



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

RESPUESTA SÍSMICA DE UN PUENTE CON AISLADORES DE BASE

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

ING. HÉCTOR GARCÍA MATAMOROS

DIRECTOR DE TESINA: M.I. VICTORIANO ARMANDO GALLEGOS SUAREZ

CIUDAD DE MÉXICO

JUNIO 2018

DEDICATORIAS

Le agradezco primeramente a Dios que me ha dado la oportunidad de llegar a este momento, que me ha permitido aprender y disfrutar esta hermosa etapa en la universidad; y que me ha dado vida para estar con las personas que amo.

Le agradezco a...

A mis amigos, compañeros y maestros que con su apoyo he podido salir adelante ante varias adversidades. Les agradezco por estos años en los que aprendí a su lado no solo los conocimientos necesarios para estar hoy aquí, sino también los valores éticos y morales que me hacen el hombre que soy el día de hoy.

¡GRACIAS!

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	5
CAPÍTULO I.- ANTECEDENTES.....	7
I.1. CONDICIONES DE SISMICIDAD EN LA CIUDAD DE MÉXICO.....	7
CAPÍTULO II.- ESTADO DEL ARTE.....	14
II.1. SISTEMAS ACTIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA.....	14
II.2. SISTEMAS SEMI-ACTIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA.....	15
II.3. SISTEMAS PASIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA.....	16
II.3.1 Disipadores.....	17
II.3.2 Osciladores de masa.....	20
II.3.3 Aisladores de base.....	21
CAPÍTULO III.- AISLADOR DE BASE DE GOMA CON NÚCLEO DE PLOMO.....	24
III.1. GEOMETRÍA.....	24
III.2. PROPIEDADES MECÁNICAS.....	25
III.3. MODELACIÓN MATEMÁTICA.....	26
CAPÍTULO IV.- APLICACIÓN PRÁCTICA A UN CASO DE ESTUDIO.....	29
IV.1. GENERALIDADES DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA.....	29
IV.1.1 Ubicación.....	29
IV.1.2 Estructuración.....	29
IV.1.3 Cargas muertas sobre la estructura.....	31
IV.2. ANÁLISIS Y MODELACIÓN DE UN PUENTE CARRETERO SIN AISLADORES DE BASE.....	32
IV.2.1 Espectro sísmico considerado.....	32
IV.2.2 Cargas sísmicas.....	33
IV.2.3 Modelación.....	35
IV.3. ANÁLISIS Y MODELACIÓN DE UN PUENTE CARRETERO CON AISLADORES DE BASE DE GOMA CON NÚCLEO DE PLOMO.....	37
IV.3.1 Selección del Aislador.....	37
IV.3.2 Modelación de los aisladores.....	44
CAPÍTULO V.- RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA..	48
V.1. PUENTE CARRETERO SIN AISLADORES DE BASE.....	48
V.1.1 Desplazamientos y distorsiones laterales.....	48

V.1.2 Elementos mecánicos y cortante basal.....	50
V.1.3 Diseño de columnas	53
V.1.4 Propiedades y resultados dinámicos	53
V.2. PUENTE CARRETERO CON AISLADORES DE BASE DE GOMA CON NÚCLEO DE PLOMO.....	54
V.2.1 Desplazamientos y distorsiones laterales de la estructura con el sistema de aislamiento	54
V.2.2 Elementos mecánicos y cortante basal de la estructura con el sistema de aislamiento	55
V.2.3 Diseño de columnas de la estructura con el sistema de aislamiento.....	58
V.2.4 Propiedades y resultados dinámicos de la estructura con el sistema de aislamiento	58
V.2.5 Desplazamientos y distorsiones laterales de la estructura rediseñada con el sistema de aislamiento.....	59
V.2.6 Elementos mecánicos y cortante basal de la estructura rediseñada con el sistema de aislamiento.....	60
V.2.7 Diseño de las columnas de la estructura rediseñada con el sistema de aislamiento	63
V.2.8 Propiedades y resultados dinámicos de la estructura rediseñada.....	63
V.2.9 Verificación de los resultados obtenidos	64
V.2.10 Resultados de los aisladores más representativos de la estructura rediseñada.....	66
CAPÍTULO VI. – CONCLUSIONES.....	69
REFERENCIAS	77

INTRODUCCIÓN

En este trabajo se presenta el uso de los aisladores de base con núcleo de plomo como una opción para mejorar el comportamiento sísmico de un puente carretero ubicado en el estado de Veracruz. El trabajo está dividido en seis capítulos en los cuales se tratan aspectos sobre las condiciones de sismicidad en la Ciudad de México, los diversos tipos de dispositivos de protección sísmica y la aplicación de uno de estos en una estructura.

En el primer capítulo se habla un poco sobre los sismos que han afectado a la capital de nuestro país. Los sismos mencionados datan desde el siglo XV hasta los últimos dos sismos que sacudieron a este país en el pasado mes de septiembre del 2017. Finalmente, en este capítulo se hace hincapié sobre la responsabilidad que tenemos los ingenieros civiles estructuralistas de salvaguardar la seguridad de las estructuras que diseñamos.

El objetivo del segundo capítulo es realizar un compendio sobre los diversos dispositivos que existen para proteger a las estructuras ante los efectos que pueden tener los terremotos sobre estas. Se habla sobre una de las clasificaciones de estos dispositivos, así como la manera en la que estas influyen en el comportamiento sísmico de una estructura. De igual forma, se muestran ejemplos de los diversos dispositivos mencionados.

Para el tercer capítulo, se describen las características del aislador seleccionado de un catálogo para estudiar el comportamiento sísmico del puente tomado como caso de estudio. Se mencionan las propiedades geométricas y mecánicas del dispositivo en cuestión. Además de esto, en este capítulo se describe la modelación matemática utilizada en los aisladores de base con núcleo de plomo.

En el cuarto capítulo se realiza describe la estructura analizada. Se menciona la ubicación y la zona sísmica en la cual se desplanta la estructura. También, se habla sobre la estructuración del puente, los materiales utilizados y los espectros sísmicos considerados. Adicionalmente, se describe el proceso de diseño básico de un aislador, así como la manera en la cual se modelan estos dispositivos en un programa de computo.

En el penúltimo capítulo, se presentan los resultados obtenidos de los análisis realizados, divididos en tres casos. El primero corresponde a una estructura con base rígida diseñada comúnmente, el segundo a dicha estructura incorporándole aisladores de base y, el último, a una estructura aislada rediseñada gracias a las ventajas que otorga el sistema de aislamiento.

Para cada caso de estudio se presentan desplazamientos, elementos mecánicos, cortante basal, aceleraciones tomadas por la estructura, amortiguamiento y periodo de

vibrar. Se incluyen también las verificaciones de los resultados y las curvas de histéresis más representativas de los aisladores implementados.

Finalmente, en el sexto capítulo se mencionan las conclusiones obtenidas de este trabajo. Se hacen comparaciones sobre los resultados de los tres casos mencionados anteriormente. Se realizan comentarios respecto a los diferentes resultados del comportamiento de los aisladores. De igual manera, se realizan comentarios respecto al procedimiento de selección de los aisladores y a la relación necesaria con los proveedores. Por último, se hace un comentario general sobre la funcionalidad del sistema de aislamiento y si este cumple el objetivo para el cual fue implementado en el puente analizado.

CAPÍTULO I.- ANTECEDENTES

1.1. CONDICIONES DE SISMICIDAD EN LA CIUDAD DE MÉXICO

Debido a la irregularidad del suelo en donde se encuentra cimentada, la Ciudad de México es propenso a sufrir los efectos de los sismos, los cuales que se han vuelto un dolor de cabeza para los ingenieros estructuristas que día con día deben mantenerse actualizados tanto técnica como tecnológicamente para mitigar los daños que estos puedan provocar. En muchos de los eventos pasados, los sismos no solo han ocasionado daños a los inmuebles, sino también han afectado significativamente la vida de los habitantes de esta ciudad culminado incluso en la pérdida de sus vidas. Para darnos una idea de los efectos que han tenido los sismos en la Ciudad de México, así como de la importancia que debemos darle los ingenieros civiles a estos fenómenos sin importar el lugar en el que nos desempeñemos; se presentan a continuación varios de los sismos que más han afectado a esta ciudad desde la época prehispánica hasta la actualidad, así como los respectivos daños causados por estos.

Durante el reinado de Axayácatl, año de 1475 en la época prehispánica, varios terremotos afectaron lo que hoy es la Ciudad de México dejando en ruinas todas las casas y varias edificaciones de Tenochtitlán. Además de esto, el sismo originó grietas y deslaves en los cerros que rodean el valle.

En el siglo XVI, ya en la época colonial, se presentaron varios sismos que generaron grietas en los suelos, así como pequeños daños en diversas construcciones de la ciudad colonial en ese tiempo, destacando que lo más grave se presentó en 1589 cuando se presentó un colapso de paredes y varios edificios, al igual que en conventos de Coyoacán. Fue un siglo después cuando se presentaron colapsos del convento de San Francisco y daños en la iglesia de Xochimilco, así como en la zona de lo que hoy es Santo Domingo.

Posteriormente a estos pequeños sismos, en 1711 se presentó un terremoto de gran duración que derribo varias casas y edificios. Cabe destacar que este sismo no solo afecto a lo que hoy es la Ciudad de México, sino también a los Estados de Puebla y Tlaxcala. En ese mismo siglo, el 21 de abril de 1776 se presentó un intenso sismo el cual tuvo una duración de cuatro minutos y provocó el colapso de la cárcel de la Acordada, daños a la Casa de la Moneda, el Palacio Real, el Palacio del arzobispo, entre otros.

Casi 11 años después, el 28 de marzo de 1787 se presentó un sismo de magnitud 8.6 con origen en las costas de Oaxaca. Este sismo, también conocido como “El gran tsunami mexicano” debido que origino una inundación de seis kilómetros tierra adentro y 450 kilómetros de extensión; causó daños al Palacio Nacional, el Cañón de la Diputación, teniendo una duración entre 5 y 6 minutos.

Al siglo siguiente, ya en el México independiente, se presentaron dos grandes sismos. El primero de ellos, el cual se dio el 7 de abril de 1845 con una magnitud de 8.0; provocó que las zonas de lo que hoy es Tlalpan y Xochimilco quedaran devastadas. En el resto de la ciudad, el sismo derrumbó el hospital de San Lázaro y la cúpula de la iglesia del Señor de Santa Teresa, y provocó daños al Palacio Nacional, a la cámara de senadores y a la universidad.

El segundo de los sismos del siglo XIX se presentó en plena Guerra de Reforma el 19 de junio de 1858 con una magnitud de 9.0 con una duración de 6 minutos aproximadamente. Este sismo arrasó por completo con Texcoco y provocó grandes daños al Palacio Nacional, a la Casa de Ayuntamiento, al Teatro Principal, a Santo Domingo y a una gran cantidad de casas y viviendas de la capital. Cabe destacar que este sismo ha sido el de mayor magnitud sísmica y ha sido el primer gran sismo del que se tenga registro de su magnitud en México.

Un evento importante en la historia de nuestro país referente a los eventos sísmicos es la fundación del Servicio Sismológico Nacional (SSN) en el año de nuestra revolución el 5 de septiembre de 1910. Al año siguiente, la mañana del 7 de junio de 1911 se presentó un terremoto de magnitud 7.7 de acuerdo con el SSN. Este sismo, también llamado “El temblor maderista” ya que ocurrió el mismo día que Francisco I. Madero entro victorioso a la Ciudad de México tras ganar la revolución, dejó 40 muertos y 16 heridos debido al derrumbe de los dormitorios del 3er Régimen de Artillería ubicado en Rivera de San Cosme. Además de esto, decenas de edificios dañados y un total de 250 casas totalmente destruidas.



Fig. 1.1 Columna del Ángel de la Independencia después del sismo de 1957 (Imagen de “México Legisla”)

A pesar de que varios de los sismos mencionados anteriormente han tenido resultados catastróficos, ningún capitalino podía imaginarse lo que venía a continuación. De los sismos más recientes, el sismo de 1957, también conocido como el “sismo del ángel”, ha sido uno de los que más daños ha ocasionado en la capital mexicana, y fue el que marcó la pauta para la evolución de los reglamentos de construcción del entonces Distrito Federal. Originado en la costa del estado de Guerrero el 28 de julio de 1957, el “sismo del ángel” ocurrió en plena madrugada a las 2:44

am con una magnitud de 7.8, provocando la muerte de 700 personas y más de 2 mil

personas heridas. Además de esto, este sismo fue el causante de que cientos de edificios se dañaran y que varios incluso colapsaran, como el edificio de departamentos de la esquina Frontera y Álvaro Obregón en la colonia Roma el cual dejó sepultadas a 12 familias.

También, fue el responsable de que uno de los símbolos más representativos de la ciudad cayera y por el cual este sismo tiene un nombre particular; hablamos del Ángel de la Independencia inaugurado en el Centenario de la independencia mexicana por Don Porfirio Díaz, que debido a este siniestro cayó de la columna donde había estado desde hace casi 47 años sufriendo grandes daños, y no fue hasta el 16 de septiembre de 1958 que se reinauguró la estatua después de haber sido reconstruida, figs. I.1 y I.2.



Fig. I.2 Ángel de la Independencia destrozado por su caída en 1957 (Imagen de capital-cdmx.org)



Fig. I.3 Rescatistas encontrando una persona (Imagen de "La Razón")

Después de casi 30 años del “sismo del ángel”, la mañana del jueves 19 de septiembre de 1985 se presentó en la capital mexicana un evento que sacudiría no solo a la nación entera sino también al mundo entero al ser el sismo que más daños ha causado en la Ciudad de México marcando un antes y un después en la historia de esta ciudad.

El origen del terremoto del 19 de septiembre se halla en la rotura del contacto entre las placas tectónicas Cocos y Norteamérica. El epicentro fue localizado en el Océano Pacífico, frente a las costas del estado de Michoacán muy cerca del puerto de Lázaro Cárdenas. Sin embargo, el Instituto de Geofísica en colaboración con el Instituto de Ingeniería de la UNAM detallan en un informe realizado el 25 de septiembre de aquel año que el epicentro fue localizado frente a la desembocadura del Río Balsas localizada entre los límites del estado de Michoacán y Guerrero a las 07:17:48.



Fig. I.4 Rescatistas y voluntarios llevando a una persona atrapada en los escombros (Imagen de "El Arsenal")



Fig. I.5 Edificio Nuevo León en Tlatelolco colapsado debido al Sismo del 85 (Imagen de "La Jornada Baja California")



Fig. I.6 Ciudadanos ayudando a retirar escombros en Centro Médico (Imagen de "Fundación Carlos Slim")

empleo. Las pérdidas materiales se calcularon en 4 mil millones de dólares, en infraestructura, vivienda y servicios públicos que paralizaron la ciudad, figs. I.3, I.4 y I.5.

Alrededor de 30 mil estructuras fueron destruidas en su totalidad y 68 mil resultaron con daños parciales y seis meses después, 152 edificios sobrevivientes tuvieron que ser demolidos al presentar daños irremediables en su estructura. Por otro lado, la Torre Latinoamericana, uno de los edificios emblemas de la Ciudad de México en la actualidad, y la Torre Pemex fueron casos excepcionales de ingeniería al no sufrir ningún daño estructural.



Fig. I.7 Personas esperando encontrar restos de sus seres queridos en el estadio de béisbol del Seguro Social 1 (Imagen de "Scoopnest")



Fig. I.8 Personas esperando encontrar restos de sus seres queridos en el estadio de béisbol del Seguro Social 2 (Imagen de "pulsoaf")

escombros inclusive 10 días después, recogiendo en total 2 millones 388 mil 144 metros cúbicos de escombros.

