	1.30	-	0.39	-1.30
	4	1.30	1.30	-	1.30	0.39
	5	1.30	1.30	-	1.30	-0.39
	6	1.30	1.30	-	-0.39	1.30
	7	1.30	1.30	-	-0.39	-1.30
	8	1.30	1.30	-	-1.30	0.39
	9	1.30	1.30	-	-1.30	-0.39

El diafragma y el cabezal se analizarán para la combinación 1 de la tabla anterior. El apoyo elastoméricos, se ha diseñado para la combinación 0 (sin factores de carga) tomando en cuenta las recomendaciones de la norma AASHTO.

5.3.3 Camión de diseño

Para considerar el camión adecuado para el proyecto se debe analizar y diseñar para el camión que produzca los efectos más desfavorables en el puente y que además sea posible que se presente en la vida útil del puente.

Deberán despreciarse camiones que no van a transitar en el puente durante su vida útil por algún tipo de restricción. También habrá de verificarse que el camión de diseño quepa dentro del puente y que sea el que produzca los efectos más desfavorables.

El camión de diseño para este proyecto es el T3-S2-R4, dado que no se especifican limitaciones en el proyecto, y es el camión más pesado que cabe longitudinalmente dentro de los claros del puente. En las figuras 5.14 y 5.15 se muestran las características principales del camión de diseño T3-S2-R4.

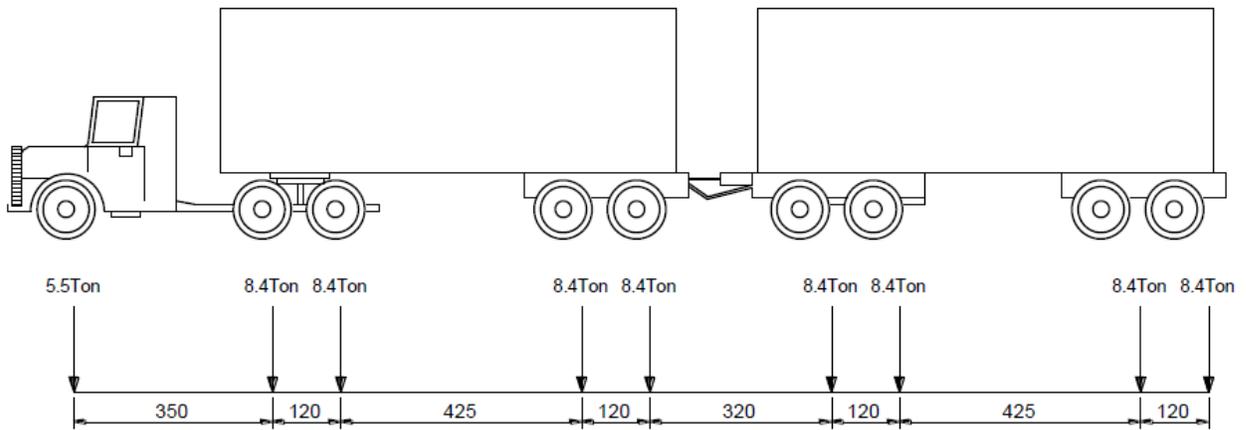


Figura 5.14 Cargas del camión T3-S2-R4 (t,cm)



Figura 5.15 Camiones T3-S2-R4

5.4 Consideraciones sísmicas

5.4.1 Carga viva para el diseño sísmico

Al igual que otros parámetros el valor de la carga viva para calcular la fuerza sísmica es incierto. Por otro lado, existe la tendencia de no tomarla en cuenta ya que es poco probable que existan vehículos sobre el puente durante un sismo. Sin embargo, en sismos recientes donde se han observado fallas en puentes, siempre ha existido vehículos sobre la losa de rodamiento. La carga viva de diseño es un factor importante, debido a que de ella dependen las aceleraciones, velocidades y desplazamientos necesarios para calcular las fuerzas dinámicas de impacto o bien para establecer la distancia mínima entre la superestructura y el tope sísmico.

Para calcular la carga viva de diseño por sismo se propone realizar un estudio en el que se consideren factores como: importancia del puente, tipo de puente respecto a su ubicación (urbano o carretero), probabilidad de saturación de materiales y longitud del claro, etc.

5.4.2 Valor de Q para el diseño sísmico

El procedimiento adoptado por la mayoría de los códigos de diseño de estructuras actuales consiste esencialmente en un diseño elástico con fuerzas reducidas. Se acepta que parte de la energía generada durante el sismo se disipe por deformaciones inelásticas y por ello las fuerzas deben ser capaces de resistir las estructuras son menores que las que se introducirían si su comportamiento fuese elástico lineal

En México, las especificaciones de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2015) y la Secretaría de Comunicaciones y transportes (SCT, 2017) permiten que las fuerzas de diseño se reduzcan por un factor de comportamiento sísmico Q , que depende del tipo de estructura en función de su capacidad de disipación de energía inelástica o de su ductilidad. Con estas fuerzas reducidas se analiza el modelo lineal de la estructura y se revisa que no se rebasen los estados límite de resistencia de sus secciones. En resumen, la ductilidad es la capacidad que tiene una estructura de incursionar en el intervalo no lineal. Mientras más ductilidad tiene una estructura esta tiene mayor capacidad de soportar fuerzas de magnitud superior a su capacidad antes de fallar. Para fines de diseño y análisis de la estructura en estudio se optará por un valor de comportamiento sísmico $Q=1.00$.

5.4.3 Valor de R para el diseño sísmico

Al igual que el factor Q, se han realizado estudios acerca del valor del factor de reducción por sobrerresistencia R en edificios. Pero dependiendo de cada país en cuanto a calidad de materiales, sistemas de diseño y construcción aún existe gran dispersión.

Por otro lado, existe una gran cantidad de factores que intervienen en el factor de reducción por sobrerresistencia, lo que lo hace difícil de cuantificar a nivel de cada elemento estructural. Dentro de los factores que intervienen en el factor R están:

- a) Diferencias entre la resistencia real y nominal de los materiales
- b) Factores de carga y múltiples casos de carga combinados
- c) Consideración de la torsión accidental
- d) Participación de los elementos estructurales
- e) Cumplimiento de las cuantías mínimas de acero
- f) Endurecimiento resistente
- g) Efectos de confinamiento

Al observar los factores que intervienen en el factor R se puede establecer que éste se ha estudiado primordialmente para estructuras de edificios con cierto grado de ductilidad.

En el caso de los puentes, los factores antes mencionados pueden diferir significativamente, por lo que extrapolar lo observado en edificios, eventualmente puede afectar la seguridad de puentes ante sismos. Algunas de las diferencias entre el comportamiento de puentes y edificios son:

- a) Los edificios contienen elementos no estructurales como muros divisorios, ventanas y fachadas que aportan resistencia adicional al sistema estructural. Los puentes no cuentan con estos elementos y, por tanto, puede resultar desfavorable.
- b) La mayoría de los edificios fallan cuando varios de sus elementos han alcanzado su resistencia máxima. Esta característica estructural se conoce como redundancia. Las estructuras de puentes simplemente apoyados carecen de ella y generalmente la falla de un elemento significa la falla de la estructura.

Por lo tanto, en el caso del diseño de puentes de traveses presforzados de concreto sobre apoyos elastoméricos se propone un valor de $R=1$.

5.4.4 Estimación de cargas sísmicas

La obtención de las propiedades dinámicas de un puente nos da una buena idea sobre la posible respuesta a un sismo de ciertas características, para el caso del puente Tres Marías-Nuevo Palantla los registros sísmicos deben tener contenidos de frecuencias adecuados, ya que estas estructuras responden básicamente para periodos menores a 2.00 s como se muestra en la tabla 5.2 y 5.3. Con base en lo anterior se seleccionó el registro del acelerógrafo más cercano ubicado a 91.2 km dentro de las instalaciones del Instituto Tecnológico de Oaxaca en la ciudad de Oaxaca del sismo de Pijijiapan, Chiapas ocurrido el día 7 de Septiembre del año 2017.

Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero ubicado en el estado de Oaxaca con apoyos elastoméricos

En la tabla 5.3 se presentan las aceleraciones máximas y mínimas registradas para las tres direcciones en el sitio ITO-Oaxaca

Tabla 5.3 Aceleraciones máxima y mínimas

Dirección	$a_{m\acute{a}x}/g$	$a_{m\acute{i}n}/g$
Transversal	0.14747	-0.15459
Longitudinal	0.20513	-0.17209
Vertical	0.07154	-0.069390

En las figuras 5.16 a 5.20 se presentan las componentes del registro ITO-Oaxaca, así como los espectros de respuesta correspondientes para un amortiguamiento crítico de 4.19%.

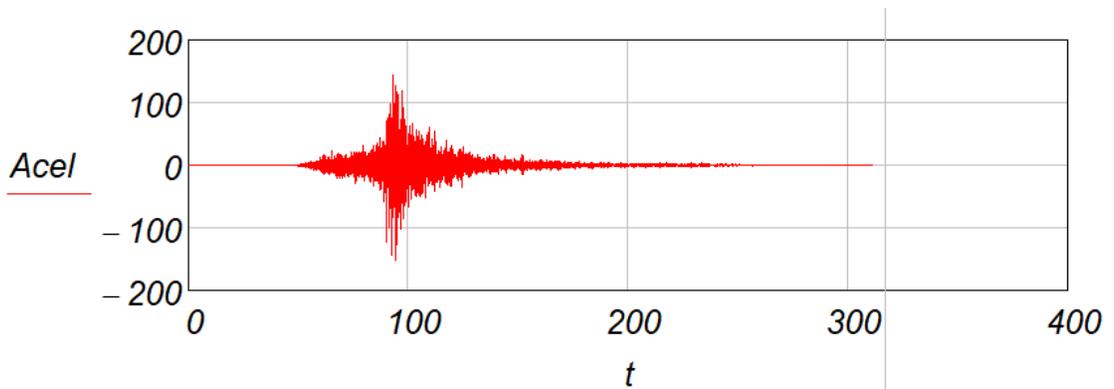


Figura 5.16 Componente transversal del registro Instituto Tecnológico de Oaxaca en la dirección N00E

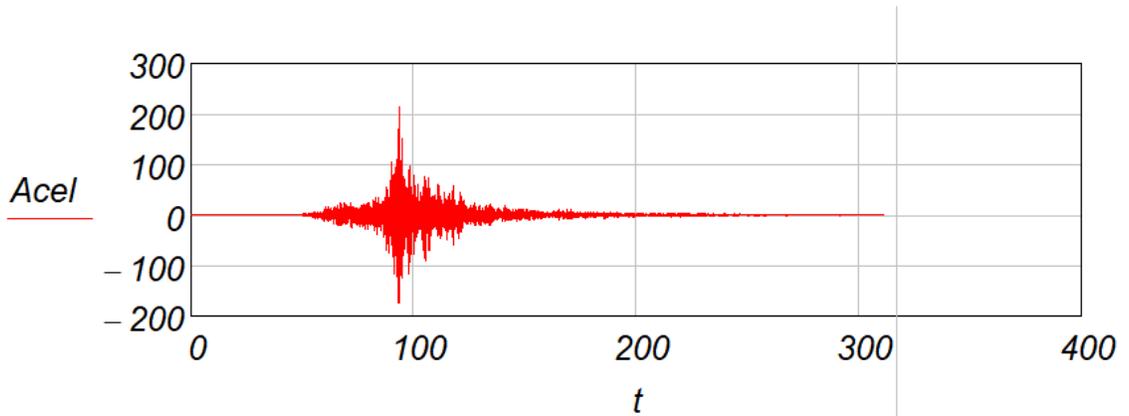


Figura 5.17 Componente longitudinal del registro Instituto Tecnológico de Oaxaca en la dirección N90E

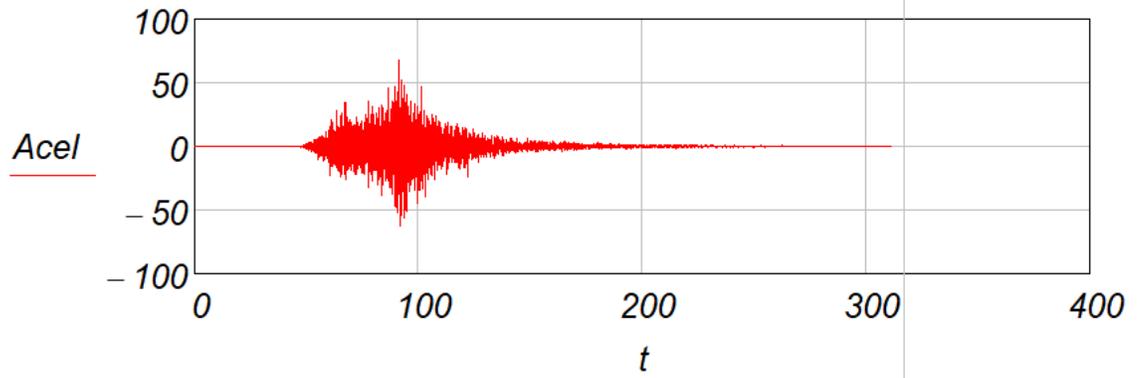


Figura 5.18 Componente vertical del registro Instituto Tecnológico de Oaxaca

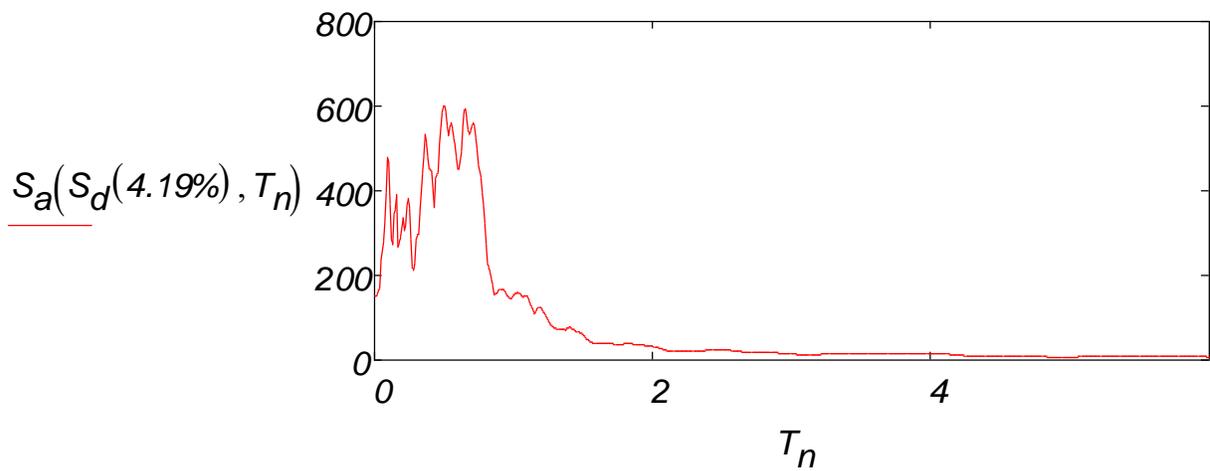


Figura 5.19 Espectro de respuesta transversal, amortiguamiento 4.19% del crítico

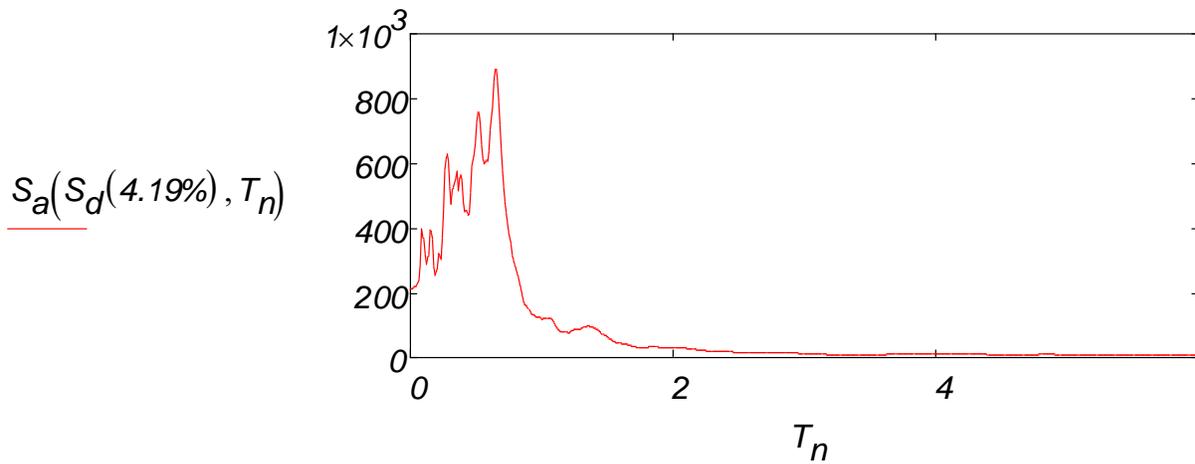


Figura 5.20 Espectro de respuesta longitudinal amortiguamiento 4.19% del crítico

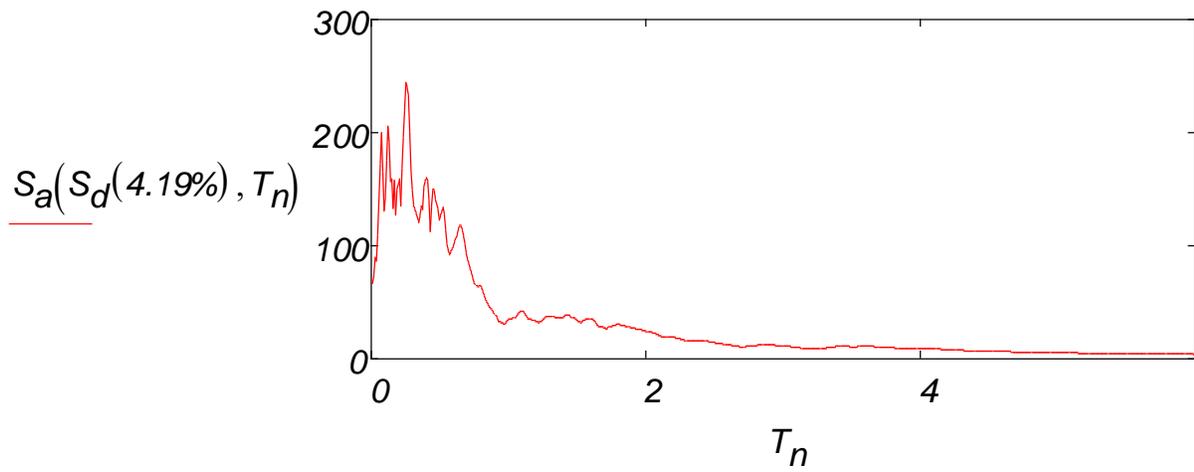


Figura 5.21 Espectro de respuesta vertical amortiguamiento 4.19% del crítico

5.5 Modelo analítico del puente

Para el análisis estructural se desarrollará un modelo estructural que considera las pilas y las traveses que forman la calzada, unidas mediante una losa que le da integridad al sistema. Las vigas se consideraron como elementos simplemente apoyados, que transfieren su carga a las columnas y a los estribos mediante los apoyos elastoméricos.

A partir de las características geométricas de los elementos estructurales antes descritos, se identificaron 4 tipos de secciones. Para cada sección se calcularon sus propiedades geométricas, a saber, el área, centroide, los momentos de inercia en ambas direcciones, área de cortante y el momento polar de inercia. En las figuras 5.22 y 5.23 se presenta la numeración asignada a las pilas, a las cuales se harán referencia en el desarrollo del modelo.

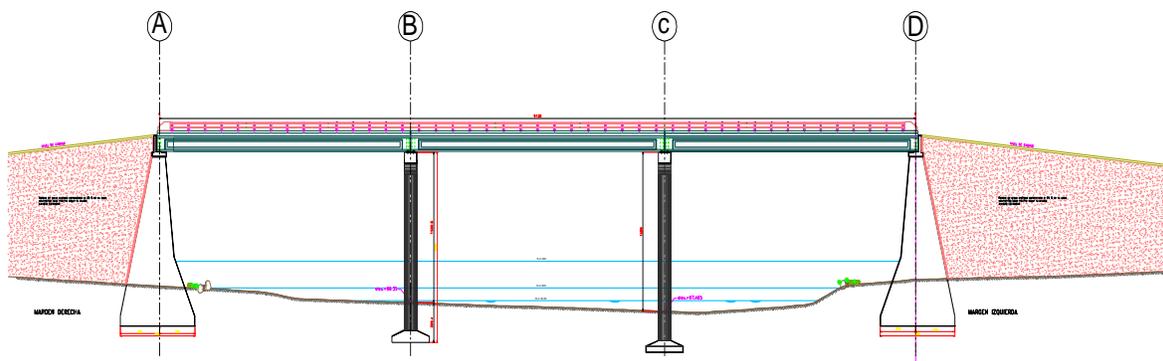


Figura 5.22 Corte transversal del puente

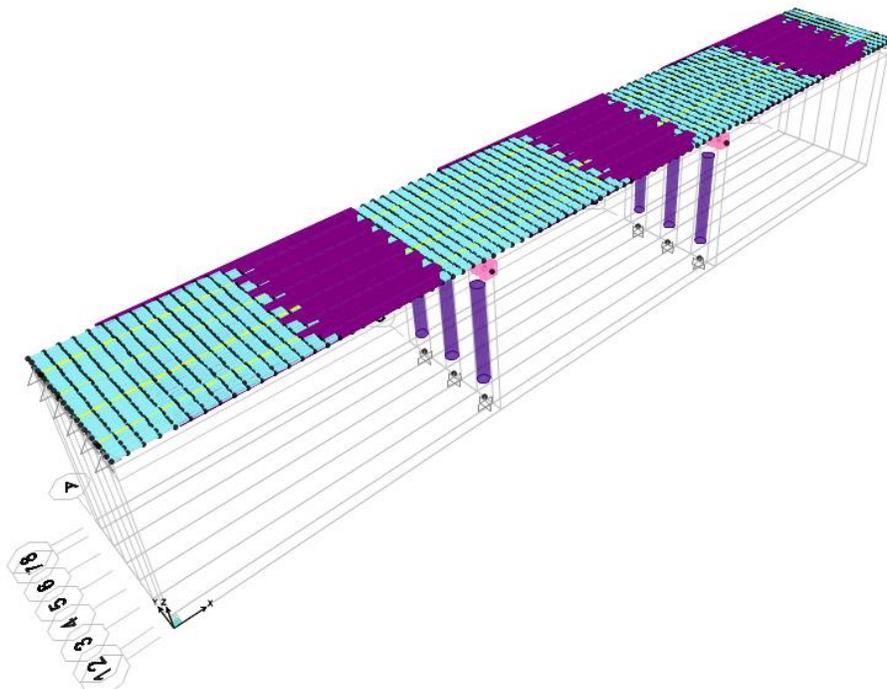


Figura 5.23 Corte transversal del puente en SAP 2000

Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero ubicado en el estado de Oaxaca con apoyos elastoméricos

Las propiedades de los materiales que se usaron en la estructura se presentan en la tabla 5.4. Considerando las normas AASHTO donde se obtuvieron los módulos de elasticidad de los materiales y la relación de Poisson.

Tabla 5.4 Resumen de los materiales del puente en estudio

Localización	Elemento	Material	Módulo de elasticidad
Superestructura	Parapeto	Acero A-36 248.1 N/mm^2	-
	Banqueta y guarnición	Concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	$221,359.444 \text{ kg/cm}^2$
	Superficie de rodamiento	Concreto asfáltico	-
	Losa de rodamiento	Concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	$221,359.444 \text{ kg/cm}^2$
	Trabes AASHTO tipo IV	Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ Acero de presfuerzo $f_{sp} = 19,000 \text{ kg/cm}^2$ Acero de refuerzo $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$	$261,916.02 \text{ kg/cm}^2$
	Pila (columna)	Concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	$221,359.444 \text{ kg/cm}^2$
	Diafragma	Concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	$221,359.444 \text{ kg/cm}^2$
Subestructura	Cabezal	Concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	$221,359.444 \text{ kg/cm}^2$
	Pilas de cimentación	Concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	$221,359.444 \text{ kg/cm}^2$
	Zapata	Concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ Concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	$221,359.444 \text{ kg/cm}^2$
	Aleros	Concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	$221,359.444 \text{ kg/cm}^2$

5.5.1 Columnas

El modelado de las columnas se elaboró con elementos *Frame* (Tipo barra) del programa SAP 2000 versión 20 con una sección circular unida en su extremo superior al cabezal y en el extremo inferior a la cimentación, la cual se consideró como rígida (Empotramiento). En la figura 5.24 se muestran las características principales de las columnas de sección circular.