Después de casi treinta y dos años, se presentó el sismo con mayor magnitud en la historia del país. La noche del 7 de septiembre del 2017, casi a media noche, en las costas del estado de Chiapas un sismo con magnitud de 8.2, fue registrado. A pesar de que este evento ocasionó grandes daños en los estados de Chiapas y Oaxaca, debido a la distancia y los estratos de suelo existentes entre esta zona y la capital del país, el sismo tuvo mucha menor intensidad en la Ciudad de México.

Cumpliendo treinta y dos años después del sismo de 1985, un inusual sismo producido en el estado de Morelos sacudió fuertemente la capital metropolitana y los estados de Puebla, Guerrero, Oaxaca, Estado de México y Morelos. Este terremoto tuvo una magnitud de 7.1 fue debido a una ruptura de la placa oceánica de cocos dentro del territorio mexicano, conocido como sismo intraplaca.

Este evento sísmico dejó un saldo de 192 personas muertas en la Ciudad de México, y alrededor de 370 muertos y cerca de 1900 personas heridas considerando todos los estados afectados.



Fig. I.9 Edificio afectado por el sismo en la delegación Benito Juárez (Imagen de "Diario de Huila")

Del Centro Médico Nacional, Hospital General y de los escombros del Hospital Juárez se rescataron a poco más de 2 mil personas, siendo de este último de donde se pudieron rescatar tres recién nacidos (dos niñas y un niño) siete días después del terremoto, Fig. I.6. Mientras tanto, el estadio de béisbol del Seguro Social se usó para acomodar y reconocer cadáveres, en donde se utilizaba hielo para retrasar su descomposición, figs. I.7 y I.8. En general, más de 4 mil personas fueron rescatadas con vida de los

para retrasar su descomposición, figs. I.7 y I.8. En general, más de 4 mil personas fueron rescatadas con vida de los



Fig. I. 10 Colegio Enrique Rébsamen después del sismo (Imagen de "Diario de Morelos")

Se confirmó además la caída de más de 40 edificaciones en diferentes colonias de la Ciudad de México. Los inmuebles que más víctimas mortales reportaron fueron el colegio Enrique Rébsamen y un edificio del Multifamiliar Tlalpan 3000. EL colegio reportó el deceso de 25 personas de las cuales 4 eran adultos y 21 niños, figs. I.9 y I.10.



Fig. I.11 Colapso de un edificio del Multifamiliar de Tlalpan (Imagen de "Radio Fórmula")

Por otro lado, el colapso del multifamiliar de Tlalpan tuvo un saldo de 9 personas fallecidas y, afortunadamente, 18 personas rescatadas con vida de los escombros de este edificio, fig. I.11. Sin embargo, los daños ocurridos en el resto de los edificios, ocasiono que los habitantes de los 500 departamentos tuvieran que dejar sus hogares momentánea o permanentemente en algunos de los casos.

Así mismo, el Tecnológico de Monterrey campus Ciudad de México reportó que 5 personas perdieron la vida y cerca de 40 personas resultaron heridas esto debido al colapso de dos puentes que conectaban edificios dentro de esta institución, fig. I.12. A pesar de que casi todas las edificaciones del campus pueden ser reutilizadas, las autoridades del Tec optaron por renovar por completo.



Fig. I.12 Puente del Tec de Monterrey campus CDMX colapsado (Imagen de "El Arsenal")



Fig. I.13 Columna del Viaducto elevado de la Línea 12 del metro dañada por el sismo del 19 de septiembre (Imagen de "El Universal")

Dentro de las líneas de transporte en nuestra ciudad, el sistema de transporte metro suspendió el servicio de 6 estaciones de la Línea 12 esto debido a las grietas presentadas en las columnas que sostienen el viaducto elevado, fig. I.13.

A su vez, el Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México se abstuvo de dar servicio por un breve momento debido a que se realizaron revisiones de esta infraestructura. De dichas revisiones se pudo observar la aparición de una grieta en la entrada de la terminal 2, fig. I.14, la cual fue reparada inmediatamente y no ponía en riesgo a los usuarios del AICM.



Fig. I.14 Grieta en la entrada de la Terminal 2 del AICM provocada por el sismo(Imagen de "zocalo.com.mx")

Con base en lo mostrado anteriormente, es importante recalcar la tarea de un ingeniero civil. Al ser profesionistas capacitados con conocimientos fisicomatemáticos para la solución de problemas, pero sobre todo tener una profesión orientada a la sociedad; somos nosotros los que tenemos una función tanto antes como después de este tipo de eventos, función que es vital para la sociedad mexicana. Nos toca a nosotros ingenieros civiles realizar las edificaciones y estructuras existentes en las grandes urbes. Nos toca a nosotros crear la infraestructura que necesite la sociedad, la cual deberá ser segura y económica. Nos toca a nosotros proteger la sociedad en donde vivimos de sucesos catastróficos como los ya mencionados.

CAPÍTULO II.- ESTADO DEL ARTE

Hoy en día, existen una gran variedad de dispositivos creados con el objetivo de proteger a las estructuras de los efectos que los sismos pueden generar en estas. Cabe mencionar que el hecho de tener un sistema de protección sísmica no quiere decir que la estructura se comportara mejor. Estos dispositivos podrían inclusive perjudicar a la estructura si no se realiza un diseño adecuado. Cada caso debe estudiarse y analizarse para determinar los beneficios o afectaciones que los dispositivos de protección tendrán sobre la estructura.

Estos dispositivos pueden ser clasificados de diferentes maneras. Una de las clasificaciones más conocidas es de acuerdo con la forma en la que estos artefactos responden ante un evento sísmico. Con base en esto, los dispositivos de protección sísmica son clasificados en sistemas activos, sistemas semi-activos y sistemas pasivos.

II.1. SISTEMAS ACTIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

Este método de protección consiste reducir las vibraciones de una estructura mediante la aplicación de fuerzas externas o modificando la respuesta dinámica de la estructura en cuestión. Para esto es necesario implementar sensores de movimiento, sistemas de control y procesamiento de datos, y actuadores dinámicos, esto con el fin de monitorear la respuesta dinámica de la estructura en tiempo real.

Cuando ocurre un terremoto, las fuerzas externas y la respuesta de la estructura son monitoreadas por medio de sensores (usualmente acelerómetros) que previamente fueron instalados en puntos estratégicos. A su vez, un algoritmo de control procesa la información obtenida por los sensores y determina la fuerza que deben proporcionar los actuadores con la cual se puede contrarrestar los efectos sísmicos. Los actuadores que proporcionan la fuerza externa necesaria para estabilizar a la estructura pueden actuar sobre masas, elementos de arriostre activos, o tendones activos. Este procedimiento puede ser observado con el diagrama de flujo mostrado en la fig. II.1 e ilustrado en la fig. II.2.

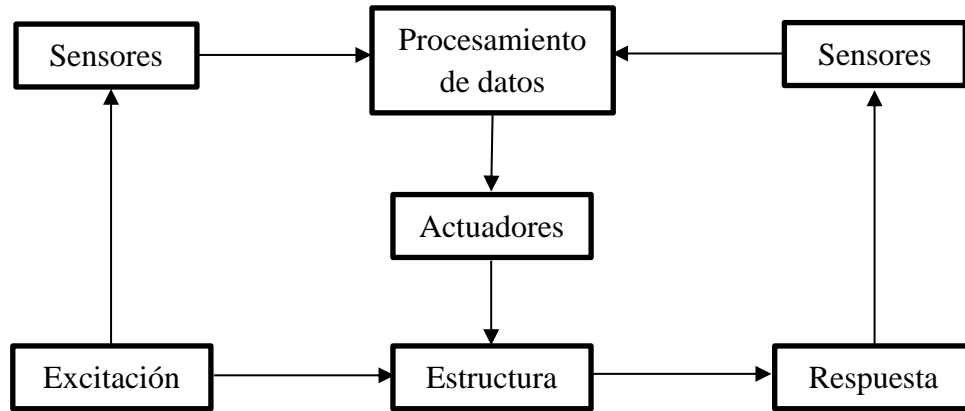


Fig. II. 1 Diagrama de flujo del funcionamiento de un sistema activo de protección sísmica (Referencia 15)

Las desventajas más notables de estos sistemas son su alto costo y la necesidad de una fuente de energía externa que alimente a los dispositivos participantes de manera continua para su correcto funcionamiento durante un sismo. Por otra parte, la principal ventaja de estos métodos de protección sísmica es que permiten modificar la respuesta de los dispositivos en tiempo real, lo que lleva a un mejor comportamiento de la estructura durante el evento sísmico.

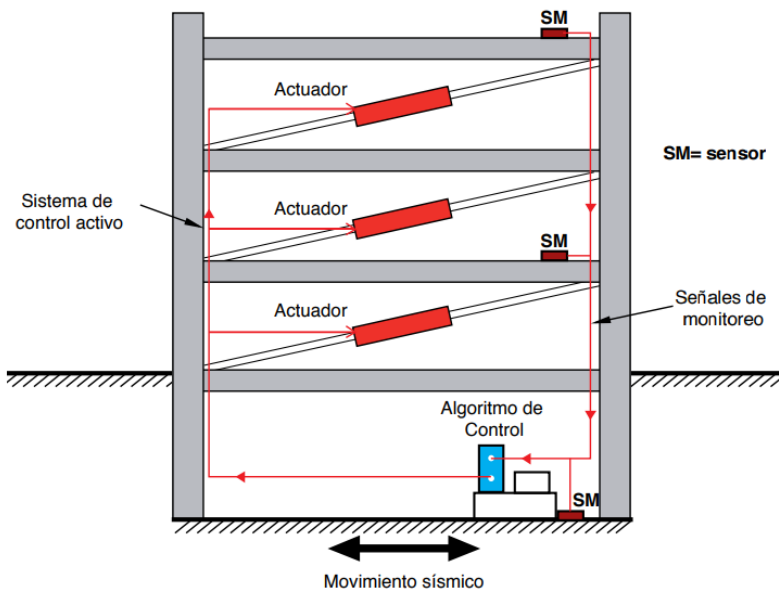


Fig. II. 2 Esquema gráfico de un sistema activo de protección sísmica (Referencia 15)

II.2. SISTEMAS SEMI-ACTIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

Al igual que los sistemas activos, los sistemas semi-activos de protección sísmica están equipados con un mecanismo encargado de realizar un monitoreo en tiempo real de la respuesta dinámica de la estructura. La principal diferencia entre estos dos métodos de protección es que los sistemas semi-activos no aplican una fuerza externa que establezca la estructura como lo hacen los sistemas activos, sino que modifican en tiempo real las propiedades mecánicas de los dispositivos de disipación de energía reduciendo

óptimamente la respuesta del sistema estructura. Se puede apreciar en la fig. II.3 un esquema de este tipo de sistemas.

Los dispositivos que funcionan como sistemas semi-activos de protección sísmica son los amortiguadores de masa semi-activos, los dispositivos de fricción con fricción controlable, y los disipadores con fluidos electro- o magneto-reológicos. De las ventajas más notables de estos sistemas es que no requieren de grandes fuentes de energía por lo que el costo energético es muy reducido.

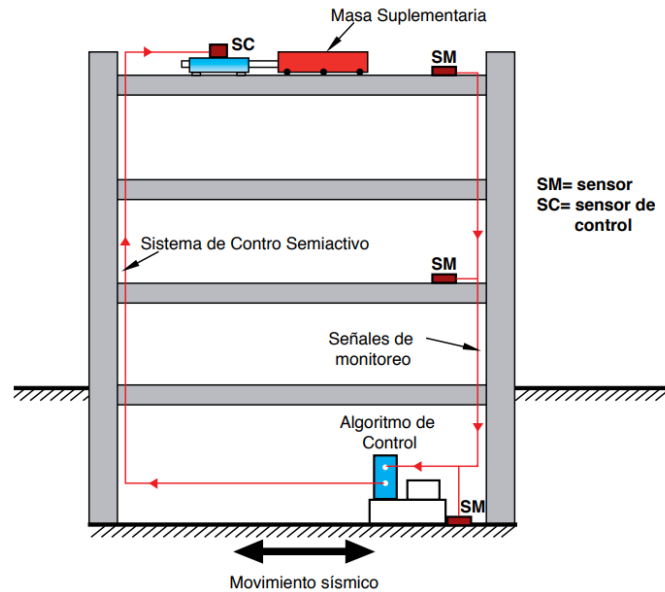


Fig. II. 3 Esquema gráfico de un sistema semi-activo de protección sísmica (Referencia 15)

II.3. SISTEMAS PASIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

Se conocen como sistemas pasivos a aquellos mecanismos capaces de responder de forma automática sin necesidad de una fuente externa de energía buscando reducir la respuesta dinámica de la estructura por medios mecánicos especialmente diseñados para disipar la energía por medio de calor. Los sistemas pasivos tienen propiedades que no pueden ser modificadas durante un evento sísmico.

A diferencia de los sistemas mencionados anteriormente, la activación de estos sistemas no puede ser controlada por algún tipo de dispositivo ya que responden de forma inercial a la acción sísmica. La energía de un sistema estructural que es controlada de forma pasiva no puede ser incrementada con este tipo de dispositivos. El mecanismo de operación de estos sistemas de protección es mostrado a continuación en el diagrama de flujo mostrado en la fig. II.4.

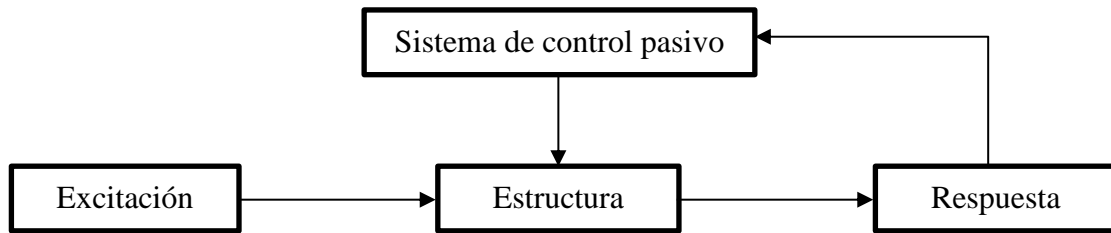


Fig. II. 4 Diagrama de flujo de un sistema pasivo de protección sísmica (Referencia 15)

Los dispositivos más representativos de este tipo de sistemas de protección sísmica son los disipadores, los osciladores de masa y los aisladores de base; todos estos detallados a continuación.

II.3.1 Disipadores

Actualmente, podemos encontrar diversos tipos de disipadores que son divididos en dos categorías diferentes, los activados por desplazamiento y los activados por velocidad.

Los primeros de estos son activados mediante el desplazamiento relativo entre sus puntos extremos inducido por el movimiento de la estructura durante el terremoto. Estos dispositivos disipan energía mediante la deformación plástica de sus componentes o mediante la fricción entre superficies diseñadas para esto. Analíticamente, estos dispositivos influyen en el tercer término de la ecuación de movimiento de la dinámica estructural referente a la rigidez de la estructura. Cabe mencionar que, las fuerzas generadas por estos dispositivos se encuentran en fase con las fuerzas internas resultantes del sismo. Dentro de esta categoría se encuentran los siguientes dispositivos.

- **Disipadores metálicos:** El más representativo de este tipo de dispositivos es el tipo ADAS (por sus siglas en inglés *Added Damping and Added Stiffness*) consiste en placas de acero en forma de X con un considerable espesor colocadas en paralelo que se deforman en flexión, fig. II.5. Como su nombre lo indica, este disipador suministra rigidez y amortiguamiento a la estructura simultáneamente.