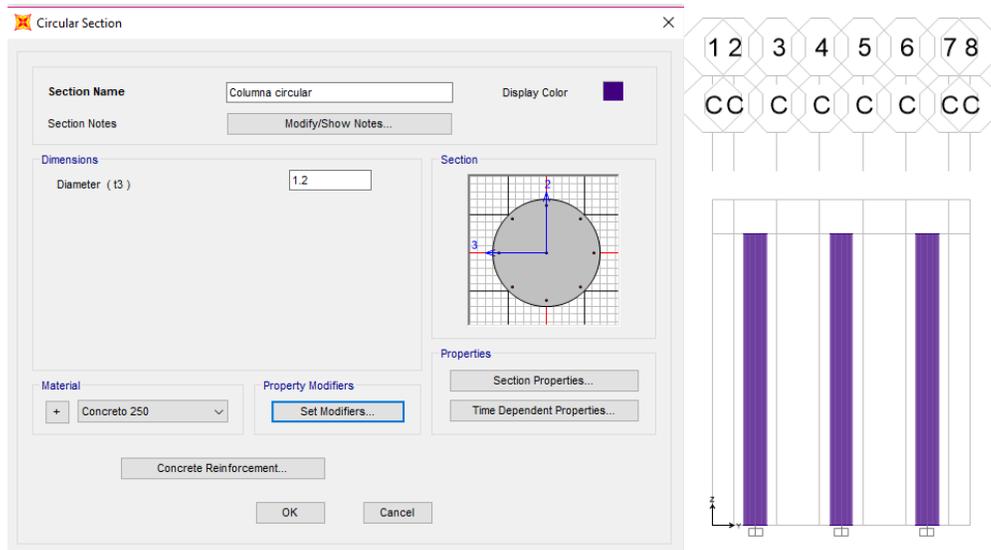


Figura 5.24 Cuerpo de columna circular modelado con elementos tipo barra

5.5.2 Cabezal

El modelado del cabezal se realizó con elementos tipo barra con sección rectangular de concreto reforzado, en el cual se colocan los apoyos elásticos. Los cabezales de las 2 pilas que conforman el puente son iguales tanto en geometría como en materiales. En la figura 5.25 se muestran las principales características del cabezal.

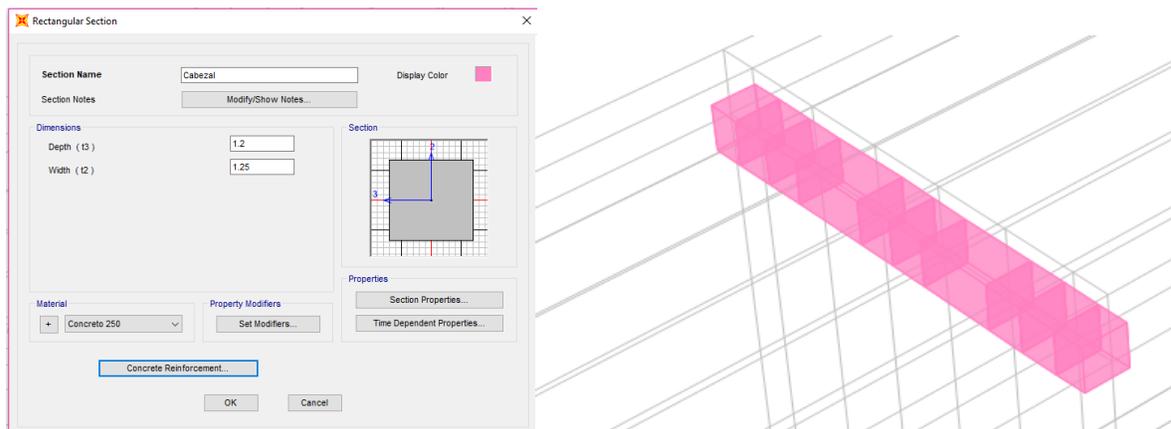


Figura 5.25 Sección de cabezal modelado con elementos tipo barra

5.5.3 Modelado de apoyos elastoméricos

Los apoyos elastoméricos localizados en la unión del estribo y del cabezal con la calzada se modelaron mediante elementos *Springs* con propiedades equivalentes.

Para los resortes lineales y angulares se consideraron rigideces traslacionales en las tres direcciones k_x, k_y, k_z así como la rigidez rotacional del apoyo elastomérico que se obtuvo con las ecuaciones 4.3, 4.4. y 4.5. En las figuras 5.26 y 5.27 se muestran las principales características y propiedades de los apoyos elastoméricos del puente.

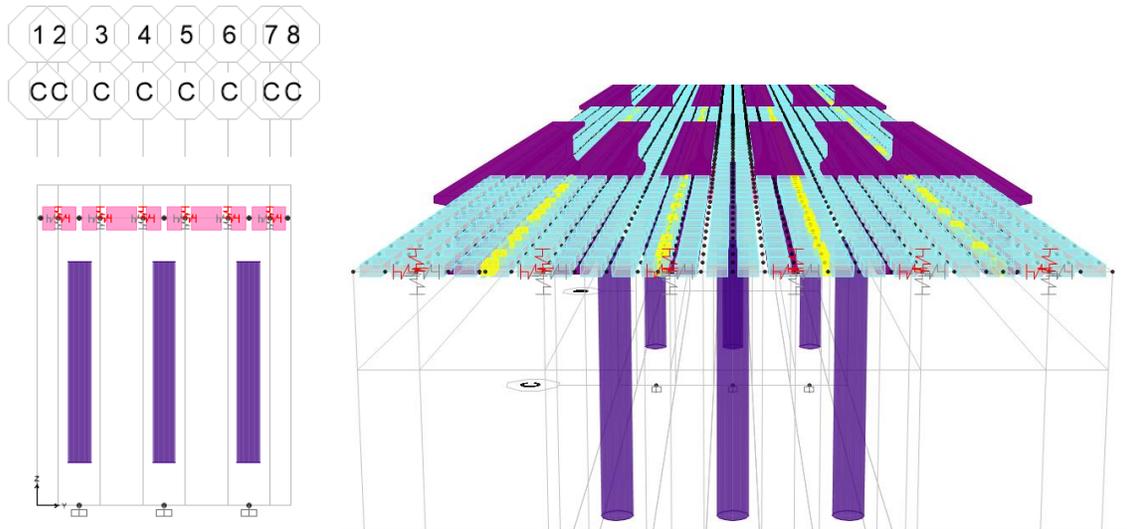


Figura 5.26 Apoyos elastoméricos modelados con elementos Springs

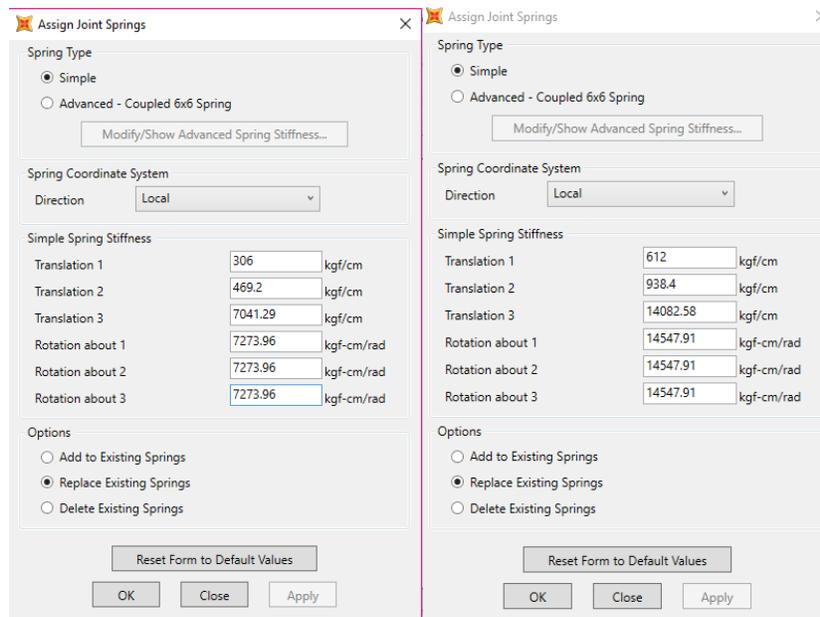


Figura 5.27 Propiedades mecánicas de apoyos elastoméricos en zona de estribo y cabezales

5.5.7 Trabes AASHTO IV

La calzada del puente está soportada por 6 vigas de concreto presforzado tipo AASHTO IV de 1.35 m de peralte, con una longitud de 30 m establecidas en proyecto. El modelado de estas vigas se realizó mediante elementos *Frame* (Tipo barra) que permitió caracterizar sus propiedades geométricas. Los tableros se componen de 6 vigas de concreto con una separación establecida en planos de proyecto en la figura 5.3. En la figura 5.26 se muestra las dimensiones de la viga de concreto presforzado AASHTO tipo IV.

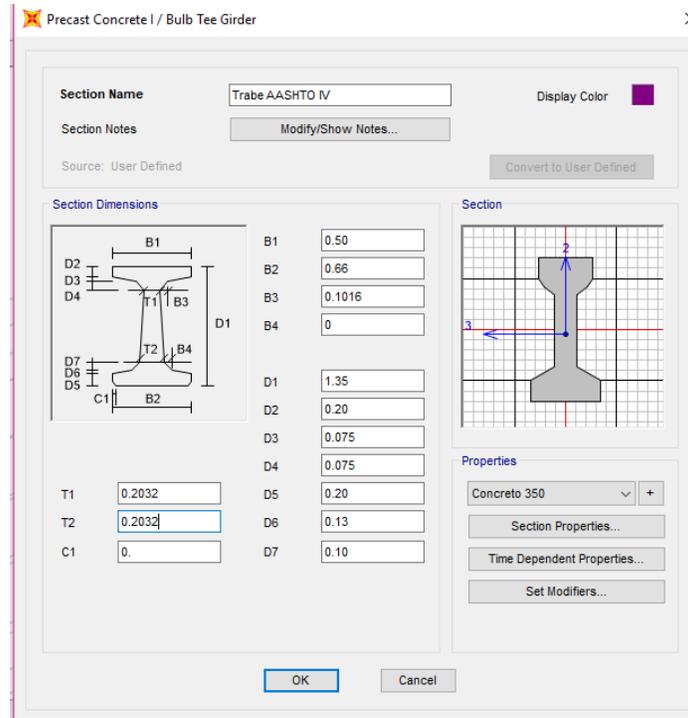


Figura 5.26 Sección transversal de viga AASHTO tipo IV modelado con elementos tipo barra

El peso propio de la losa, los parapetos, guarniciones y la carpeta asfáltica están distribuidos en cada una de las vigas. En la figura 5.27 se observa una vista isométrica de las vigas tipo AASHTO IV.

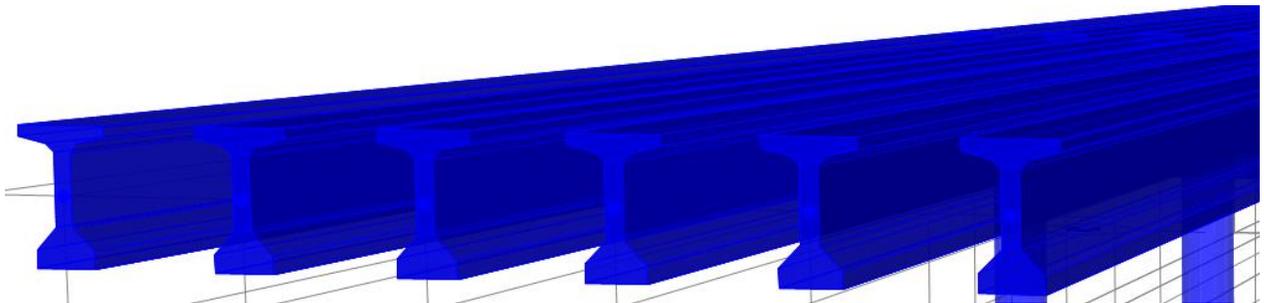


Figura 5.27 Modelo de 6 vigas AASHTO IV de concreto presforzado

Para tomar en cuenta la no coincidencia de los ejes longitudinales de las vigas y del cabezal (Ejes de flexión) se utilizó un elemento de unión que maneja el programa (*Constrain* tipo *Body*) cuya función fue garantizar un trabajo conjunto de estos elementos en su intersección.