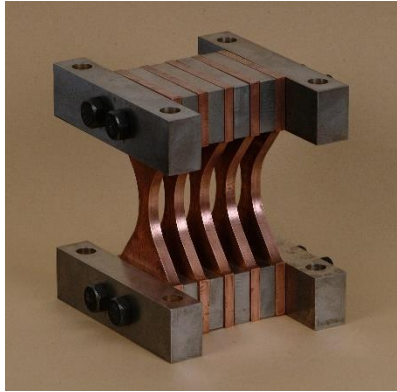


Fig. II. 5 Disipador metálico ADAS (Imagen de "sirve.cl")

- Disipadores de fricción:** Estos dispositivos disipan energía a través de la fricción generada por el desplazamiento entre dos placas ranuradas. Esta fricción es iniciada una vez que se alcanza un determinado nivel de carga. El mecanismo se mantiene inactivo mientras las sollicitaciones no alcancen dicho nivel. Entre los tipos de dispositivos que entran en esta categoría están las SBC (por sus siglas en inglés *Slotted Bolted Connection*) que son conexiones deslizantes con orificios, los tipo Pall, etc. Se ve un disipador tipo Pall en la fig. II.6.

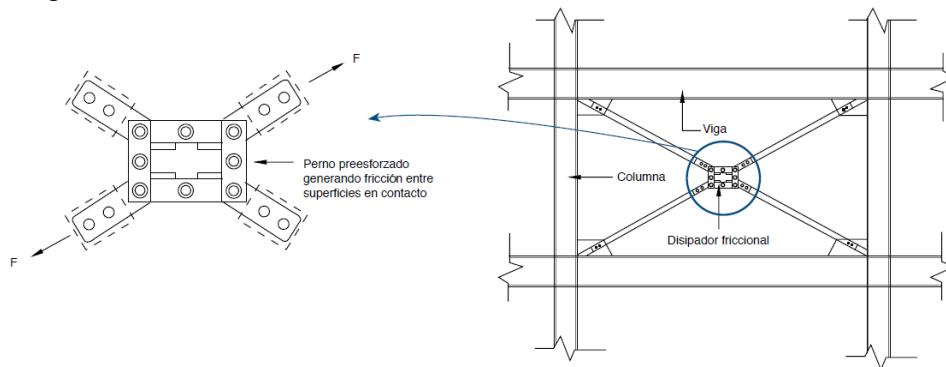


Fig. II. 6 Esquema de un disipador por fricción tipo Pall (Referencia 15)

- BRB:** Por sus siglas en inglés *buckling restrained braces*, consisten en un contraventeo con núcleo de acero recubierto de concreto conectado a la estructura por placas de acero en sus extremos, como se ve en la fig. II.7. A diferencia de un contraventeo convencional, la protección suministrada por el concreto permite que el acero no se pandee y llegue a la fluencia.



Fig. II. 7 Disipador BRB (Imagen de "daryaneng.com")

Por otra parte, los activados por velocidad son activados mediante las velocidades relativas existentes entre los puntos de conexión con la estructura. Estos dispositivos suministran un amortiguamiento adicional a la estructura sin afectar su rigidez lateral, lo que hace que, analíticamente hablando, influyan directamente en el segundo término de la ecuación de movimiento de la dinámica estructural referente al amortiguamiento.

A diferencia de los dispositivos activados por desplazamiento, las fuerzas generadas por estos dispositivos no se encuentran en fase con las fuerzas internas resultantes del sismo. Por lo tanto, la fuerza máxima generada por estos amortiguadores no ocurre simultáneamente con la fuerza interna máxima correspondiente al pico de deformaciones de la estructura, evento que si sucede en los dispositivos pertenecientes a la categoría antes mencionada; lo que resulta en fuerzas de diseño menores para los miembros estructurales en donde estos dispositivos estén instalados, así como también para la cimentación.

Los disipadores más característicos de esta categoría son los amortiguadores viscosos, como los mostrados en las figs. II.8 y II.9. Estos dispositivos disipan energía haciendo pasar un fluido altamente viscoso por orificios contenido en su interior. Son dispositivos similares a los amortiguadores encontrados en los coches, pero con una capacidad extremadamente superior, tanto como para resistir fuerzas inducidas por sismos.



Fig. II. 8 Amortiguadores viscosos 1 (Imagen de "architecture.org.nz")



Fig. II. 9 Amortiguador viscoso 2
 (Imagen de ["/ingenieriasismicaylaconstruccioncivil.blogspot.mx"](http://ingenieriasismicaylaconstruccioncivil.blogspot.mx))

Adicionalmente a los ya mencionados, existen dispositivos capaces de activarse por ambos comportamientos, es decir, mediante el desplazamiento relativo y las velocidades relativas entre los extremos de los artefactos. Como es de esperarse, analíticamente estos dispositivos intervienen en el segundo y tercer término de la ecuación de movimiento referentes al amortiguamiento y rigidez lateral respectivamente.

Los más representativos de esta última categoría son los disipadores visco-elásticos. Cabe mencionar que tanto los disipadores viscosos como visco-elásticos pueden aumentar el amortiguamiento original de la estructura (cinco por ciento para estructuras convencionales) hasta un 35%. Se muestra un esquema de este tipo de disipador en la fig. II.10.

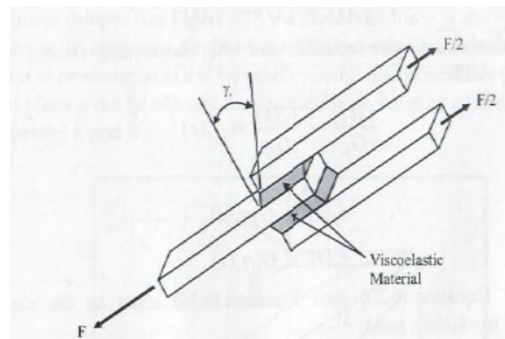


Fig. II. 10 Esquema de un amortiguador viscoelástico
 (Imagen del libro *"Principles of passive supplemental damping and seismic isolation"*)

II.3.2 Osciladores de masa

Este método pasivo de protección sísmica consiste en la incorporación de masa sobre la estructura, el cual es activado mediante el movimiento durante un evento sísmico. El objetivo de estos dispositivos es perturbar el flujo de energía en la estructura mediante la vibración de un sistema secundario, en este caso la masa utilizada. Generalmente, estos dispositivos son instalados en la parte superior de los edificios.

Los ejemplos más sobresalientes son el amortiguador de masa sólida sintonizada (TMD por sus siglas en inglés *Tuned-Mass Damper*) y el amortiguador de líquido sintonizado siendo el primero de ellos el más común y utilizado de ambos.

Los TMD están constituidos por un oscilador de un grado de libertad constituido por una masa, un elemento resitutivo como un resorte y un mecanismo de disipación de energía como los mencionados anteriormente. Un ejemplo de estos es el observado en la fig. II.11.

Para que este dispositivo pueda ser efectivo reduciendo la respuesta sísmica debe existir una coincidencia entre las frecuencias naturales de vibración de la estructura y del oscilador resonante (masa). Durante un evento sísmico el sistema secundario comienza a oscilar a la misma frecuencia que la estructura principal pero fuera de fase desviando la energía introducida por el evento sísmico hacia sí misma para que esta sea disipada por los propios dispositivos de amortiguamiento del TMD.

Anteriormente estos dispositivos fueron empleados para la reducción de vibraciones producidas por efectos del viento en edificios altos, sin embargo, hoy en día pueden ser utilizados para reducir los efectos sísmicos ya que se ha probado que son efectivos para este propósito.



Fig. II. 11 Oscilador de masa sintonizada TMD (Imagen de “technoclass3b.wordpress.com”)

II.3.3 Aisladores de base

Se puede entender como aislamiento sísmico a la técnica de diseño sismorresistente que busca reducir la energía que puede ingresar a una estructura durante un evento sísmico mediante dispositivos extremadamente flexibles (conocidos como aisladores) comparados con la estructura. El efecto que se busca es que el suelo permanezca en movimiento mientras que la estructura por otra parte, presente muy poco movimiento, buscando un comportamiento dentro del rango elástico. Estos dispositivos, analíticamente hablando,

afectan la fuerza entrante al sistema representada en la ecuación de movimiento como la aceleración del suelo por la masa de la estructura.

Cabe mencionar que, el aislamiento de base es altamente recomendable para estructuras desplantadas en suelos firmes o de transición. Por otro lado, en suelos muy blandos, como el de la zona de lago de la Ciudad de México, no es muy recomendable debido a que este tipo de terrenos presenta periodos de vibrar grandes.

Los sistemas de aislamiento sísmico están conformados por dos partes. La primera es el aislador que, al tener una rigidez lateral menor; eleva el periodo natural de vibración de la estructura más allá del periodo predominante del sismo; en pocas palabras, genera un sistema mucho más flexible. La segunda parte es un disipador de energía cuya función principal es disipar la energía residual entrante.

Los aisladores son colocados usualmente entre la cimentación de una estructura y las columnas que sustentan la misma excepto en los puentes caso que se mencionará en el capítulo IV. Podemos encontrar varios tipos de aisladores de base. Los más famosos se presentan y describen a continuación.

- **Aisladores de goma laminados:** Consisten en un grupo de láminas de goma colocadas de manera horizontal y paralelas intercaladas con placas de acero, fig. II.12. Gracias a esta configuración, el sistema puede llegar a la flexibilidad lateral necesaria para producir un desplazamiento relativo entre sus extremos conectados a la estructura y su cimentación. A pesar de su baja rigidez lateral, la rigidez axial de estos elementos es comparable con la de los elementos de concreto reforzado. Este tipo de aisladores se detallarán más adelante en el siguiente capítulo.



Fig. II. 12 Aislador de base de goma laminado (Imagen de “divisare.com”)

- **Aisladores de goma laminados con núcleo de plomo:** Al igual que los del tipo anterior, estos aisladores están compuestos por una serie de láminas de

goma colocadas horizontal y paralelamente intercaladas con placas de acero, se observa uno de estos en la fig. II.13. La diferencia principal consiste en que, como su nombre lo indica, se coloca un cilindro de plomo en el centro con el fin incrementar el amortiguamiento mediante la deformación por cortante de este núcleo. Se utiliza este material ya que a temperatura ambiente tiene un comportamiento muy parecido al de un material elastoplástico, tiene un esfuerzo de fluencia del orden de 100 kg/cm^2 . Además de esto, las propiedades del plomo pueden ser restauradas después de un ciclo en el rango inelástico, esto debido a que es un material que puede ser trabajado en caliente a temperatura ambiente.



Fig. II. 13 Aislador de base de goma laminado con núcleo de plomo (Imagen de “www.sismica.cl”)

- **Aisladores de péndulo de fricción:** También conocidos como FPS (por sus siglas en inglés *Friction Pendulum System*), estos aisladores consisten en un deslizador articulado que durante un sismo viaja sobre una superficie cóncava, la cual, con ayuda del peso propio de la estructura, le permite regresar a su posición original luego de un evento sísmico. Este aislador proporciona una rigidez lateral que es directamente proporcional al peso de la estructura e inversamente proporcional al radio de curvatura. Se observa un ejemplo en la fig. II.14.



Fig. II. 14 Aislador de péndulo de fricción (Imagen de “www.sismica.cl”)

CAPÍTULO III.- AISLADOR DE BASE DE GOMA CON NÚCLEO DE PLOMO

III.1. GEOMETRÍA

Hoy en día, existen diversas geometrías en las que se puede fabricar un aislador de base, siendo las más comunes la rectangular y la circular. Para este trabajo, se propuso utilizar un aislador circular, como el mostrado en las figs. III.1 y III.2, el cual cuenta con las características mostradas en la tabla III.1.

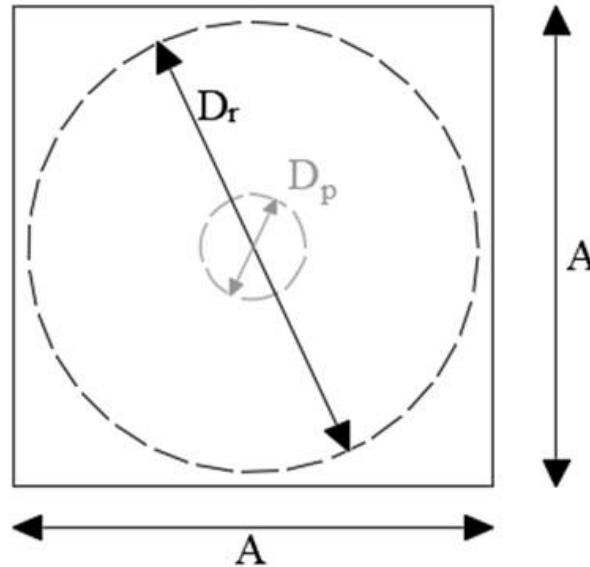


Fig. III. 1 Dimensiones de un aislador visto en planta (propia)



Fig. III. 2 Aislador visto en elevación (propia)

Tabla. III. 1 Propiedades geométricas

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL AISLADOR	
Diámetro del elastómero	D_r
Altura total del elastómero	H_r
Dimensión de la placa	A
Diámetro del núcleo de plomo	D_p

III.2. PROPIEDADES MECÁNICAS

De acuerdo con el proveedor MAGEBA, un aislador está compuesto esencialmente por tres materiales distintos los cuales son: un elastómero natural tipo NR grado 3 que en para estos aisladores es caucho natural, placas de refuerzo, placa superior y placa inferior de acero A36 ó A570 en su defecto, y un núcleo de plomo de 99.9% de pureza como mínimo. Se muestran las partes que componen a este tipo de aisladores en la fig. III.3.

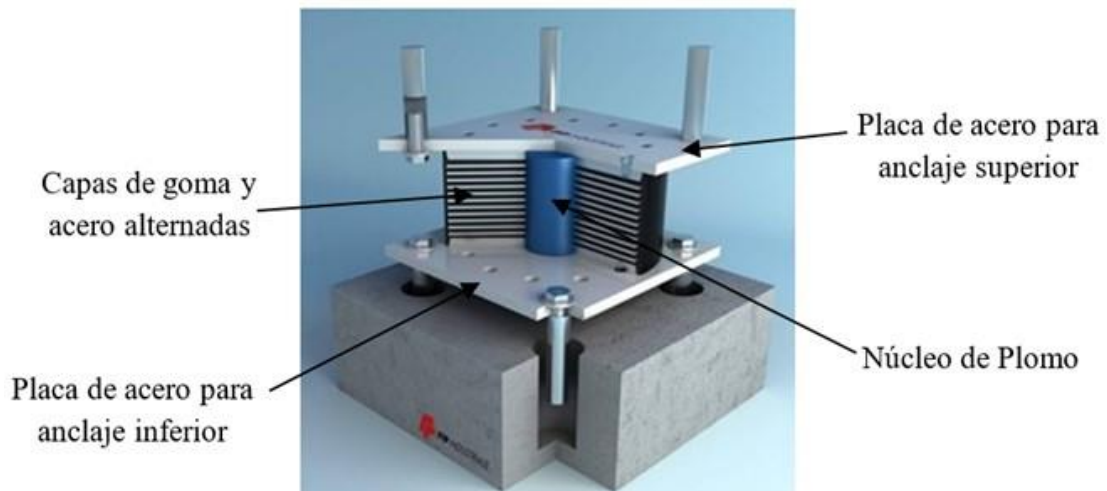


Fig. III. 3 Partes que componen un aislador (propia)

Las placas de goma de caucho natural se encargan de aportar la rigidez necesaria para deformarse antes de la estructura. Por otra parte, las láminas de acero intercaladas ayudan al aislador a soportar la carga vertical transmitida por la columna; así mismo, brindan la estabilidad requerida por el aislador. Finalmente, el núcleo de plomo aporta amortiguamiento gracias al comportamiento histerético que tiene este material bajo deformación por cortante.

Las propiedades mecánicas del aislador, como los módulos de cortante, pueden variar de proveedor a proveedor debido al proceso de fabricación, así como de la calidad de los materiales utilizados en este. Para el análisis efectuado en este proyecto, se consideraron los valores mostrados en la tabla III.2.

Tabla. III. 2 Propiedades mecánicas

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL AISLADOR	
Módulo de cortante del elastómero	G_r
Esfuerzo de fluencia del plomo	τ_p

III.3. MODELACIÓN MATEMÁTICA

Para este trabajo, se utilizó la teoría propuesta por el modelo matemático bilineal para representar la degradación de la rigidez del aislador después de la fluencia del núcleo de plomo, mostrado en la fig. III.4. En este modelo se consideran los siguientes parámetros:

Rigidez elástica. - Se refiere a la rigidez del conjunto goma-plomo siendo esta la rigidez inicial del sistema (K_1). Este parámetro es difícil de obtener por lo que usualmente se considera como un múltiplo de la rigidez horizontal, generalmente ese múltiplo es 10.

$$K_1 = 10 K_2$$

Rigidez horizontal. – Es la rigidez del sistema después de la fluencia del núcleo de plomo. También se le conoce como rigidez post-fluencia y es la rigidez del aislador considerando únicamente el elastómero. Se puede calcular multiplicando el módulo de cortante de la goma por el área del mismo entre la altura del aislador (K_2).

$$K_2 = \frac{G_r A_r}{H_r}$$

Donde:

K_2 es la rigidez post-fluencia

G_r es el módulo de cortante del elastómero

A_r es el área del elastómero

t_r es la altura del elastómero

Rigidez efectiva. – Es la rigidez definida por el desplazamiento máximo producido en el aislador debido a la fuerza máxima. Esta rigidez es encontrada en un ciclo de histéresis (K_{eff}).

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D_{bd}}$$

Desplazamiento máximo de diseño. – Como su nombre lo indica, es el desplazamiento último que puede tener el aislador antes de fallar. Es decir, es el valor máximo al que llega el dispositivo en la curva de histéresis. Puede considerarse como un tercio del diámetro del elastómero (D_{bd}).

Desplazamiento de fluencia. – También indicado por su nombre, es el desplazamiento en el cual el núcleo de plomo empieza a fluir y la rigidez del sistema la aporta únicamente la goma (D_y).

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$$

Fuerza de fluencia. – Fuerza cortante a la cual el núcleo de plomo comienza a fluir (F_y).

$$F_y = \frac{Q}{0.9}$$

Fuerza Característica. – Valor de la fuerza cortante que representa la intersección de la curva de histéresis con el eje de las ordenadas. Usualmente, este valor nos sirve para conocer la fuerza de fluencia o viceversa (Q).

$$Q = \tau_p A_p$$

Donde:

τ_p es el esfuerzo de fluencia a cortante del núcleo de plomo

A_p es el área del núcleo de plomo

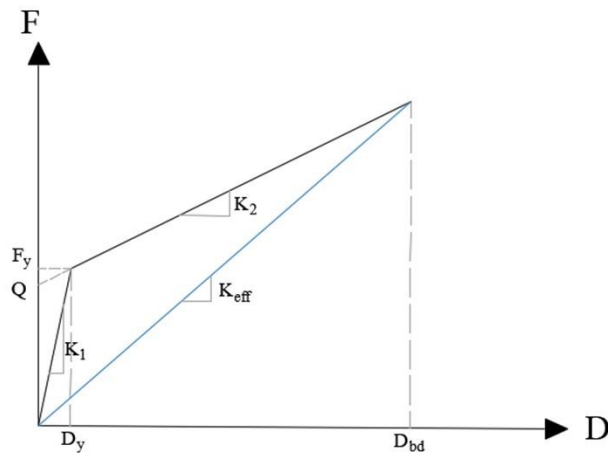


Fig. III. 4 Modelo bilineal de los aisladores con núcleo de plomo (propia)

De este modelo, podemos conocer parámetros importantes como la energía disipada por cada ciclo histérico y el amortiguamiento aportado por el aislador. El primer valor mencionado es representado por el área dentro de un ciclo de histéresis y puede ser obtenido de la siguiente manera.

$$EDC = 4Q(D_{bd} - D_y)$$

Por otra parte, el amortiguamiento del aislador está en función de la energía disipada por ciclo de histéresis, así como también de la rigidez efectiva.

$$\xi = \frac{EDC}{2 \pi K_{eff} D_{bd}^2}$$

Finalmente, conocido la carga máxima vertical a la cual puede trabajar el aislador, se puede conocer el periodo de este (o del sistema de aislamiento) de la siguiente manera.

$$T_b = \sqrt{\frac{W}{g K_{eff}}}$$

En este trabajo, las propiedades consideradas para los aisladores son las que se muestran en la tabla III.3, las cuales generan una curva de comportamiento bilineal mostrada en la fig. III.5.

Tabla. III. 3 Propiedades histeréticas del aislador (propia)

PROPIEDADES HISTERÉTICAS DEL AISLADOR	
Rigidez elástica	K_1
Rigidez horizontal	K_2
Rigidez efectiva	K_{eff}
Desplazamiento máximo	D_{bd}
Desplazamiento de fluencia	D_y
Fuerza de fluencia	F_y
Fuerza característica	Q
Relación de amortiguamiento	ξ

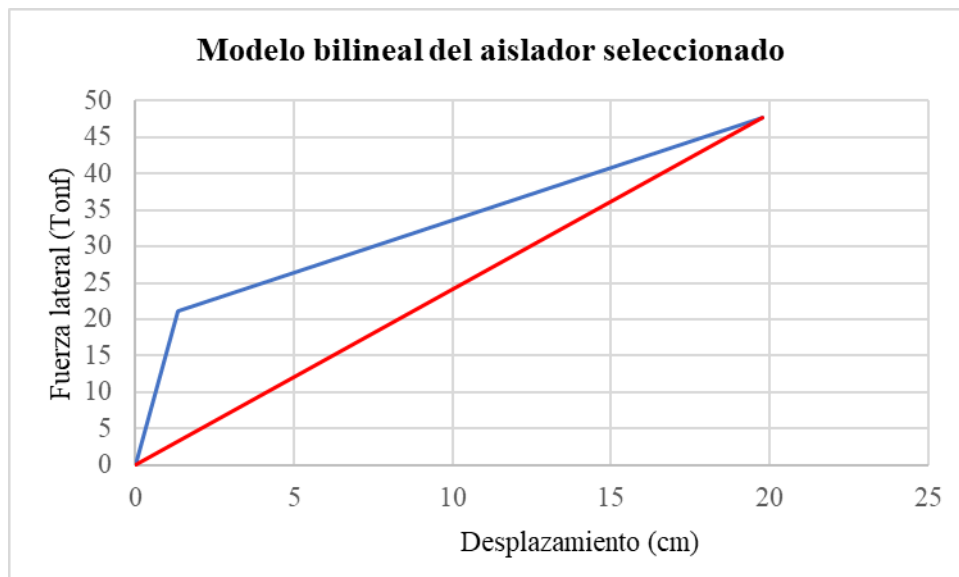


Fig. III. 5 Comportamiento bilineal del aislador seleccionado

CAPÍTULO IV.- APLICACIÓN PRÁCTICA A UN CASO DE ESTUDIO

IV.1. GENERALIDADES DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA

Para el caso de estudio de un puente carretero, se utilizaron las normas AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) en las cuales se establecen criterios para el diseño de este tipo de estructuras. Así mismo, se utilizó el Manual de Diseño de Obras Civiles por sismo de 1993 de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-CFE93) para la obtención de los espectros de diseño elástico e inelástico.

IV.1.1 Ubicación

La estructura analizada se encuentra al sur del estado de Veracruz, correspondiente a la zona sísmica C, con tipo de suelo 1, de acuerdo con el mapa mostrado en la fig. IV.1 del MDOC-CFE93.



Fig. IV. 1 Zonificación sísmica de acuerdo con la CFE

IV.1.2 Estructuración

La estructura en cuestión consiste en un puente carretero formado por cuatro claros de 28 metros a ejes, fig. IV.2.

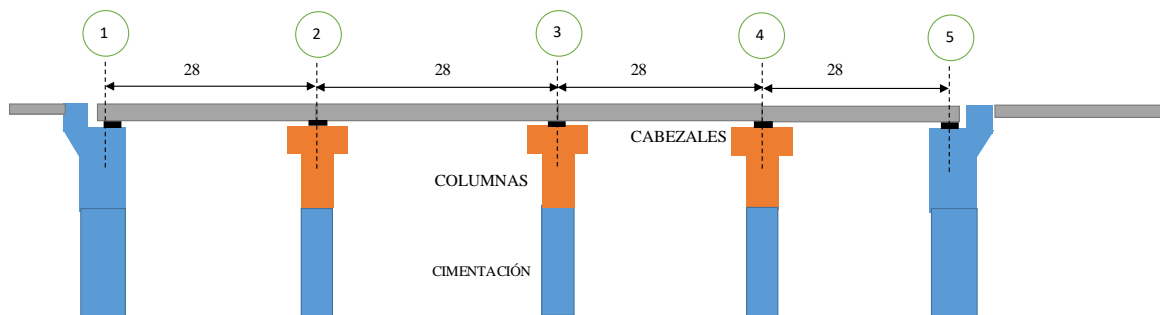


Fig. IV. 2 Modelo esquemático del puente analizado

La superestructura consiste en seis vigas AASHTO TIPO IV de concreto presforzado con un $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$, espaciadas entre sí 1.60 m, como se muestra en la fig. IV.3.

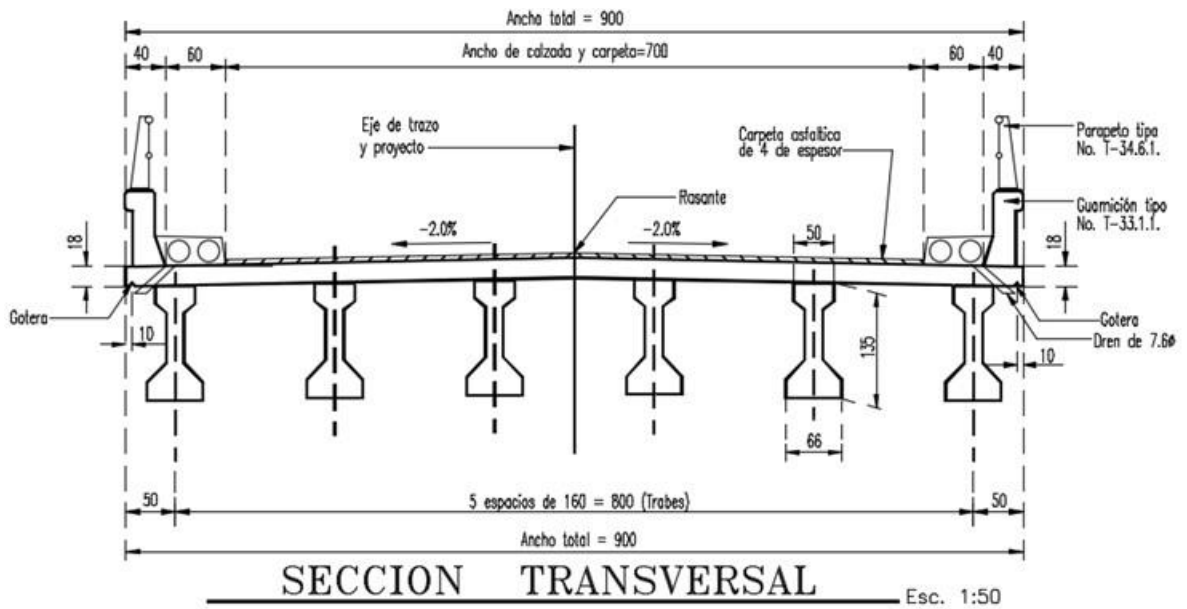


Fig. IV. 3 Sección transversal del puente analizado

La viga tipo AASHTO IV tiene la sección transversal mostrada en la fig. IV.4.

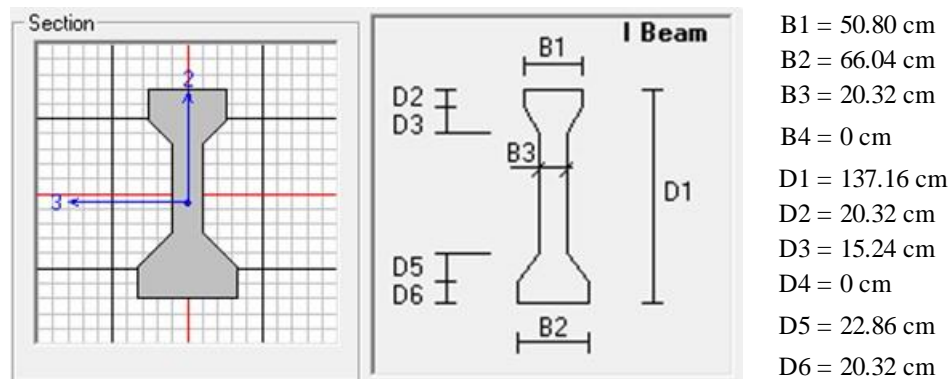


Fig. IV. 4 Viga AASHTO utilizada

El puente está apoyado en 3 estribos ubicados en los ejes 2, 3 y 4. Las columnas tienen una altura de 10 m (10.5 m a ejes del cabezal), como se muestran en la fig. IV.5, y son de un concreto $f'c = 250 \text{ kgf/cm}^2$ y de sección circular.

ESTRIBO EJE 2,3 Y 4

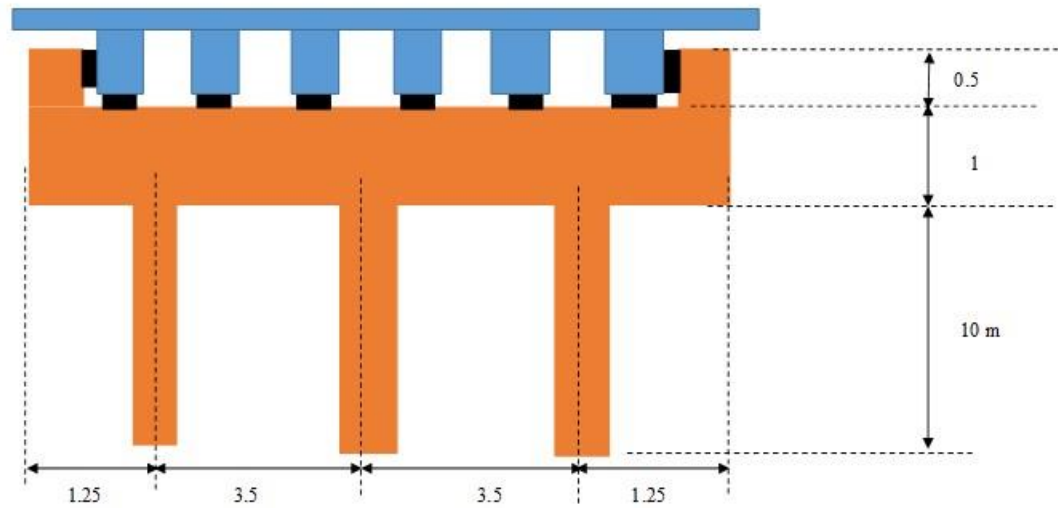


Fig. IV. 5 Estribo tipo que compone el puente

IV.1.3 Cargas muertas sobre la estructura

Las cargas muertas consideradas para este proyecto son las mencionadas en las tablas IV.1 a IV.3.