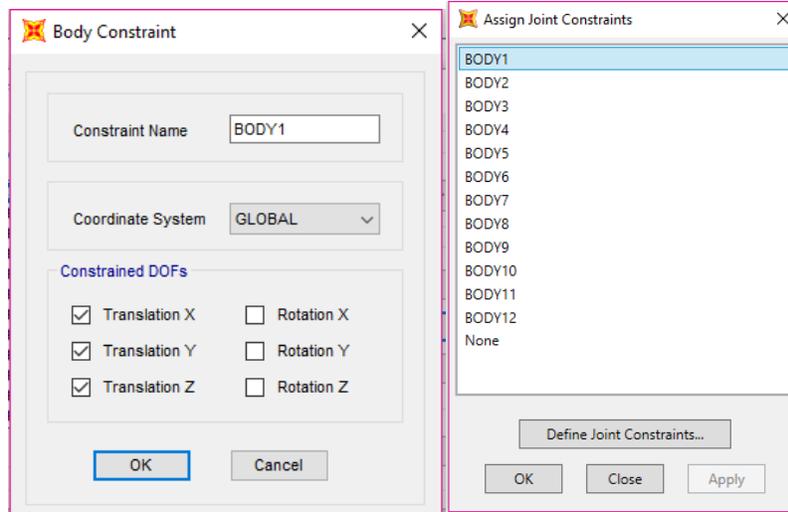


Figura 5.28 Constrain tipo Body en Viga AASHTO IV y cabezal

5.5.8 Modelado de la calzada

El modelado de la losa sobre las traveses de concreto presforzado se realizó con elementos tipo *Shell*, que permiten simular el comportamiento de un diafragma, como se muestra en las figuras 5.29 y 5.30.

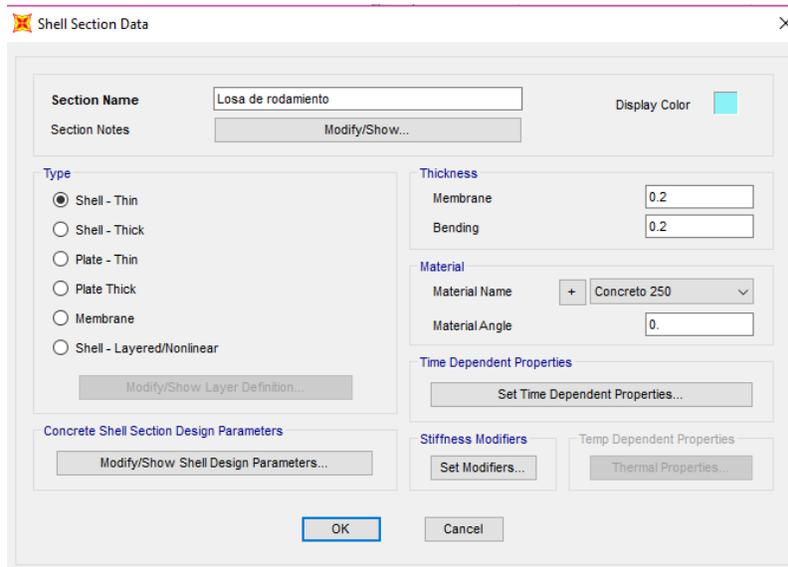


Figura 5.29 Sección de losa de rodamiento modelado con elemento tipo Shell

Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero ubicado en el estado de Oaxaca con apoyos elastoméricos

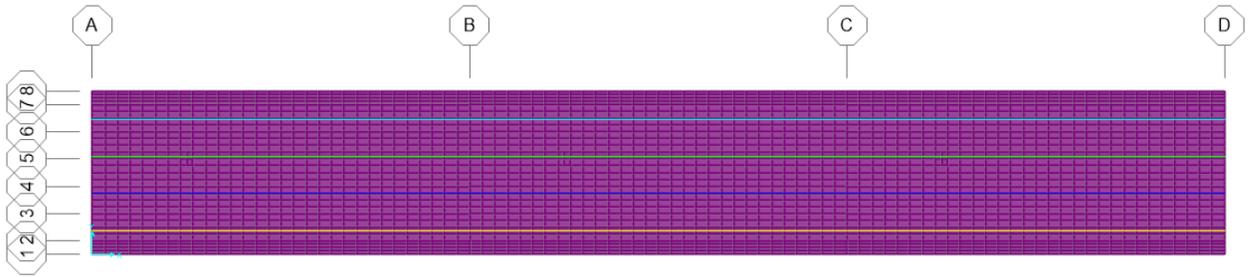


Figura 5.30 Modelo de losa de rodamiento y 4 bandas de circulación vehicular (T3-S2-R4)

5.6 Periodos naturales de vibración

A continuación, se presentan los diversos resultados que se obtuvieron mediante la ayuda del programa SAP 2000 versión 20. En la tabla 5.5 se muestran los periodos fundamentales de vibración obtenidos del puente carretero tres Marías- Nuevo Palantla en el estado de Oaxaca. En el puente se calcularon los primeros 12 modos de vibrar donde se realizaron dos tipos de análisis, uno sin considerar apoyos elastoméricos y el otro considerando los apoyos, esto con el objeto de observar la variación en su respuesta y evaluar la contribución que tienen los apoyos en su comportamiento.

Es importante mencionar que el periodo longitudinal de vibración es de 0.1657 s cuando no se considera el apoyo elastomérico dentro del análisis y el resultado se debe básicamente a las condiciones de frontera en sus extremos, las cuales se modelan con rodillos en un extremo con posibilidad de desplazamiento longitudinal sin fricción. Para evaluar el comportamiento dinámico del puente, se propuso comparar las primeras 12 formas modales, mismas que se presentan en la tabla 5.5.

Tabla 5.5 Periodos de vibración con y sin apoyos elastoméricos

Modo N°	Con apoyos elastoméricos (s)	Sin apoyos elastoméricos (s)
1	2.4747	0.4980
2	1.7343	0.4968
3	1.5775	0.4877
4	0.6364	0.4708
5	0.6346	0.4469
6	0.5923	0.4412
7	0.5904	0.4293
8	0.4783	0.2907
9	0.4343	0.2903
10	0.3578	0.2880
11	0.3562	0.1965
12	0.2288	0.1657

Como se puede observar hay una diferencia importante entre los valores de los periodos, siendo mayores para el caso del puente con apoyos elastoméricos, debido al incremento de la flexibilidad que le proporcionan dichos elementos. En la figura 5.31 y 5.32 se grafica la variación de dichos periodos y frecuencias de vibración para ambos modelos estudiados.

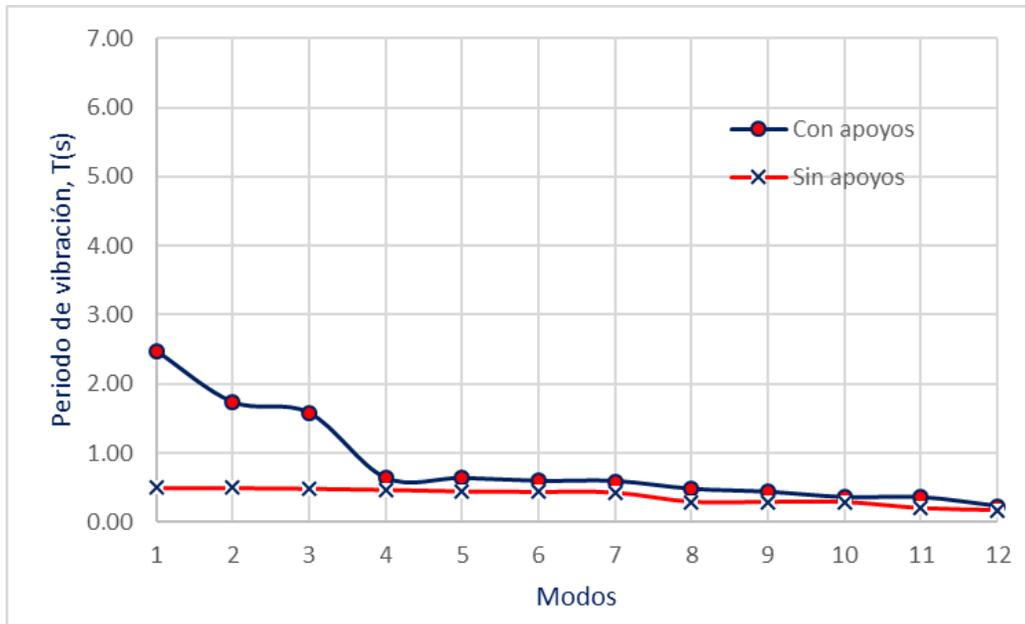


Figura 5.31 Comparación de periodos de vibración

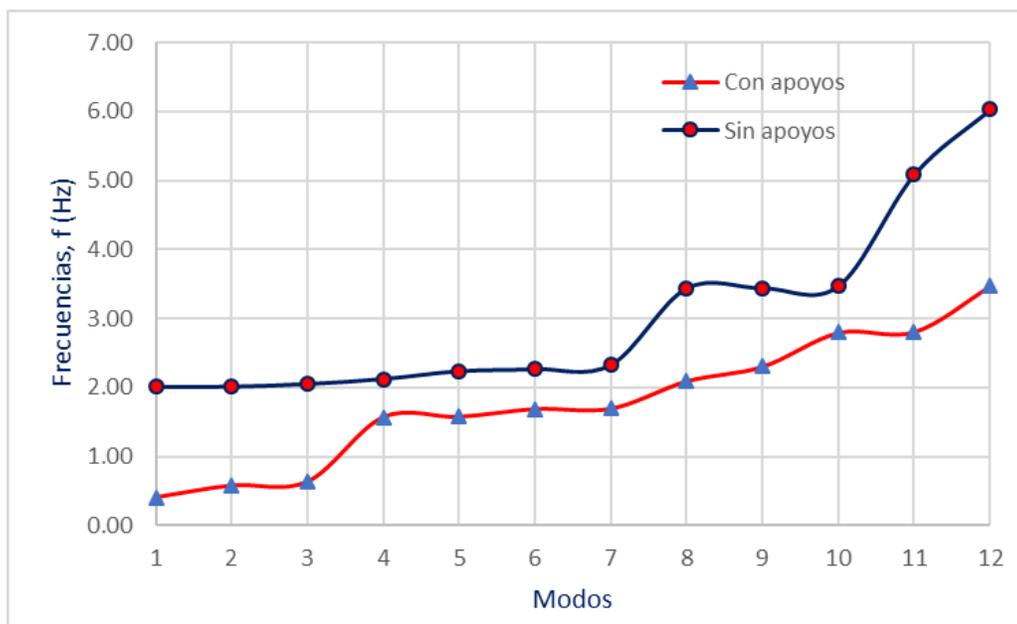


Figura 5.32 Comparación de frecuencias de vibración

En general los periodos de vibrar para los casos estudiados se incrementan cuando se consideran apoyos elastoméricos. Esta flexibilidad se debe a las características mecánicas propias del elastómero.

Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero ubicado en el estado de Oaxaca con apoyos elastoméricos

De la tabla anterior se observa que los periodos correspondientes a modos superiores se obtienen valores de periodo muy similares, lo que indica que los apoyos elastoméricos no influyen en el comportamiento dinámico asociado a estos modos.

Por otro lado, la similitud entre los valores de los periodos de vibrar asociado a los modos superiores puede indicar que sean modos acoplados.

En la tabla 5.6 se presenta la comparación de los periodos asociados a las 5 primeras formas modales de vibrar. En esta misma tabla se indica la dirección dominante de cada uno de los modos y el porcentaje de variación entre ellos.