Tabla IV. 1 Cargas muertas sobre estribos

CARGAS	AREA (m ²)	ESPESOR (m)	W(Tonf/m ²)	W(Tonf/m)
PESO PROPIO	0.5090			1.222
LOSA		0.18	0.432	
GUARNICION Y BANQUETA				0.17
PAVIMENTO		0.12	0.264	
DIAFRAGMAS	INCLUIDO EN LAS CARGAS DE LAS VIGAS			
B =	0.3	m		
Area =	1.474	m ²		
# DIAF =	2	debido a los intermedios		
W tramo diaf=	2.12	Tonf		

Tabla IV. 2 Cargas muertas sobre primer y cuarto claro

CARGAS	REACCIONES EN VIGAS					
	VIGA 1	VIGA 2	VIGA 3	VIGA 4	VIGA 5	VIGA 6
PESO PROPIO	17.10	17.10	17.10	17.10	17.10	17.10
LOSA	7.86	9.68	9.68	9.68	9.68	7.86
PAVIMENTO	1.11	5.91	5.91	5.91	5.91	1.11
GUARNICION Y BANQUETA	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
DIAFRAGMA	1.06	2.12	2.12	2.12	2.12	1.06

Tabla IV. 3 Cargas muertas sobre segundo y tercer claro

CARGAS	REACCIONES EN VIGAS					
	VIGA 1	VIGA 2	VIGA 3	VIGA 4	VIGA 5	VIGA 6
PESO PROPIO	17.10	17.10	17.10	17.10	17.10	17.10
LOSA	7.86	9.68	9.68	9.68	9.68	7.86
PAVIMENTO	1.11	5.91	5.91	5.91	5.91	1.11
GUARNICION Y BANQUETA	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
DIAFRAGMA	1.06	2.12	2.12	2.12	2.12	1.06

De acuerdo con lo anterior, cada viga transmite al cabezal la siguiente proporción de las cargas aplicadas, como se muestra en la fig. IV. 6, cuyos valores se observan en la tabla IV.4.

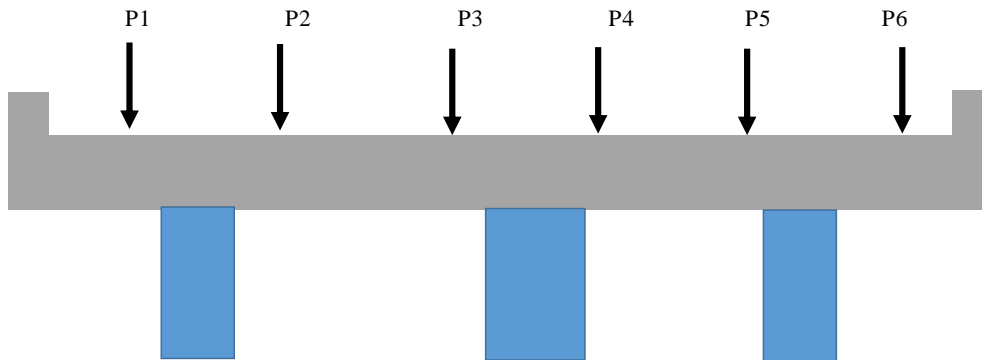


Fig. IV. 6 Cargas muertas sobre estribos

Tabla IV. 4 Cargas muertas totales en estribos 2, 3 y 4

CARGAS	P1	P2	P3	P4	P5	P6	SUMA
PESO PROPIO	34.21	34.21	34.21	34.21	34.21	34.21	205.24
LOSA	15.72	19.35	19.35	19.35	19.35	15.72	108.86
PAVIMENTO	2.22	11.83	11.83	11.83	11.83	2.22	51.74
GUARNICION Y BANQUETA	4.68	4.68	4.68	4.68	4.68	4.68	28.06
DIAFRAGMA	1.59	3.18	3.18	3.18	3.18	1.59	15.92
CARGA TOTAL	58.42	73.25	73.25	73.25	73.25	58.42	
PESO TOTAL DE TABLERO (Tonf) =							409.83

IV.2. ANÁLISIS Y MODELACIÓN DE UN PUENTE CARRETERO SIN AISLADORES DE BASE

IV.2.1 Espectro sísmico considerado

Para el del análisis sin aisladores, se utilizó un análisis modal espectral en donde el espectro que se ocupó corresponde a la zona sísmica C en la que se encuentra desplantada nuestra estructura de acuerdo con el MDOC-CFE93 ya que, a pesar de contar con el MDOC-CFE del 2015, este requiere propiedades del suelo para obtener los espectros del lugar, de las cuales no se dispone.

Al ser un puente, la estructura se clasifica dentro del grupo A con un factor de comportamiento sísmico igual a 2; el factor de sobre resistencia (R) utilizado fue igual a 2.

En la tabla IV.5 se presentan los parámetros con los cuales se construyó el espectro de diseño elástico e inelástico mostrados en la fig. IV.7.

Tabla IV. 5 Parámetros con los que se construyeron los espectros de diseño elástico e inelástico

PARAMETROS	
Reglamento	CFE 1993
Zona sísmica	C
Tipo de Suelo	I
Grupo	A
a0	0.36
c	0.36
Ta	0
Tb	0.6
r	0.5
Q	2.00
F irr	1.00
Q red	2.00
R	2.00

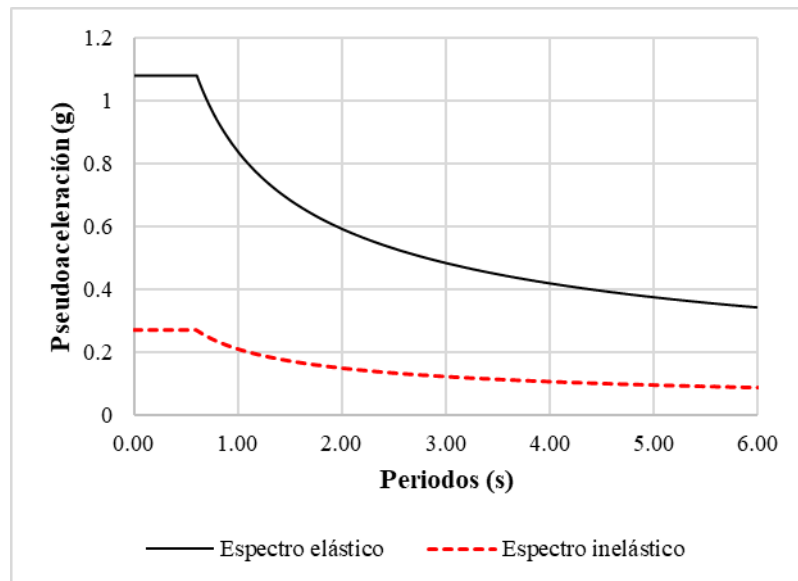


Fig. IV. 7 Espectros elástico e inelástico utilizados

IV.2.2 Cargas sísmicas

Para los efectos sísmicos, se consideraron los pesos descargados a los estribos, así como también los elementos estructurales que conforman estos (cabezal, columnas y topes sísmicos). Los cabezales de los estribos del puente son de sección rectangular de 1.4x1.0 m como se muestra en la fig. IV.8.

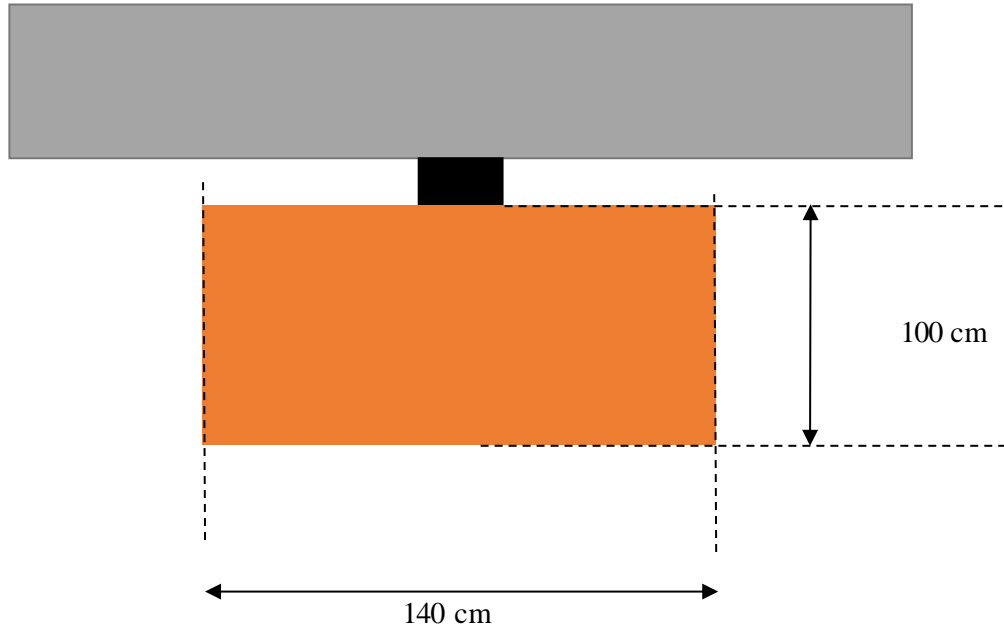


Fig. IV. 8 Dimensiones del cabezal

Para cumplir con una distorsión lateral de 0.004 en este proyecto, se propusieron columnas de sección transversal de 1.95 m de diámetro. Se muestran en las tablas IV.6 y IV. 7 el peso de los elementos que conforman el marco de los estribos, y el resumen de cargas utilizadas para el análisis sísmico respectivamente.

Tabla IV. 6 Carga muerta de los elementos que componen el marco de los estribos de ejes 2,3 y 4

ELEMENTOS DEL MARCO DE EJES 2, 3 Y 4		
<i>CABEZAL</i>		
L =	9.5	m
B =	1.4	m
H =	1	m
W cab =	31.920	Tonf
<i>TOPES SISMICOS</i>		
L =	1.4	m
B =	0.4	m
H =	0.5	m
# Topes =	2	
W tope =	1.344	Tonf
<i>COLUMNAS</i>		
H =	10	m
Diam =	1.95	m
# COLS =	3	
W cols =	107.51	Tonf

Tabla IV. 7 Resumen de cargas por estribo para diseño por sismo

ELEMENTO	W (Tonf)
Tablero	409.83
Cabezal	31.92
Topes sísmicos	1.344
Columnas	107.51
TOTAL	550.61

La carga viva considerada para el análisis sísmico de los puentes carreteros es igual a 0 de acuerdo con lo establecido por las combinaciones de diseño del AASHTO 1996 para este tipo de estructuras.

IV.2.3 Modelación

Para el análisis y modelación del puente se utilizó el programa de computo SAP2000 versión 14.2.2 y versión 19.2.1. La modelación de las vigas, columnas y cabezal se realizó con elementos tipo “Frame” (tipo barra) mientras que la losa del puente se modeló con elementos tipo “Shell” como se muestra a en la fig. IV.9 y IV.10.

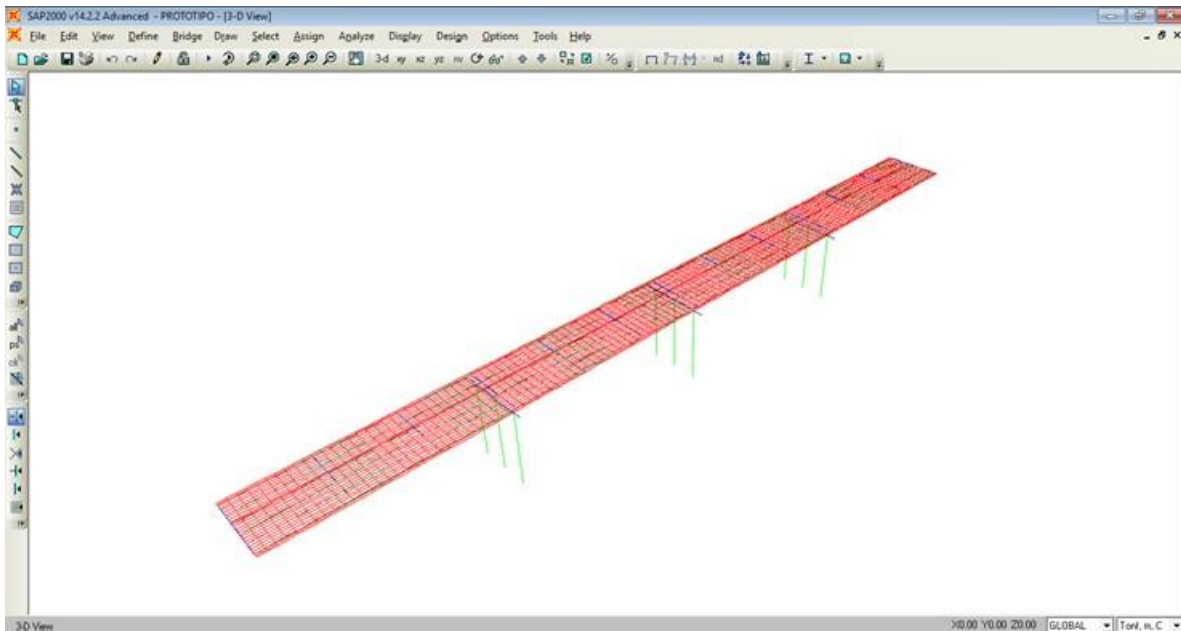


Fig. IV. 9 Modelación del puente analizado con ayuda del programa SAP2000, vista en 3D

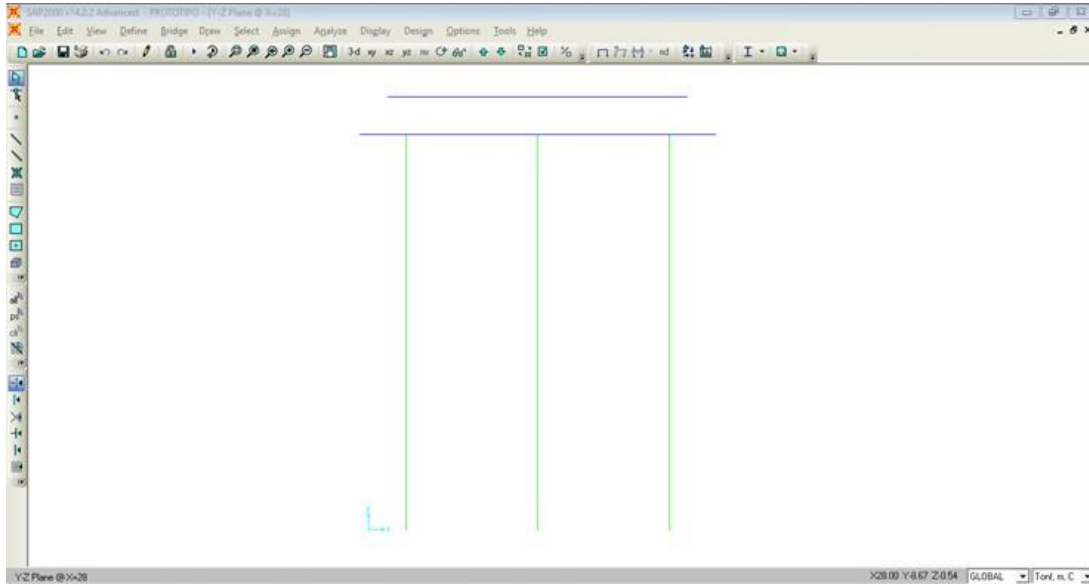


Fig. IV. 10 Vista en elevación del puente analizado modelado en SAP2000

Para garantizar la compatibilidad de deformaciones entre las vigas y los cabezales, se asignaron “constrains” a los nodos extremos de las vigas, así como también a los nodos del cabezal ubicados debajo de las vigas.

A las vigas tipo AASHTO IV se les asignó la carga linealmente repartida mencionada anteriormente, como se aprecia en la fig. IV. 11.