Tabla 5.6 Comparación de dirección dominante del modo

Modo N°	Periodo, T(s)		Dirección dominante del modo		Porcentaje de variación (%)
	Con apoyos elastoméricos	Sin apoyos elastoméricos	Con apoyos elastoméricos	Sin apoyos elastoméricos	
1	1.5775	0.4980	Tranversal (x)	Tranversal (x)	68%
2	2.4747	0.1657	Longitudinal (y)	Longitudinal (y)	93%
3	1.7343	0.1965	Torsión (xy)	Torsión (xy)	89%
4	0.6364	0.4967	Vertical (z)	Vertical (z)	22%
5	0.5923	0.4469	Torsión tablero (xz)	Torsión tablero (xz)	25%

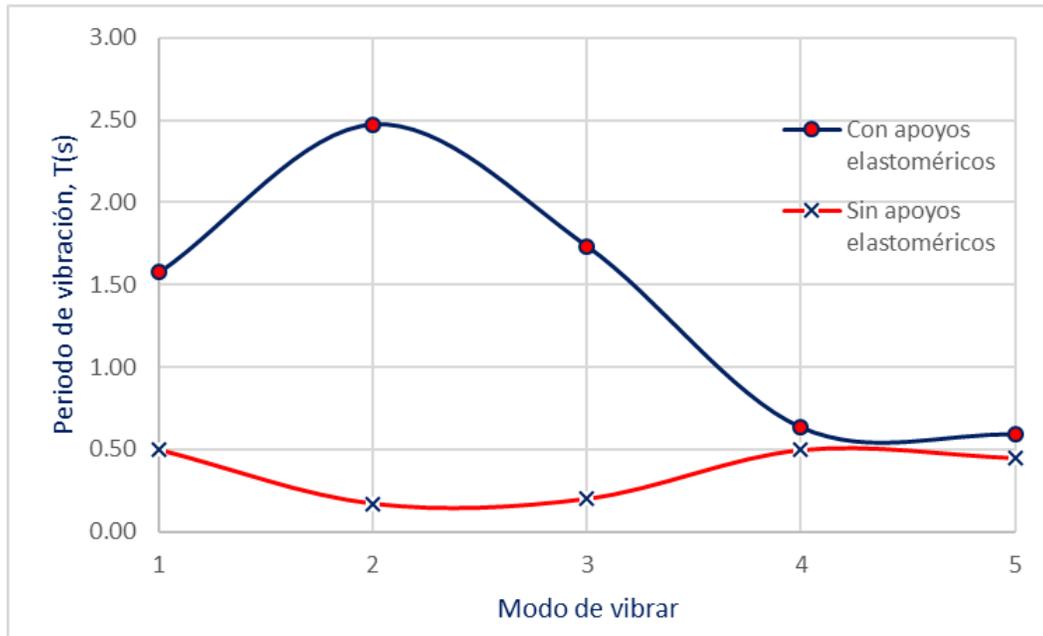


Figura 5.33 Comparación de dirección dominante del modo con y sin apoyos elastoméricos

En las siguientes figuras se muestra el comportamiento de la dirección dominante del modo con y sin apoyos elastoméricos obtenidos y comparados del programa SAP 2000 versión 20.

Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero ubicado en el estado de Oaxaca con apoyos elastoméricos

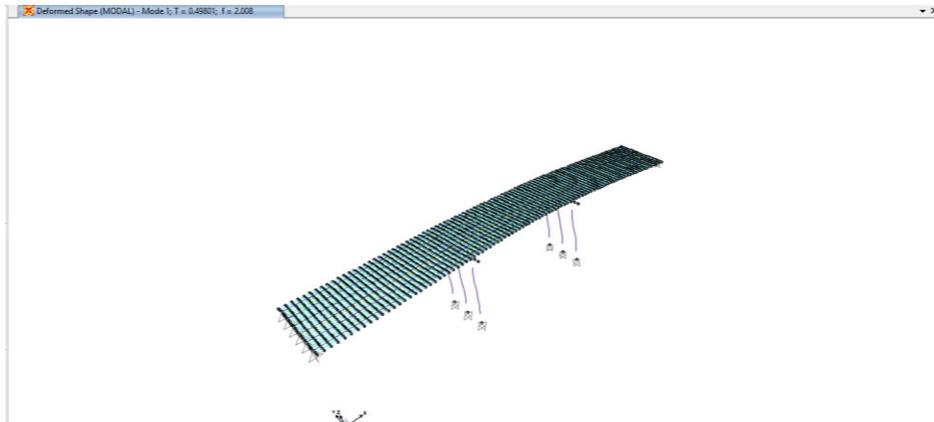


Figura 5.34. Periodo de vibración y frecuencia en puente sin apoyos elastoméricos en dirección y transversal

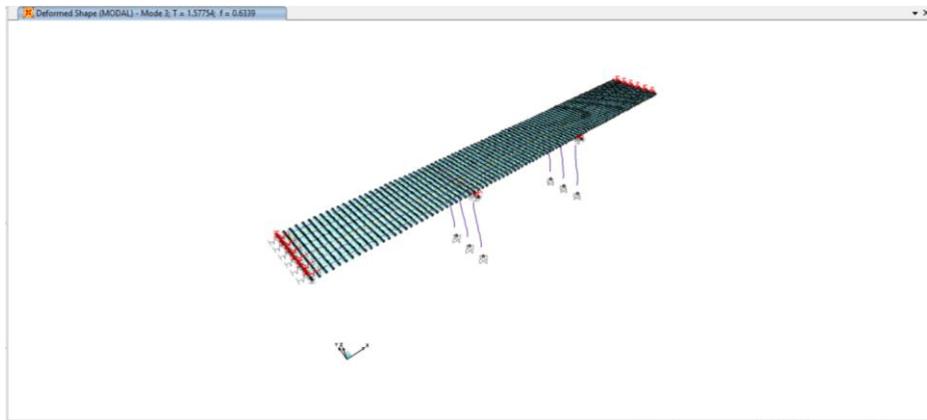


Figura 5.35. Periodo de vibración y frecuencia en puente con apoyos elastoméricos en dirección y transversal

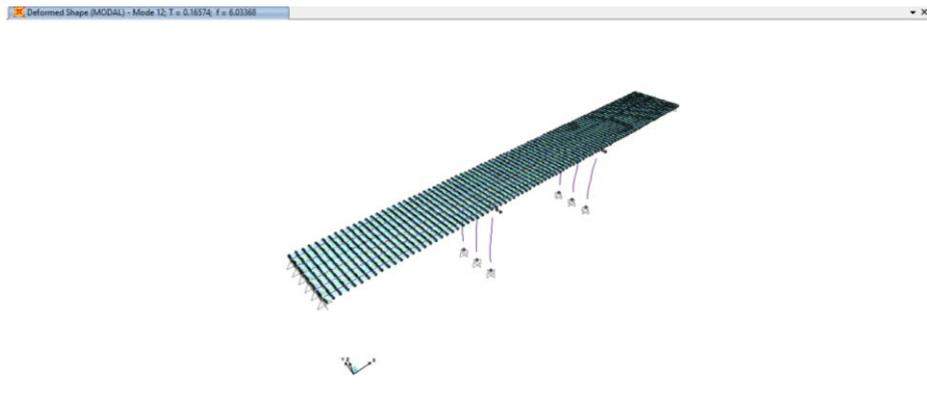


Figura 5.36. Periodo de vibración y frecuencia en puente sin apoyos elastoméricos en dirección x longitudinal

Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero ubicado en el estado de Oaxaca con apoyos elastoméricos

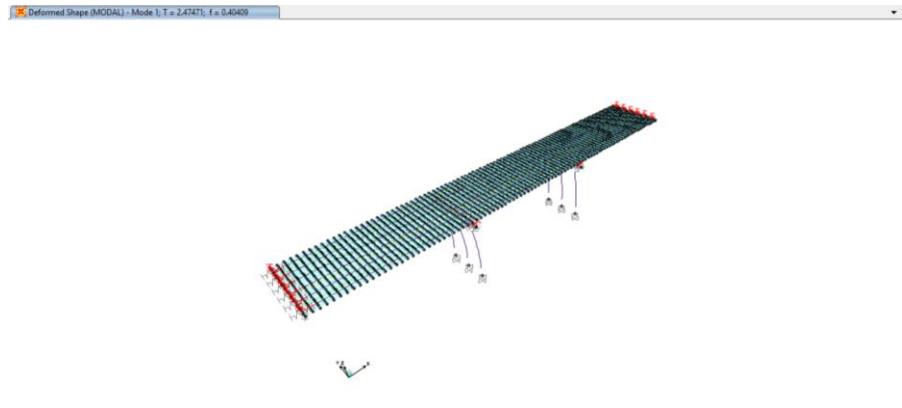


Figura 5.37. Periodo de vibración y frecuencia en puente con apoyos elastoméricos en dirección x longitudinal

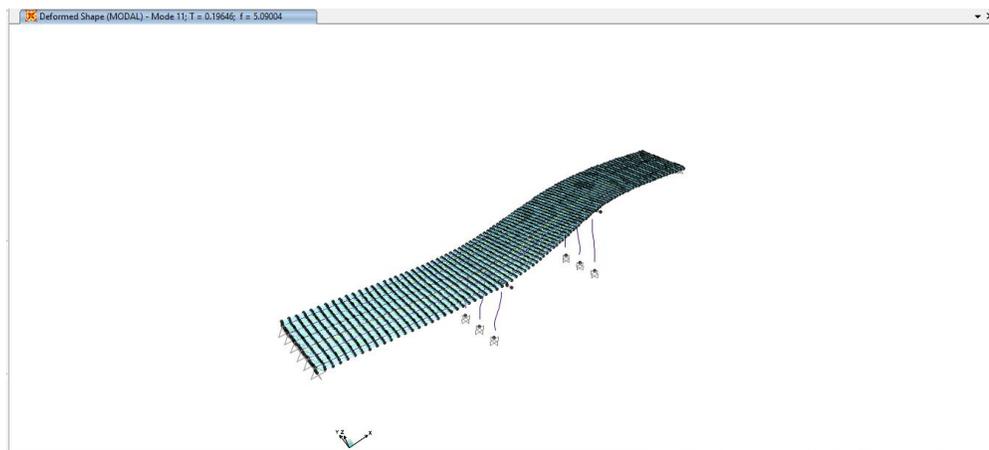


Figura 5.38. Periodo de vibración y frecuencia en puente sin apoyos elastoméricos en dirección xy a torsión

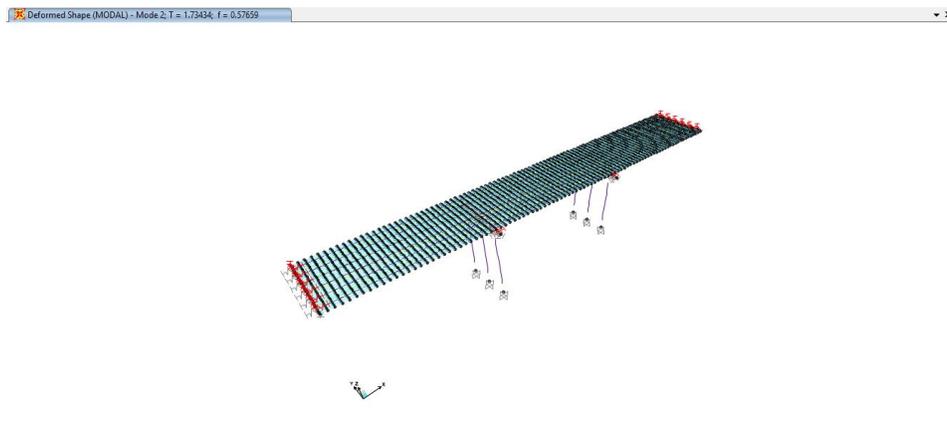


Figura 5.39. Periodo de vibración y frecuencia en puente con apoyos elastoméricos en dirección xy a torsión

Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero ubicado en el estado de Oaxaca con apoyos elastoméricos



Figura 5.40. Periodo de vibración y frecuencia en puente sin apoyos elastoméricos en dirección z

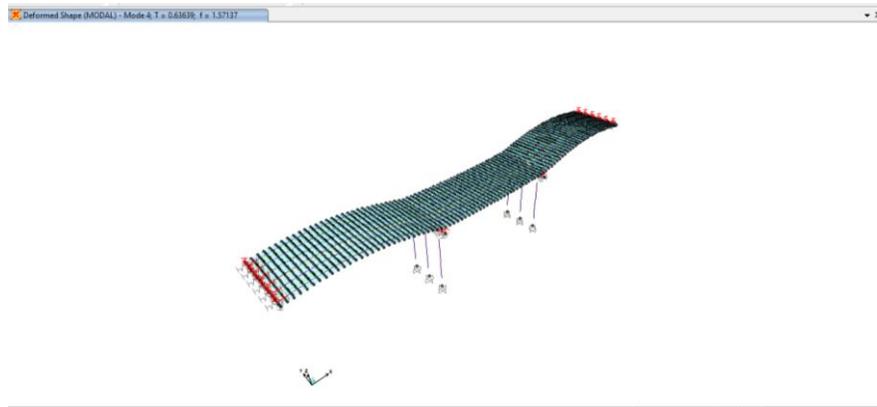


Figura 5.41. Periodo de vibración y frecuencia en puente con apoyos elastoméricos en dirección z