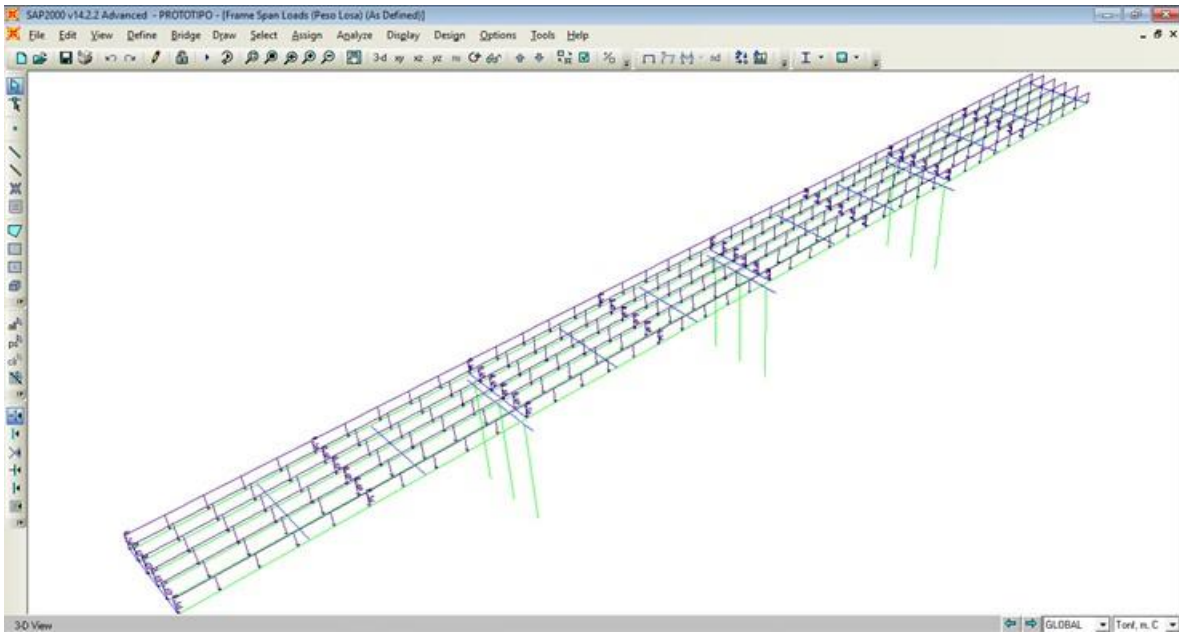


Fig. IV. 11 Carga debida al peso de la losa aplicada a las vigas del puente

IV.3. ANÁLISIS Y MODELACIÓN DE UN PUENTE CARRETERO CON AISLADORES DE BASE DE GOMA CON NÚCLEO DE PLOMO

A diferencia del aislamiento en edificios, el aislamiento sísmico en puentes consiste en separar las columnas de las cubiertas (ya sean losas o vigas), en las cuales está concentrada la mayor proporción de la masa de la estructura, fig. IV.12. Esta configuración tiene el objetivo de disminuir el momento de volteo que podría presentarse en los aisladores si estos fueran colocados entre la cimentación y las columnas, como se realiza comúnmente en edificios.



Fig. IV. 12 Puente Cuajilote implementado con aisladores de base (Imágenes de www.obrasweb.mx)

IV.3.1 Selección del Aislador

El proceso de selección del aislador es un método iterativo que requiere una comunicación continua con el proveedor, ya que éste es el encargado del diseño detallado de estos dispositivos.

Existe en la literatura una serie de procedimientos con los cuales es posible determinar las propiedades ya mencionadas de un sistema de aislamiento por lo que pueden darnos una idea de las dimensiones requeridas para aislador.

A continuación, se muestra uno de estos procedimientos. Este proceso parte de un periodo objetivo, el cual corresponde al sistema estructural aislado y suele estimarse como 2.5 y 4 veces más grande que el periodo de la estructura con base rígida; de un porcentaje de amortiguamiento, de la carga vertical para sismo y de la ordenada espectral para un periodo dado.

Con los datos anteriores, se puede estimar un desplazamiento máximo de diseño (D_{bd}) con la siguiente expresión.

$$D_{bd} = \frac{g S_a T_{obj}^2}{4 \pi^2 B_D}$$

Donde:

S_a es la ordenada espectral correspondiente a al periodo objetivo.

$T_{obj} = T_{tot}$ es el periodo objetivo deseado.

B_D es un factor con el cual se reduce un espectro debido al amortiguamiento. Este factor puede calcularse de la siguiente manera.

$$B_D = \frac{4}{1 - \ln(\xi)}$$

Con base en el periodo objetivo seleccionado, se puede obtener el periodo de vibrar que necesita aportar el sistema de aislamiento que se implementara a la estructura en estudio. Para esto, se considera que la rigidez que aporta este sistema está conectada en serie con la rigidez de la estructura, por lo que la relación entre estas rigideces se describe matemáticamente con la siguiente expresión:

$$\frac{1}{K_{tot}} = \frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b}$$

En donde:

K_{tot} es la rigidez total del sistema estructural con base aislada.

K_s es la rigidez de la estructura considerando una base rígida.

K_b es la rigidez aportada únicamente por todos los aisladores que componen el sistema de aislamiento.

Recordando que el periodo de vibrar al cuadrado es igual al producto de dos veces pi por el cociente de la masa y la rigidez, se puede multiplicar a toda la expresión anterior por la masa de la estructura (M_s), despreciando la masa de los aisladores (m_b) al ser relativamente muy pequeña en comparación con la masa total de la estructura, y dividir entre 2 veces pi; por lo que tenemos las expresiones que se muestran a continuación.

$$\frac{M_s}{K_{tot}} = \frac{M_s}{K_s} + \frac{M_s}{K_b}$$

$$T_{tot}^2 = T_s^2 + T_b^2$$

En donde:

$T_{tot} = T_{obj}$ es el periodo de vibrar total del sistema estructural con base aislada, el cual es igual al periodo objetivo seleccionado anteriormente.

T_s es el periodo de vibrar de la estructura considerando con base rígida.

T_b es el periodo de vibrar aportada únicamente por todos los aisladores que componen el sistema de aislamiento.

Despejando de esta última expresión el periodo de vibrar del sistema de aislamiento (T_b) tenemos la siguiente expresión.

$$T_b = \sqrt{T_{tot}^2 - T_s^2}$$

Con base en el periodo del sistema de aislamiento, se puede obtener una rigidez efectiva que, al igual que el desplazamiento máximo de diseño, será punto de partida para este proceso iterativo. Esta rigidez es calculada con la siguiente expresión.

$$K_{eff} = \frac{W}{g} \left(\frac{2\pi}{T_b} \right)^2$$

Esta rigidez se divide, posteriormente, entre el número de aisladores a implementar en la estructura. Al efectuarse este paso, las propiedades restantes obtenidas corresponderán a las de un solo aislador. Esto no es de carácter obligatorio, pues se pueden obtener todas las propiedades del sistema de aislamiento y, una vez obtenidas las áreas necesarias, dividir estos valores entre el número de aisladores considerados.

$$K_{eff1} = K_{eff} / N_{aisladores}$$

Es importante mencionar que, en edificios, la flexibilidad aportada por el sistema de aislamiento hace que estas estructuras tienda a comportarse como cuerpo rígido. Esto significaría que, en teoría, la estructura no presenta desplazamientos relativos entre la azotea y el nivel en donde está apoyada, es decir, el nivel en donde se encuentran los aisladores.

Sin embargo, esto no es cierto ya que la estructura aun presenta algo de flexibilidad lo que lleva a que estos desplazamientos relativos existan, por lo que este desplazamiento máximo se presentaría únicamente en la azotea del edificio. Para poder estimar el desplazamiento al nivel del sistema de aislamiento, se propuso utilizar la relación cuadrada de los periodos de la estructura aislada y el sistema de aislamiento. Por lo que el desplazamiento a nivel de los aisladores quedaría definido con la siguiente expresión.

$$D_b = D_{bd} \frac{T_b^2}{T_{tot}^2}$$

Por otra parte, en el caso de los puentes esta reducción del desplazamiento máximo de diseño no es necesaria ya que en este tipo de estructuras estos se presentan en el tablero del puente. Por lo tanto $D_b = D_{bd}$.

Con la siguiente expresión, y con base en los dos parámetros iniciales obtenidos anteriormente, es posible calcular la energía disipada por ciclo que tendría un aislador con esas características.

$$EDC = 2\pi K_{eff1} D_b^2 \xi$$

Posteriormente, se puede obtener la fuerza característica del sistema que, a pesar de estar en función del desplazamiento de fluencia, se puede tomar este valor como cero para la primera aproximación de esta fuerza. La expresión mostrada a continuación nos ayuda a calcular este parámetro.

$$Q = \frac{EDC}{4D_b}$$

Con la fuerza característica, el desplazamiento máximo de diseño y la rigidez efectiva, es posible obtener la rigidez post-fluencia o rigidez horizontal con ayuda de la ecuación siguiente.

$$K_{eff1} = K_2 + \frac{Q}{D_b}$$

Despejando tenemos:

$$K_2 = K_{eff1} - \frac{Q}{D_b}$$

Como se vio anteriormente, es común suponer el valor de la rigidez elástica o inicial como un múltiplo de la rigidez post-fluencia. Comúnmente, este múltiplo es igual a 10.

$$K_1 = 10 K_2$$

Conocido el valor de las rigideces elástica y horizontal, así como el valor de la fuerza característica, es posible determinar el desplazamiento de fluencia para posteriormente corregir el valor de la fuerza característica.

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$$

Y para la corrección de Q tenemos:

$$Q_{corr} = \frac{EDC}{4(D_b - D_y)}$$

Posteriormente, y al igual que la fuerza característica, se hace una corrección de la rigidez post-fluencia.

$$K_{2\ corr} = K_{eff1} - \frac{Q_{corr}}{D_b}$$

Este valor corresponde a la rigidez horizontal del sistema de aislamiento. Para conocer la rigidez requerida por un solo aislador, basta con dividir esta rigidez entre el número de aisladores que tendrá el sistema. Con base en este valor, es posible conocer la altura necesaria del aislador suponiendo una deformación unitaria por cortante de la goma de 100%.

$$H_r = \frac{D_b}{\gamma}$$

Donde:

γ es la deformación unitaria a cortante de la goma considerada igual al 100%.

Conocido este valor, y la rigidez post-fluencia de cada aislador, se puede calcular la dimensión en planta de las láminas de goma que conforman en aislador. Para esto es necesario suponer un módulo de cortante del caucho natural, el cual puede variar entre 0.4 y 1 MPa.

$$K_{2\ corr} = \frac{G_r A_r}{H_r}$$

Despejando tenemos:

$$A_r = \frac{H_r K_2}{G_r}$$

Por otra parte, conocido el valor de Q_{corr} , es posible conocer la fuerza de fluencia del plomo y, con base en ella y en las propiedades geométricas y mecánicas de los materiales, determinar las dimensiones necesarias del núcleo de plomo que tendrá el aislador suponiendo el esfuerzo de fluencia a cortante de este material.

$$F_y = Q_{corr} + D_y K_2$$

$$A_p = \frac{F_y}{\tau_p} - \frac{G_r A_r}{G_p}$$

Esta será el área total necesaria de plomo en el sistema de aislamiento para determinar el diámetro de los núcleos.

$$D_p = \sqrt{\frac{4 A_p}{\pi}}$$

Debido a que el área del elastómero (A_r) no considera el núcleo de plomo, es necesario adicionar el área necesaria de plomo para obtener el área total del aislador para, posteriormente, obtener el diámetro de este (D_r).

$$A_{aisl} = A_r + A_p$$

$$D_r = \sqrt{\frac{4 A_{ais}}{\pi}}$$

Con base en las dimensiones calculadas, es posible proponer dimensiones adecuadas para la fabricación del núcleo de plomo, así como también para la de la goma. Una vez propuestas, se procede a calcular la carga vertical máxima que resiste el aislador, la cual es comparada con la carga vertical máxima que actuará sobre este al ser colocado en la estructura. Esta carga resistente se calcula con la siguiente expresión.

$$W_{m\acute{a}x} = A' G_r S \gamma_w$$

Donde:

γ_w es la deformación unitaria a cortante permisible bajo efectos de carga vertical.

G_r es el módulo de cortante del elastómero.

S es el factor de forma definido como $D_r/4t_r$ en donde t_r es el espesor de las láminas de caucho natural (para aisladores circulares).

A' es el área de traslape entre los extremos del aislador por la cual se transmite la carga que recibe el aislador.

Una vez encontrada una geometría adecuada, se procede a calcular los parámetros del sistema de aislamiento con base en sus dimensiones y las propiedades de los materiales. Estas propiedades son: la rigidez post-fluencia, la rigidez elástica, la fuerza de fluencia, la fuerza característica, el desplazamiento de fluencia, la rigidez efectiva, la energía disipada por ciclo, el porcentaje de amortiguamiento y el coeficiente de amortiguamiento. Como comprobación, se realiza también el cálculo del periodo del sistema de aislamiento, el cual debe corresponder con el obtenido anteriormente.

$$K_2 = \frac{G_r A_r}{H_r}$$

$$K_1 = \frac{1}{H_r} (G_r A_r + G_p A_p)$$

$$F_y = \tau_p A_p \left(1 + \frac{G_r A_r}{G_p A_p} \right)$$

$$Q = \frac{F_y}{1 - K_2/K_1}$$

$$D_y = \frac{F_y}{K_1}$$

$$K_{eff1} = K_2 + \frac{Q}{D_b}$$

$$EDC = 4Q(D_b - D_y)$$

$$\xi = \frac{EDC}{2\pi K_{eff1} D_b^2}$$

Esta relación de amortiguamiento debe ser similar con la propuesta al inicio del procedimiento. De no ser así, se recomienda variar este valor hasta que coincida.

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g K_{eff} N_{aisladores}}}$$

$$C_{eff} = \frac{EDC T_b}{2\pi^2 D_b^2}$$

Finalmente, este proceso se compara con los resultados del análisis de la estructura estudiada y se verifica que el periodo de la estructura aislada obtenido sea muy similar al periodo objetivo del cual partió el proceso. De igual manera, se compara el desplazamiento obtenido a nivel del sistema de aislamiento, esperando que arroje un valor muy similar al calculado durante el procedimiento de diseño del aislador.

Adicionalmente, se puede calcular la rigidez vertical de estos dispositivos con base en las propiedades geométricas y mecánicas de la goma. La expresión para calcular este parámetro es la siguiente.

$$K_V = \frac{K_{Vv} K_{vy}}{K_{Vv} + K_{vy}}$$

En donde:

$$K_{Vy} = \frac{6 G_r A_r S^2}{H_r}$$

$$K_{Vy} = \frac{k_r A_r}{H_r}; \text{ con } k_r = 2000 \text{ MPa}$$

Utilizado este procedimiento, para nuestro caso de estudio se obtuvo un aislador con las características geométricas mostradas en la tabla IV.8.

Tabla IV. 8 Propiedades del aislador obtenidas de un método de diseño de aisladores

PROPIEDADES DEL AISLADOR RESULTADO DEL MÉTODO UTILIZADO		
Desplazamiento a máximo nivel del sistema de aislamiento	D _b	198 mm
Periodo objetivo	T _{obj}	1.31 s
Periodo del sistema de aislamiento	T _b	1.24 s
Diámetro del aislador	D _r	650 mm
Altura total del elastómero	H _r	200 mm
Espesor de una lamina de goma	tr	8 mm
Diámetro del núcleo de plomo	D _p	155 mm
Módulo de cortante de la goma	G _r	0.9 MPa
Módulo de cortante de la goma	G _p	150 MPa
Esfuerzo de fluencia del plomo	τ _p	10 MPa
Carga vertical máxima resistente	W _{máx}	191 Tonf
Rigidez post-fluencia	K ₂	143 Tonf/m
Rigidez inicial	K ₁	1586 Tonf/m
Relación de rigideces	K ₂ /K ₁	0.0091
Fuerza de fluencia	F _y	21 Tonf
Fuerza característica	Q	19 Tonf
Desplazamiento de fluencia	D _y	13 mm
Rigidez efectiva	K _{eff}	241 Tonf/m
Energía disipada por ciclo	EDC	14.2Tonf-m
Porcentaje de amortiguamiento	ξ	23.98%
Coficiente de amortiguamiento	C _{eff}	22.8 Tonf s/m
Rigidez vertical	K _v	168114 Tonf/m

IV.3.2 Modelación de los aisladores

Para la modelación de los aisladores de base se utilizó la herramienta Links/Supports del programa SAP2000, fig. IV.13.