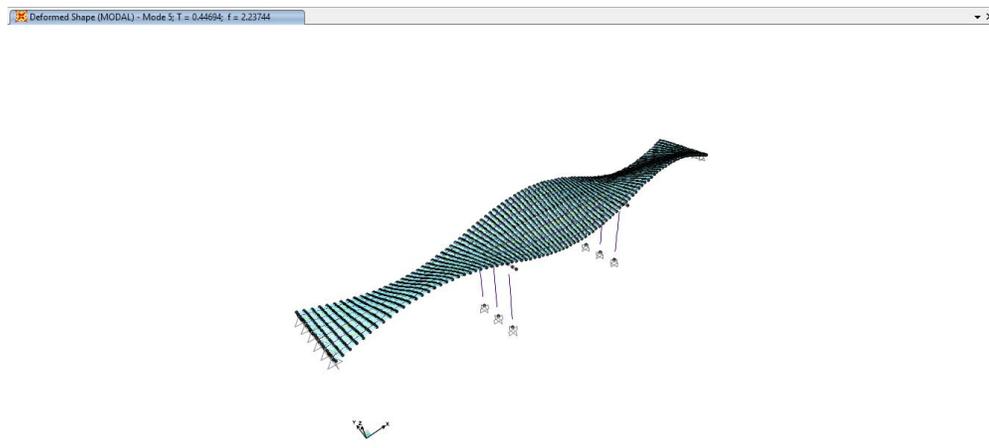


Figura 5.42. Periodo de vibración y frecuencia en puente con apoyos elastoméricos en dirección xy a torsión en tablero

Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero ubicado en el estado de Oaxaca con apoyos elastoméricos

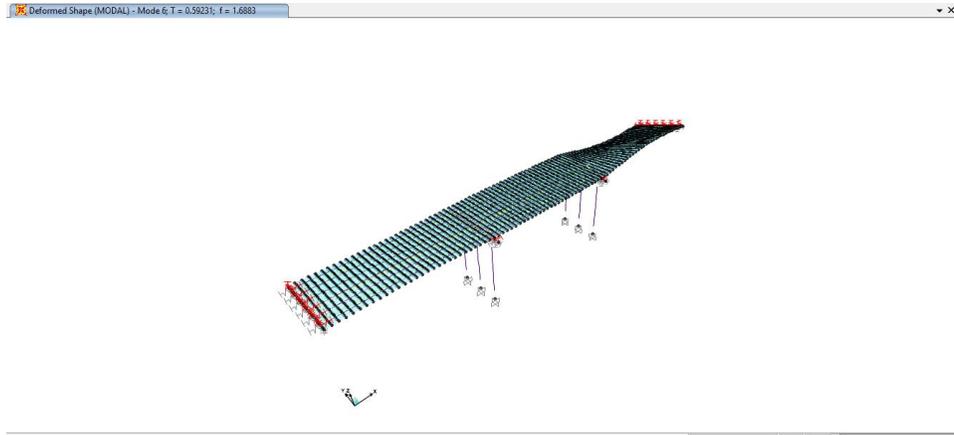


Figura 5.43. Periodo de vibración y frecuencia en puente con apoyos elastoméricos en dirección xy a torsión en tablero

5.7 Desplazamientos máximos absolutos

En relación con los desplazamientos de la estructura se tienen resultados también con una diferencia considerable. Para fines de comparación se tomaron en cuenta los desplazamientos ocasionados por la combinación de carga 2 que considera cargas gravitacionales y sismo. En las tablas 5.7 y 5.8 se presentan, respectivamente, los desplazamientos de la calzada con y sin apoyos elastoméricos; en la figura 5.44 se indican algunos nudos representativos sobre la calzada que se tomaron como referencia para mostrar la configuración deformada, cuyas direcciones están identificadas de la siguiente manera: la dirección longitudinal (x), dirección transversal (y) y dirección vertical (z), figura 5.45. En las figuras 5.46 a 5.48 se presentan las configuraciones deformadas de la calzada del puente en las tres direcciones antes mencionadas.

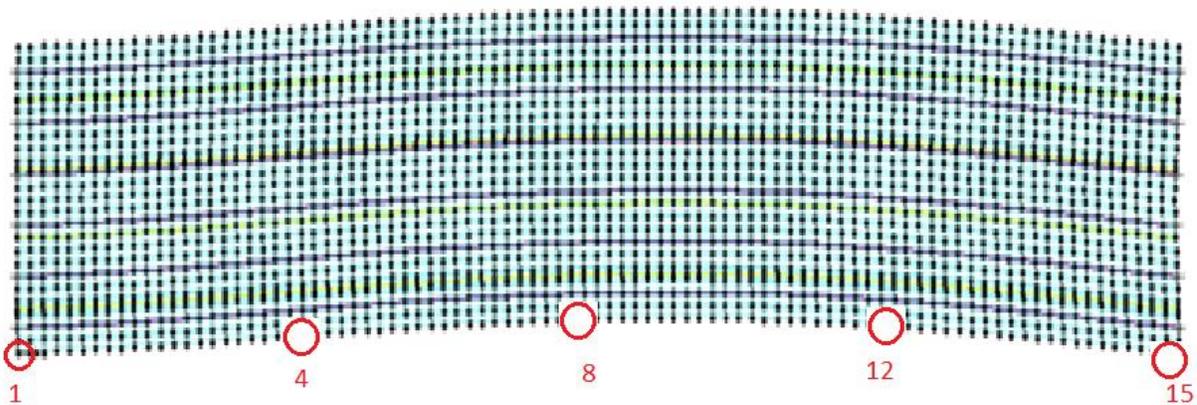


Figura 5.44. Desplazamientos máximos absolutos en tablero del puente

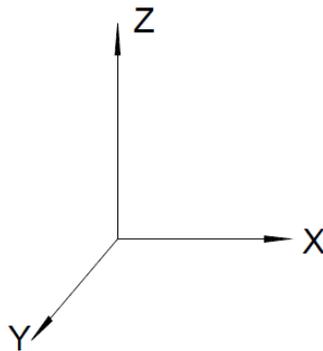


Figura 5.45. Ejes de referencia

Tabla 5.7 Valores de desplazamientos en la calzada sin apoyos elastoméricos

Nudo N°	Dirección longitudinal x(m)	Dirección transversal y(m)	Dirección vertical z(m)
1	0.00000	0.00041	0.00002
2	0.00100	0.00120	0.00020
3	0.00200	0.00520	0.00050
4	0.00190	0.01110	0.00040
5	0.00170	0.01210	0.00060
6	0.00140	0.01330	0.00090
7	0.00100	0.01510	0.00120
8	0.00080	0.01460	0.00120
9	0.00100	0.01520	0.00110
10	0.00100	0.01470	0.00060
11	0.00140	0.01710	0.00050
12	0.00190	0.01290	0.00060
13	0.00320	0.00650	0.00060
14	0.00340	0.00310	0.00030
15	0.00350	0.00001	0.00003

Tabla 5.8 Valores de desplazamientos en la calzada con apoyos elastoméricos

Nudo N°	Dirección longitudinal x(m)	Dirección transversal y(m)	Dirección vertical z(m)
1	0.00000	0.22490	0.00800
2	0.00080	0.22430	0.00150
3	0.00090	0.22320	0.00270
4	0.00060	0.22000	0.00690
5	0.00080	0.22060	0.00590
6	0.00030	0.22000	0.00610
7	0.00022	0.21990	0.00550
8	0.00000	0.22000	0.00530
9	0.00022	0.21990	0.00550
10	0.00030	0.22000	0.00610
11	0.00080	0.22060	0.00590
12	0.00060	0.22000	0.00690
13	0.00090	0.22320	0.00270
14	0.00080	0.22430	0.00150
15	0.00000	0.22490	0.00800

Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero ubicado en el estado de Oaxaca con apoyos elastoméricos

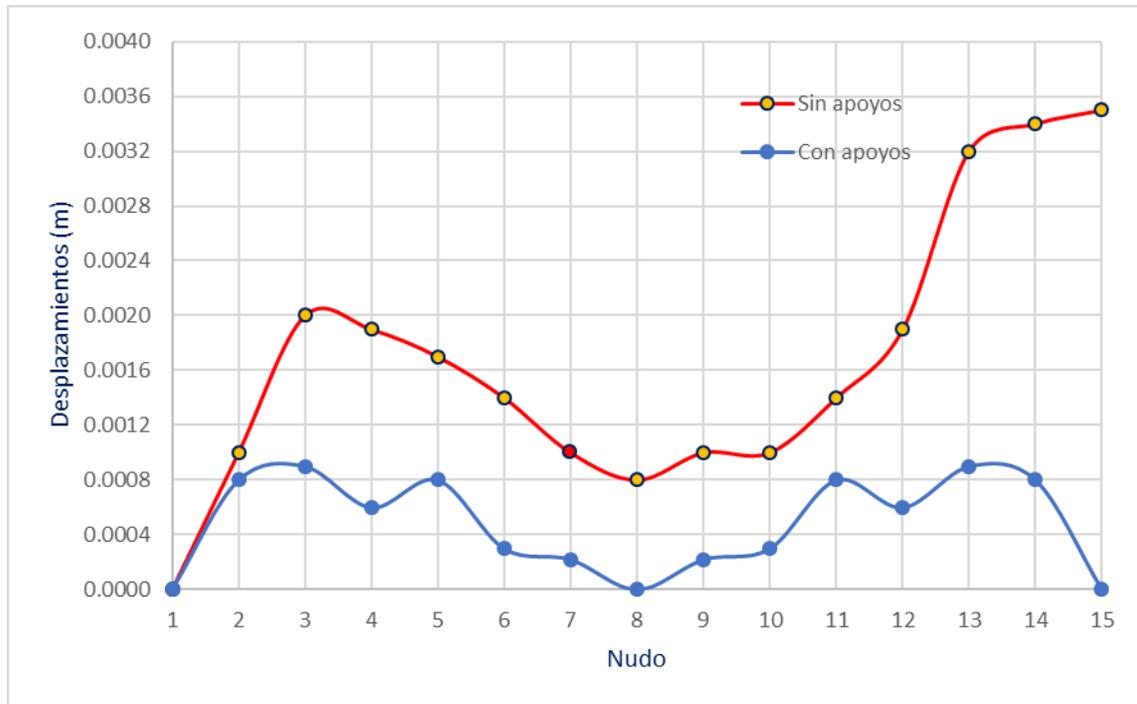


Figura 5.46. Gráfica de desplazamientos máximos absolutos en tablero del puente con y sin apoyos elastoméricos en dirección longitudinal (x) a lo largo de la calzada

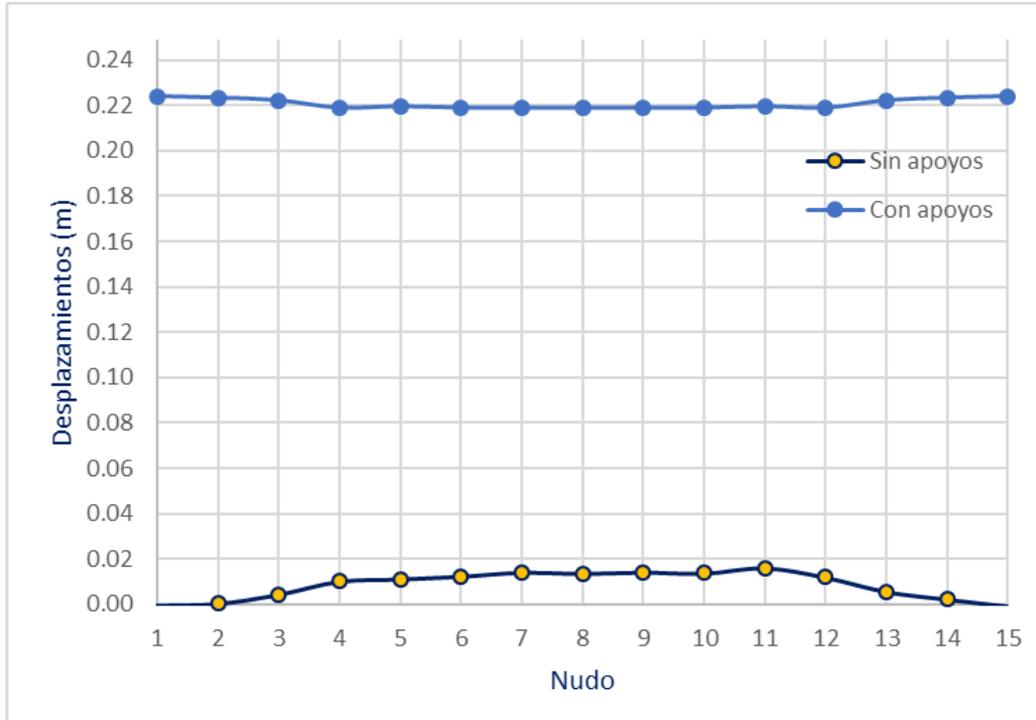


Figura 5.47. Gráfica de desplazamientos máximos absolutos en tablero del puente con y sin apoyos elastoméricos en dirección transversal (y) a lo largo de la calzada

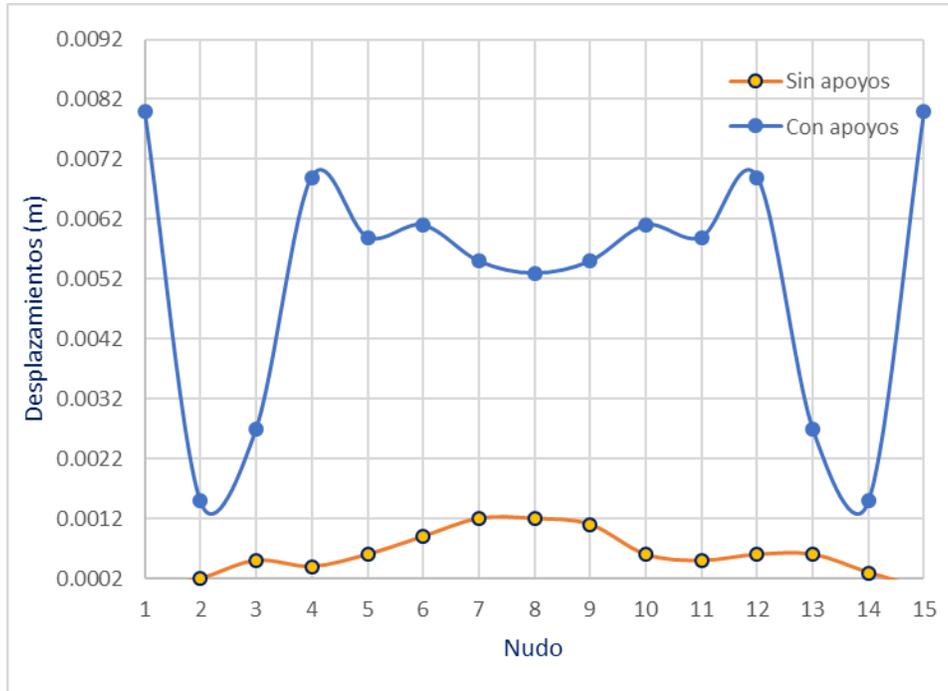


Figura 5.48 Gráfica de desplazamientos máximos absolutos en tablero del puente con y sin apoyos elastoméricos en dirección vertical (z) a lo largo de la calzada

Como se puede observar en las figuras 5.46 a 5.48, se tienen desplazamientos mayores con apoyos elastoméricos, sin embargo, la deformación lateral en la calzada es mínima lo que indica que los apoyos elastoméricos están cumpliendo adecuadamente una de sus funciones más importantes, la cual consiste en aislar o mitigar los efectos sísmicos sobre a estructura. La poca deformabilidad que experimentan la estructura de la calzada disminuye la transmisión de fuerzas sísmicas hacia sus elementos, lo cual se traduce en fuerzas internas menores.

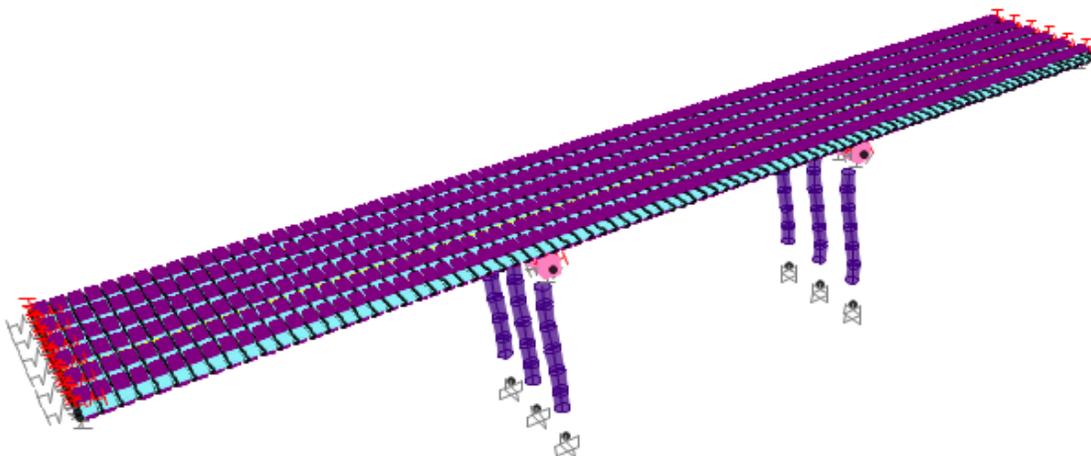


Figura 5.49 Deformación del puente para la combinación de carga 2 con apoyos elastoméricos

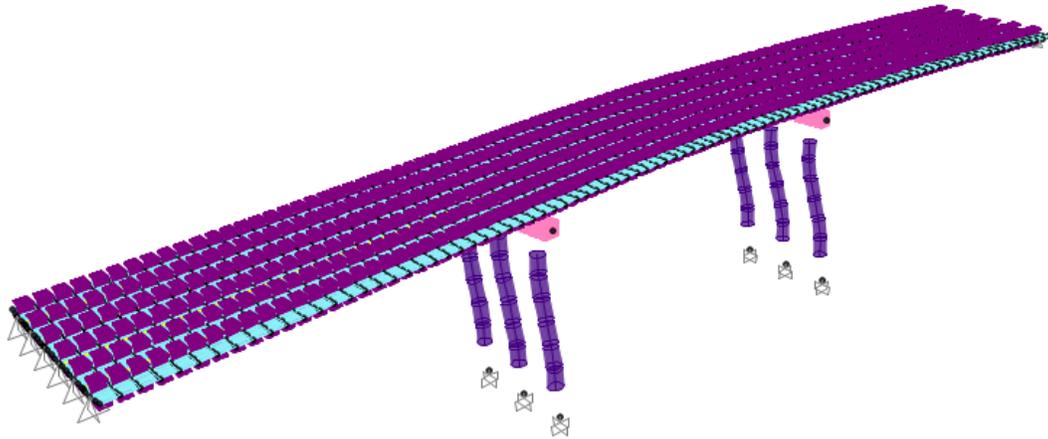


Figura 5.50 Deformación del puente para la combinación de carga 2 sin apoyos elastoméricos

En las figuras 5.49 y 5.50 se puede observar que el puente tiene un mejor comportamiento estructural con los apoyos elastoméricos, ya que las deformaciones en las pilas son reducidas comparadas con el caso en el que no se considera este tipo de apoyos.

5.8 Elementos mecánicos

Los elementos mecánicos nos indican la intensidad y la naturaleza de la carga a que están sometidos cada uno de los elementos del puente. En las figuras 5.51 y 5.52 se muestran los diagramas de momentos flexionantes de las columnas producto de la excitación dinámica actuando en el puente sin y con apoyos elastoméricos respectivamente. Cabe mencionar que los diagramas sólo son ilustrativos y presenta cierta relatividad entre sus magnitudes.

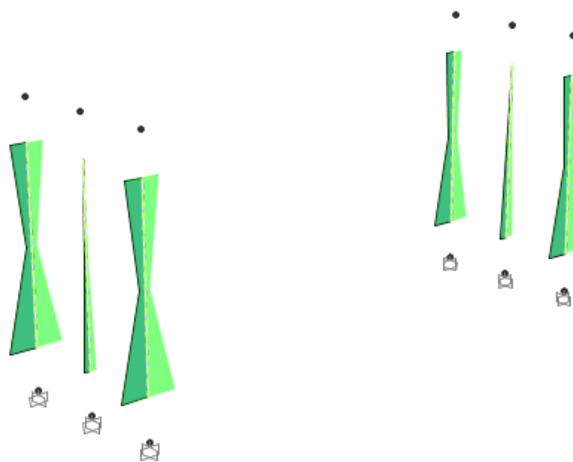


Figura 5.51 Diagramas de momentos en el plano XZ sin apoyos elastoméricos (Combinación 2)

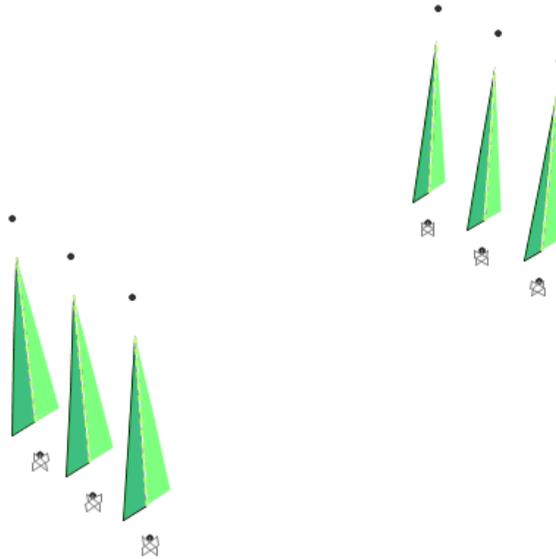


Figura 5.52 Diagramas de momentos flexionantes con apoyos elastoméricos (Combinación 2)

Comparando los diagramas de fuerzas internas se puede observar que, en la parte superior de las pilas, la presencia del apoyo elastomérico hace que el momento sea casi nulo, es decir, el apoyo permite absorber giros que pueden ser dañinos para la superestructura. Esto mismo se puede observar en los valores de los momentos flexionantes que se producen en las vigas de la calzada, lo cual se traduce en un mejor comportamiento del puente.

Al ser las fuerzas cortantes función de los momentos flexionantes, también hay una gran diferencia entre ambos modelos. En las figuras 5.53 y 5.54 se muestran, respectivamente, los diagramas de fuerzas cortantes debido a la excitación sísmica aplicada a la estructura sin y con apoyos elastoméricos.