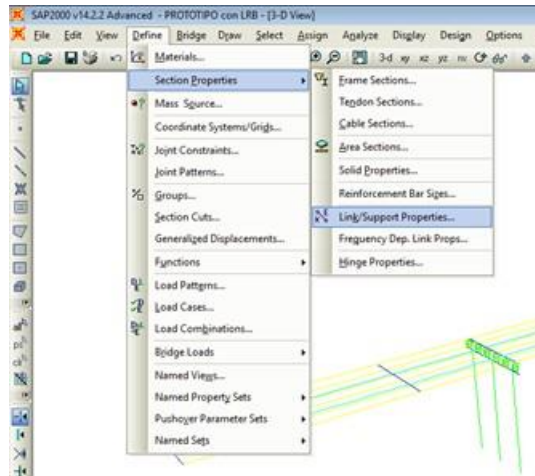


Fig. IV. 13 Modelación del aislador en SAP2000

Se muestran en la tabla IV.9 las propiedades que son requeridas por el software de análisis, así como la manera en la cual se introdujeron al programa SAP2000, fig. IV.14, dando como resultado una estructura mostrada en la fig. IV.15. Estas propiedades corresponden a los resultados del método mostrado en la sección anterior.

Tabla IV. 9 Propiedades de los aisladores requeridas por el programa SAP2000

PROPIEDADES REQUERIDAS POR EL PROGRAMA SAP2000		
Rigidez elástica	K_e	1586 Tonf/m
Rigidez efectiva	K_{eff}	241 Tonf/m
Fuerza de fluencia	F_y	21 Tonf
Coefficiente de amortiguamiento efectivo	C_{eff}	22.8 Tonf s/m

En donde el coeficiente de amortiguamiento efectivo (C_{eff}) puede ser obtenido de dos diferentes maneras, siendo la segunda la forma con la cual se calculó este coeficiente para este proyecto.

- Conociendo la energía disipada por ciclo histerético, el periodo y el desplazamiento de diseño del dispositivo, podemos obtener este coeficiente con la siguiente expresión.

$$C_{eff} = \frac{EDC T}{2 \pi^2 D_{bd}^2}$$

- Conociendo el porcentaje de amortiguamiento del aislador, así como el periodo del mismo y el peso soportado por el aislador, se puede obtener dicho coeficiente con la siguiente ecuación.

$$C_{eff} = \frac{4 \pi W \xi}{g T}$$

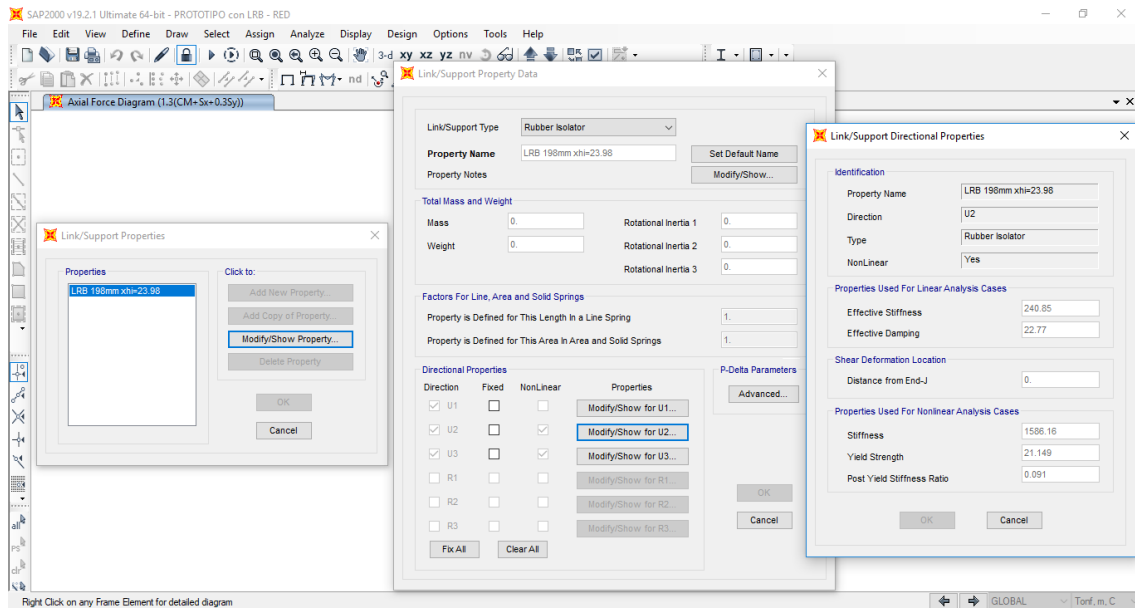


Fig. IV. 14 Propiedades introducidas a los aisladores en SAP2000

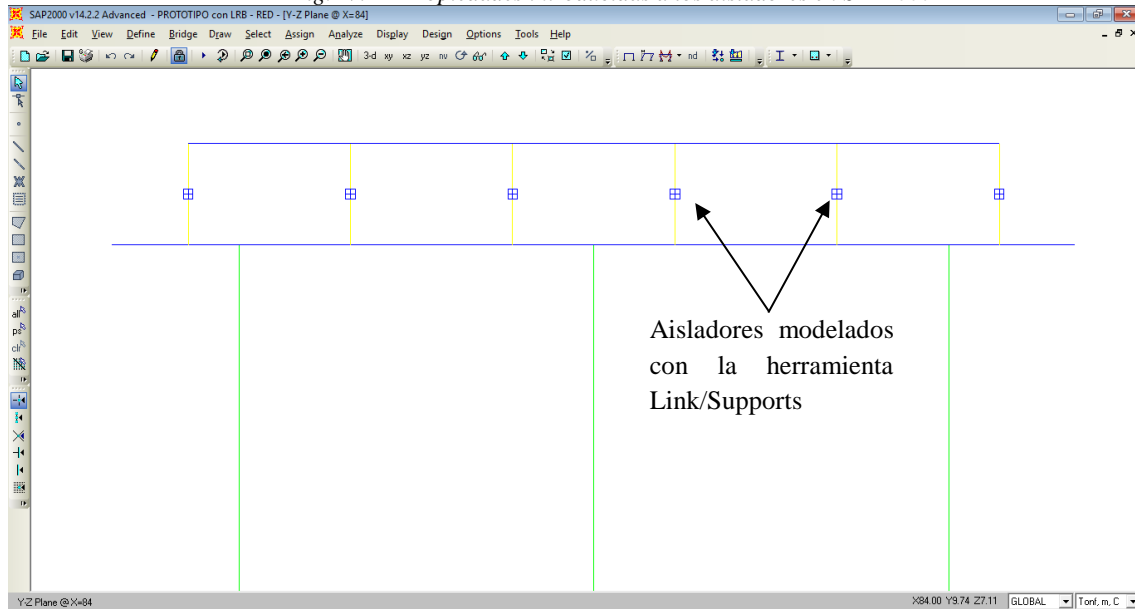


Fig. IV. 15 Aisladores introducidos en los puntos de apoyo de las vigas AASHTO

Se observa en la fig. IV.16 un croquis con la asignación numérica dada a los Links que representan a los aisladores de base.

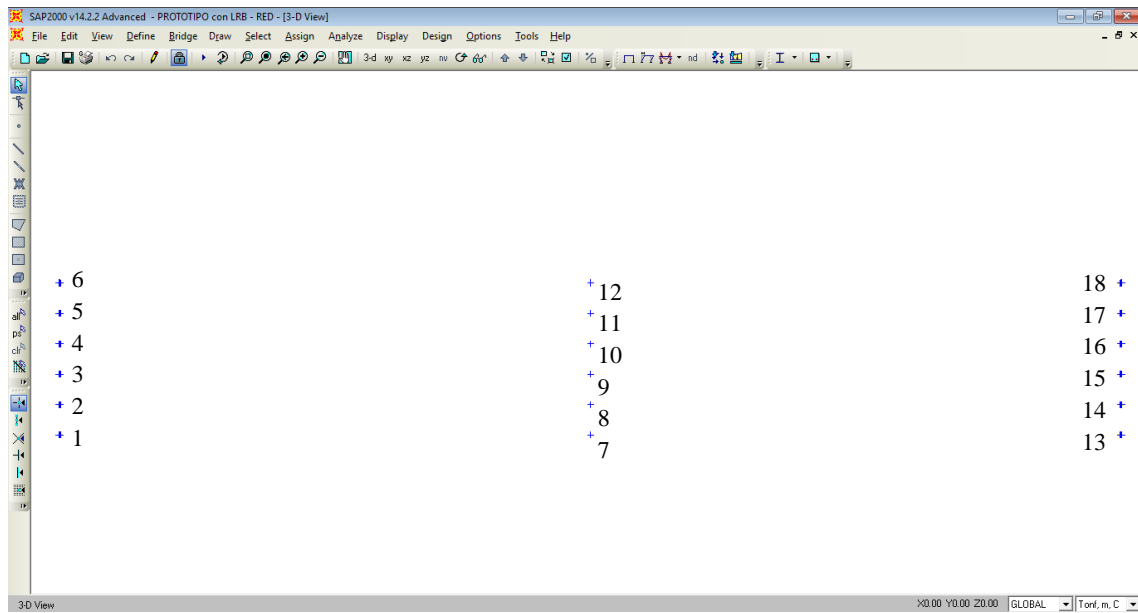


Fig. IV. 16 Ubicación de los aisladores introducidos al puente analizado.

CAPÍTULO V.- RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

V.1. PUENTE CARRETERO SIN AISLADORES DE BASE

Como ya se mencionó, en este puente sin aisladores se utilizaron columnas de concreto reforzado con $f'c = 250 \text{ kgf/cm}^2$ de 1.95 m de diámetro y varillas de acero corrugado de $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$. Los resultados de los análisis realizados son los siguientes.

V.1.1 Desplazamientos y distorsiones laterales

Del análisis hecho por el programa SAP2000, se obtuvieron los desplazamientos y distorsiones laterales mostrados en la tabla V.1, y graficados en la fig. V.1.

Tabla V. 1 Desplazamientos máximos y distorsiones laterales obtenidas y permisibles en ambas direcciones de análisis para la estructura con base rígida

Dirección	Desplazamiento máximo ($D_{\text{máx}}$)	Altura a ejes	Distorsión lateral	Distorsión lateral permisible
	cm	m		
Longitudinal	3.78	10.5	0.0036	0.004
Transversal	2.30	10.5	0.0022	0.004

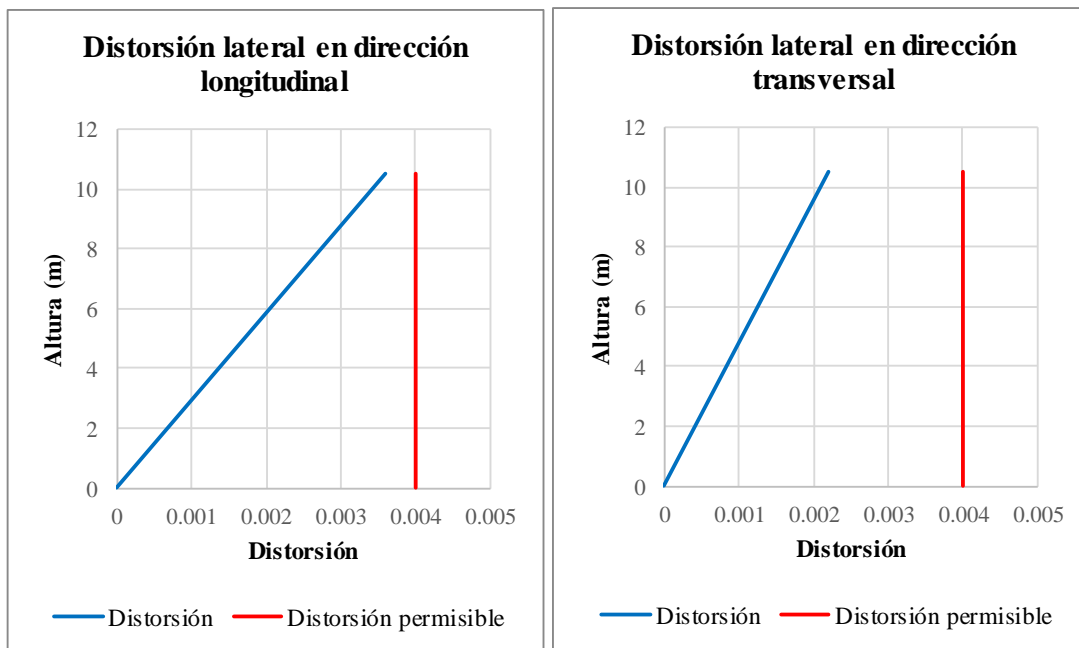


Fig. V. 1 Distorsiones laterales presentadas y permisibles de la columna para la estructura con base rígida

Se aprecia en la fig. V.3 la historia en el tiempo de desplazamientos de un nodo de la cubierta del puente. El nodo elegido fue el que tiene la etiqueta 910 y que se encuentra ubicado en donde lo indica la fig. V.2. El sismo con el cual se analizó fue el correspondiente al acelerograma del sismo de 1985 dirección Este - Oeste de la Ciudad de México con estación en la SCT. Vale la pena mencionar que se utilizó este sismo debido a la falta de información del sitio en el cual se desplanta la estructura.

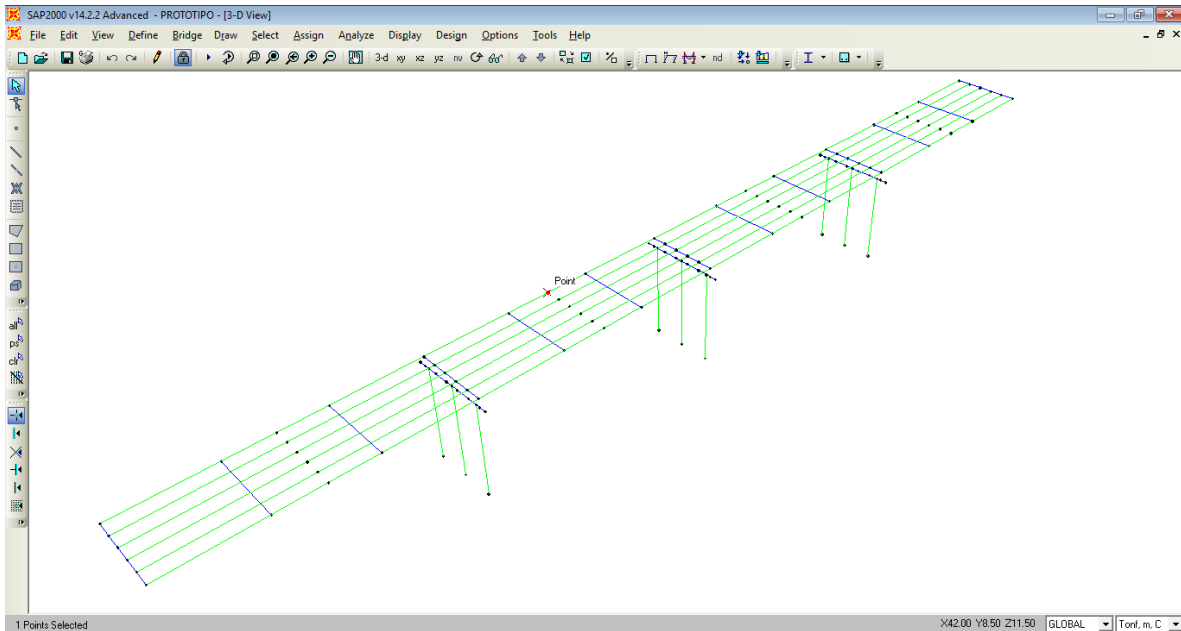


Fig. V. 2 Punto en el cual se observaron la historia en el tiempo de desplazamientos para cada caso analizado

Para la respuesta de la estructura, se realizaron dos tipos de análisis diferentes, el primero correspondiente al análisis modal con el método de vectores de Ritz, y el segundo correspondiente al método de análisis paso a paso por integración directa.