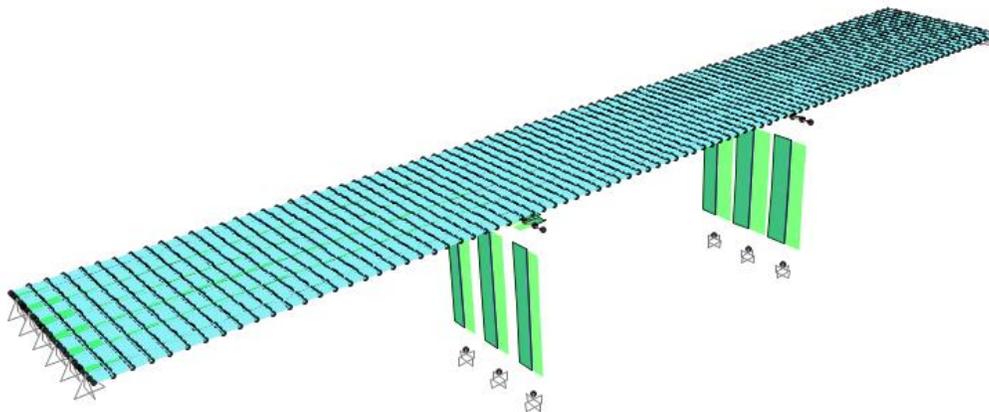


Figura 5.53. Diagramas de fuerzas cortantes sin apoyos elastoméricos en el plano YZ (Combinación 2)

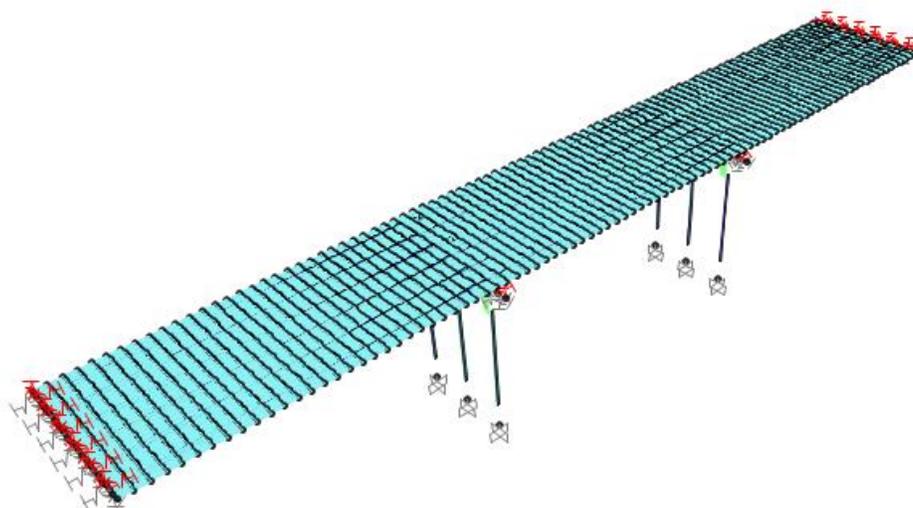


Figura 5.54. Diagramas de fuerzas cortantes con apoyos elastoméricos en el plano YZ (Combinación 2)

En la tabla 5.9 y 5.10 se muestran los valores de momento flexionante y fuerza cortante en la base de las columnas (plano YZ) para el puente con apoyos elastoméricos.

Tabla 5.9. Valores de momentos y fuerza cortante con apoyos elastoméricos en la base de las columnas (plano YZ)

N° de columna	Momento máximo (t-m)	Momento mínimo (t-m)	Cortante máximo (t)	Cortante mínimo (t)
1	58.4648	-59.3062	6.6647	-7.8514
2	58.9979	-59.0073	7.7889	-7.0073
3	59.3079	-58.4684	7.8517	-6.6643
4	74.2561	-76.2331	8.8466	-10.0326
5	76.7341	-76.7430	10.1310	-10.1328
6	76.2370	-74.2636	10.0334	-8.8459

Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero ubicado en el estado de Oaxaca con apoyos elastoméricos

Tabla 5.10. Valores de momentos y fuerza cortante sin apoyos elastoméricos en la base de las columnas (plano YZ)

N° de columna	Momento máximo (t-m)	Momento mínimo (t-m)	Cortante máximo (t)	Cortante mínimo (t)
1	459.5960	-459.5960	30.7223	-30.7223
2	457.9785	-457.9785	30.5326	-30.5326
3	459.5948	-459.5948	30.7222	-30.7222
4	459.5965	-459.5965	30.7223	-30.7223
5	457.9784	-457.9784	30.5326	-30.5326
6	459.5949	-459.5949	30.7222	-30.7222

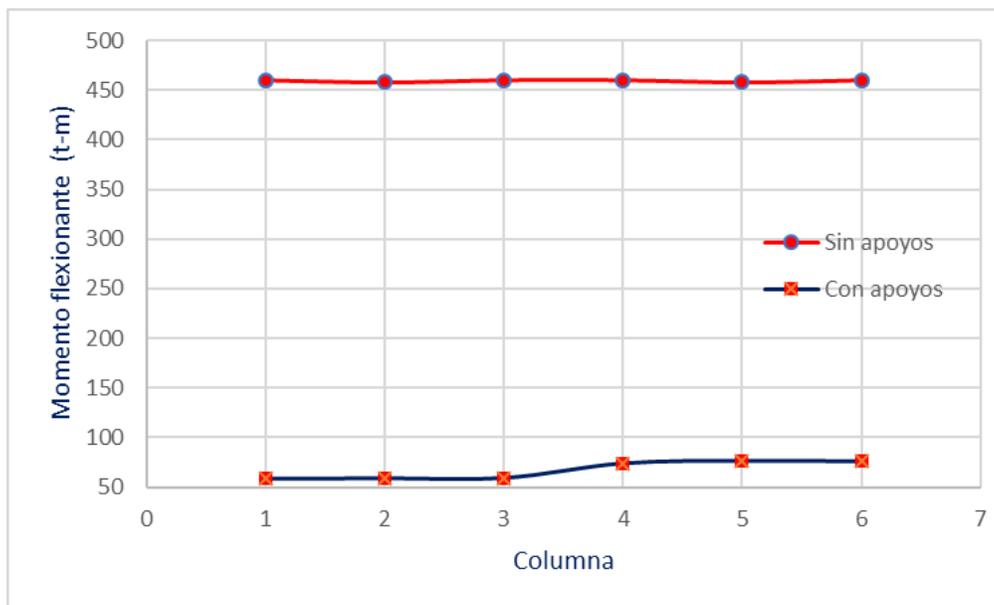


Figura 5.55. Comparación de momentos flexionantes en la base de las columnas (plano YZ)

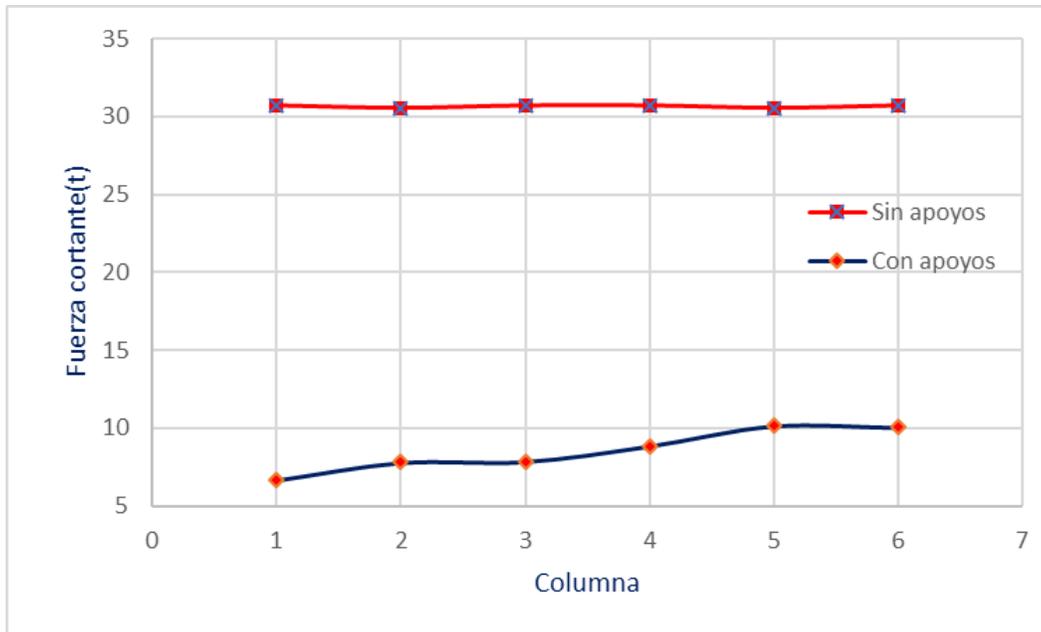


Figura 5.56. Comparación de fuerzas cortantes en la base de las columnas (plano YZ)

6. Conclusiones y recomendaciones

- El uso de apoyos elastoméricos en el puente estudiado mostró claramente la gran capacidad que poseen estos dispositivos para absorber y desacoplar los desplazamientos entre el suelo y la estructura evitando la transmisión de fuerzas sísmicas hacia la calzada, lo que genera fuerzas internas reducidas en sus elementos estructurales.
- En el modelo del puente con apoyos elastoméricos se presentó una distribución uniforme de las fuerzas sobre la subestructura (pilas), debidas principalmente al peso propio de la calzada y las cargas vivas.
- Como era de esperarse, fue evidente el incremento en el valor de los periodos dominantes de vibrar para el puente con apoyos elastoméricos. Para este caso, dichos periodos permitieron que la demanda sísmica dada por el espectro de diseño, se redujera de manera importante respecto a la correspondiente al puente sin apoyos elastoméricos. Esta condición no necesariamente se cumple para todos los casos y se tendría que valorar, ya que depende de las características de sismicidad de la zona dadas por los espectros de diseño.
- La incorporación de los apoyos elastoméricos en el puente generó un aumento evidente en su flexibilidad, la cual es importante tener presente para el diseño de los elementos de restricción lateral que recientemente se incorporan en el diseño de los cabezales. Esta recomendación es relevante a partir de las evidencias de daño generadas en los puentes del estado de Oaxaca producto del sismo del 7 de Septiembre del 2017.
- En el pasado reciente era común no considerar los apoyos elastoméricos como un elemento estructural dentro del modelado del puente, sin embargo, como se pudo confirmar en este trabajo, son una pieza clave para mejorar la respuesta sísmica del puente. Hoy en día gracias a los equipos de cómputo, se pueden llevar a cabo análisis más precisos, en los cuales se pueden caracterizar adecuadamente las propiedades de los apoyos elastoméricos.
- En el presente trabajo se han destacado algunas características y propiedades físicas de los apoyos elastoméricos como elementos de aislamiento sísmico y disipación de energía. Se ha confirmado que son una excelente opción para disminuir los efectos sísmicos generados en estructuras de puentes carreteros, por su economía, su fácil instalación y su escaso mantenimiento; sin embargo, es de gran importancia conocer el clima y la temperatura que rige en donde será la construcción del puente, ya que las temperaturas extremas pueden causar daños en los apoyos, se vuelven más rígidos en un ambiente muy frio, haciéndose frágil y

perdiendo sus propiedades de disipación de energía, lo mismo pasa cuando se trata de temperaturas elevadas.

- Nuestro país cuenta con algunas especificaciones para el diseño de los apoyos elastoméricos a través del Instituto Mexicano del Transporte, las cuales están basadas en reglamentos extranjeros como las normas AASHTO LRFD que ofrecen una metodología clara para el diseño de estos dispositivos.
- La demanda sísmica asociada al sismo ocurrido el 7 de Septiembre del 2017 fue superior a la que reporta el programa PRODISIS en su última versión, por lo cual fue necesario generar espectros de respuesta a partir de los registros sísmicos de este último evento.
- A partir de los resultados de análisis obtenidos fue necesario incrementar el ancho del cabezal en un 32% respecto a lo establecido en el proyecto original del puente, para proporcionar una mayor longitud de apoyo en las vigas, con objeto de prevenir la inestabilidad o colapso de la calzada ante un evento sísmico de gran intensidad

7. Referencias bibliográficas

1. AASHTO, *LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1994
2. AASHTO, *Standard Specifications for the Design of Highway Bridges*, 16th ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1996.
3. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), *Plain and Laminated Elastomeric Bridge Bearings*, Washington, D.C., 1994.
4. Arroyo D. y Terán, *Factores de reducción de fuerzas sísmicas para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía*, Revista de Ingeniería, N°66,2002.
5. Chen W.F. y Duan L. (1999), *Bridge Engineering Handbook*, CRC Press, Washington, D.C., 2000.
6. García Domínguez O. y Mena Ulises, *Comportamiento sísmico de puentes sobre apoyos elastoméricos*, Instituto Mexicano del Transporte, Querétaro, Querétaro, 1996.
7. Kelly James M. y Konstantinidis Dimitrios, *Mechanics of rubber bearings for seismic and vibration isolation*, John Wiley and Sons,2011.
8. Lara J.M., *Dispositivos para reducir los daños provocados por temblores*. Tesis de Doctorado, UNAM,1995
9. Priestley y Calvi , *Seismic Design and retrofit of bridges*, Los ángeles, CA,EUA,1996.
10. Rivera D., *Evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos*, Tesis de maestría, UNAM,2017.
11. Román U, *Revisión del diseño sísmico de topes laterales de puentes*, Tesis de maestría, UNAM,2005.
12. SECOFI, Dirección General de Normas, Norma Mexicana NMX-T-102- 1987, *Dispositivos Elastoméricos Usados como Elementos de Apoyo en Puentes y Estructuras*, México, 1987.
13. SECOFI, Dirección General de Normas, Norma Mexicana NMX-T-9- 1970, *Método de Prueba para la Determinación de la Resistencia del Hule Vulcanizado al Ozono*, México, 1971.