En el análisis modal de historia en el tiempo se obtuvieron desplazamientos máximos absolutos del orden de 8.9 mm en dirección longitudinal (dirección X) y 4.2 mm en dirección transversal (dirección Y).

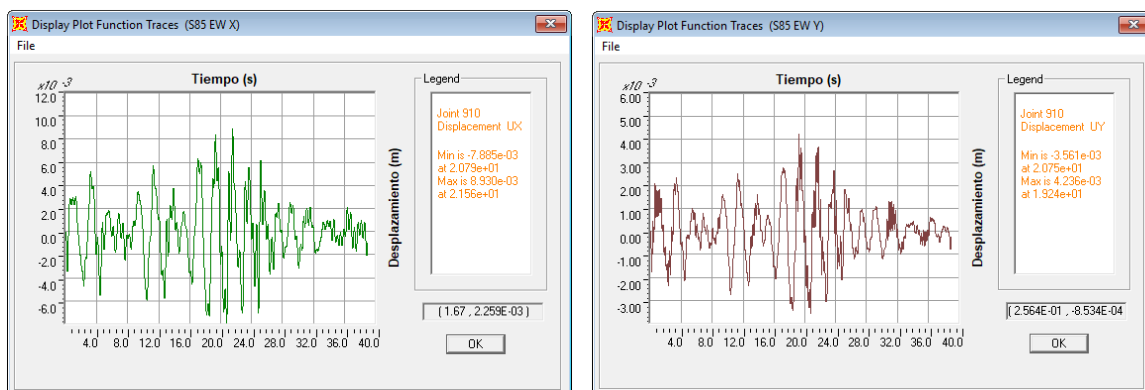


Fig. V. 3 Historia en el tiempo para la estructura con base rígida en ambas direcciones con el método modal

Por otra parte, con el método paso a paso por integración directa se obtuvieron desplazamientos máximos absolutos del orden de 8.9 mm en dirección longitudinal (dirección X) y 4.17 mm en dirección transversal (dirección Y), mostrados en la fig. V.4.

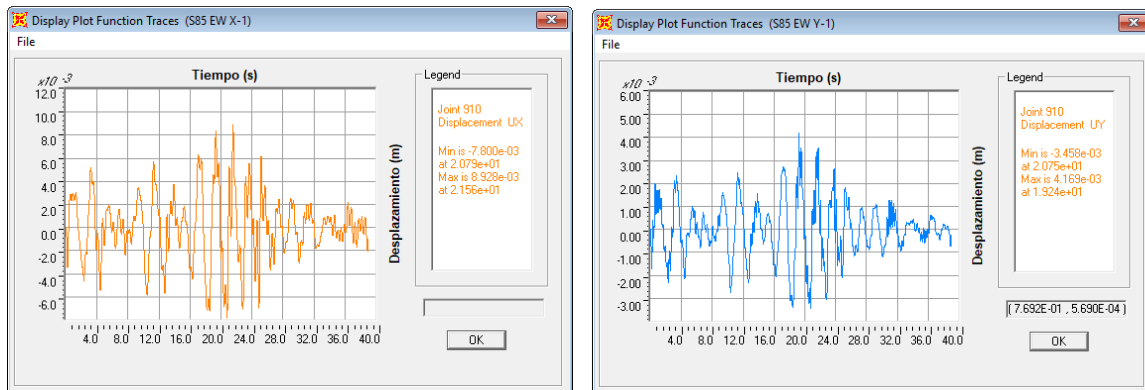


Fig. V. 4 Historia en el tiempo para la estructura con base rígida en ambas direcciones con el método de integración directa

V.1.2 Elementos mecánicos y cortante basal

Se muestran a continuación los elementos mecánicos de la columna número 1, ubicada en la fig. V.5, con las combinaciones por sismo de acuerdo con el AASHTO 1996 presentadas en la tabla V.2. Adicionalmente, se presenta en la tabla V.3 los cortantes basales actuantes en las direcciones de interés del puente analizado.

Tabla V. 2 Combinaciones sísmicas de diseño

COMB 01	1.3 (CM + 0.30 S_{TRANS} + 1.00 S_{LONG})
COMB 02	1.3 (CM + 1.00 S_{TRANS} + 0.30 S_{LONG})

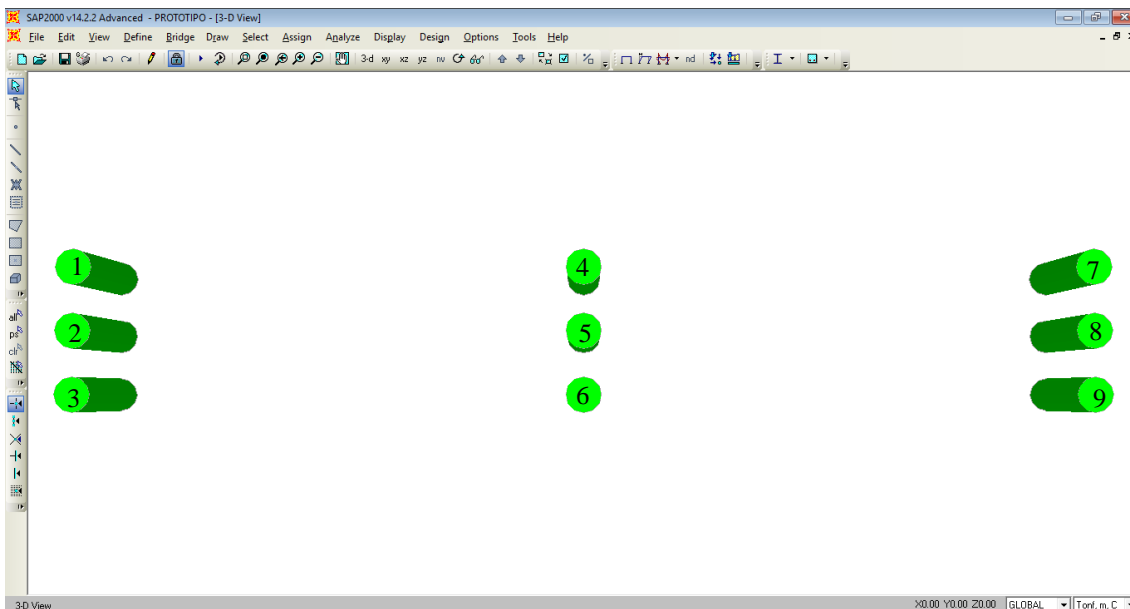


Fig. V. 5 Distribución de columnas del puente

Para la combinación 1 tenemos los resultados presentados en la fig V.6.

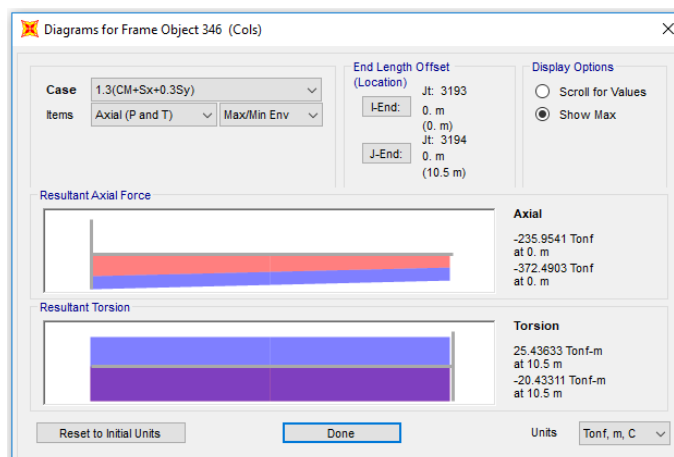
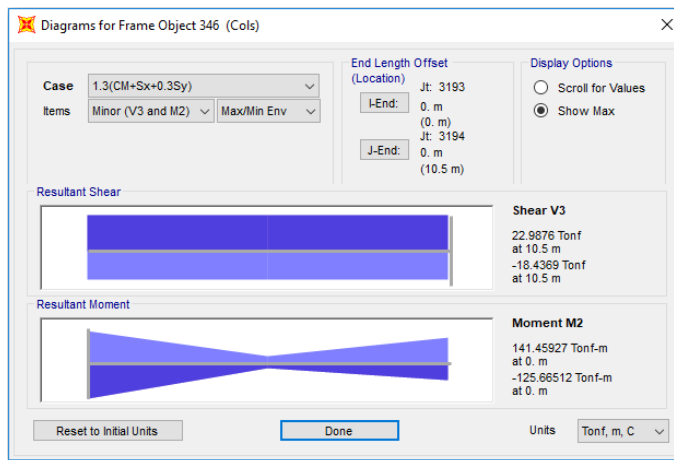
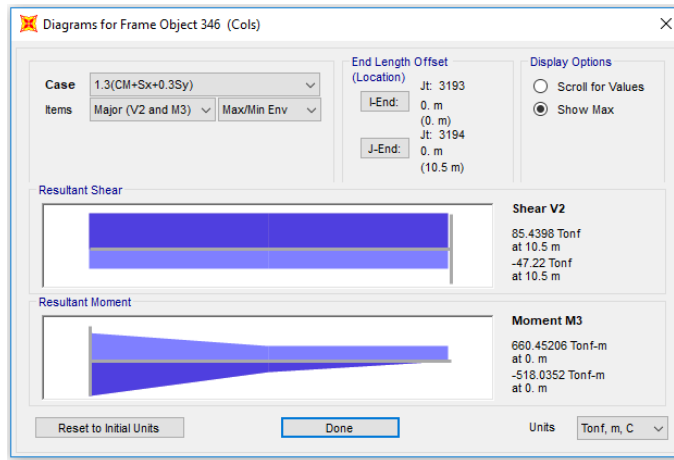


Fig. V. 6 Elementos mecánicos de diseño para la combinación sísmica 1 para la estructura con base rígida

Para la combinación 2, los resultados se presentan en la fig. V.7.

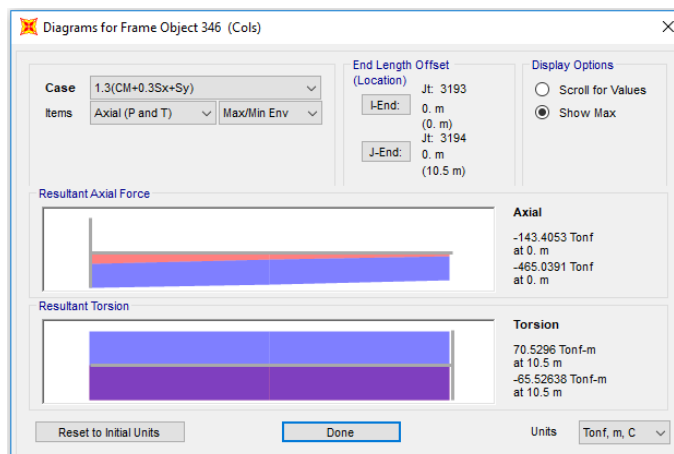
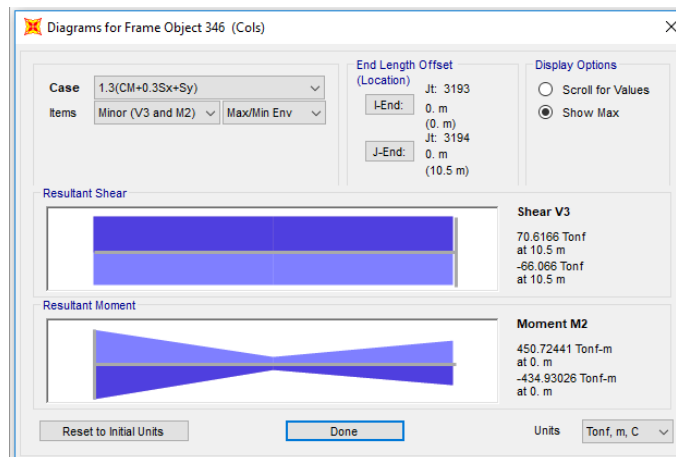
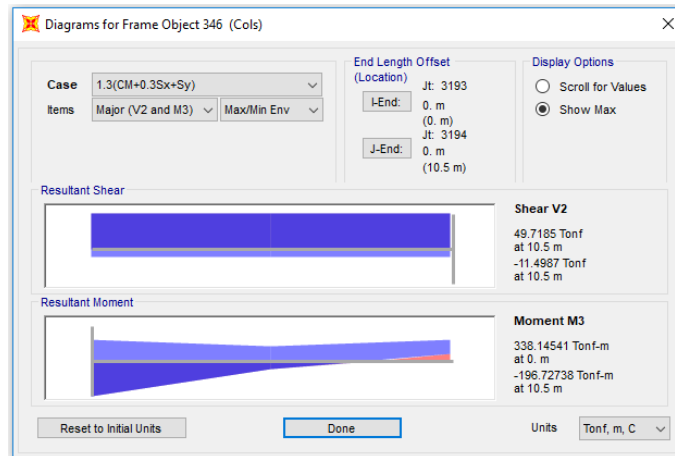


Fig. V. 7 Elementos mecánicos de diseño para la combinación sísmica 2 para la estructura con base rígida

Tabla V. 3 Cortante basal en ambas direcciones debido al sismo elástico para la estructura con base rígida

Dirección	Cortante basal del sismo completo
	Tonf
Longitudinal	1907.4821
Transversal	1931.4891

V.1.3 Diseño de columnas

El acero necesario en las columnas que soportan el puente es de 285 cm², correspondiente a un 1% de cuantía y que puede ser cubierto con 36 varillas del número 10 distribuidas como se muestra en la fig. V.8.

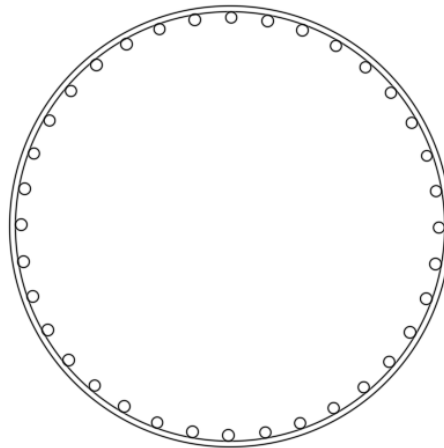


Fig. V. 8 Distribución del acero propuesto en las columnas para la estructura con base rígida

V.1.4 Propiedades y resultados dinámicos

Para este caso, las propiedades dinámicas resultantes del análisis son el periodo de vibrar de la estructura, las pseudo-aceleraciones a la cual fue sometida la estructura y los porcentajes de amortiguamiento en la estructura. Dichas propiedades se muestran en la tabla V.4.

Tabla V. 4 Propiedades y resultados dinámicos de la estructura con base rígida en ambas direcciones

Dirección	Periodo	Pseudoaceleración	Amortiguamiento
	s	m/s ²	%
Longitudinal	0.439	10.5948	5
Transversal	0.274	10.5948	5

V.2. PUENTE CARRETERO CON AISLADORES DE BASE DE GOMA CON NÚCLEO DE PLOMO

V.2.1 Desplazamientos y distorsiones laterales de la estructura con el sistema de aislamiento

Las distorsión lateral y desplazamientos resultados del análisis del puente implementado con aisladores de base se aprecian a continuación en la tabla V.5, graficado en la fig. V.9.

Tabla V. 5 Desplazamientos máximos y distorsiones laterales obtenidas y permisibles en ambas direcciones de análisis para la estructura aislada

Dirección	Desplazamiento máximo ($D_{m\acute{a}x}$)	Altura a ejes	Distorsión lateral	Distorsión lateral permisible
	cm			
Longitudinal	2.7	10.5	0.0026	0.004
Transversal	1.13	10.5	0.0011	0.004

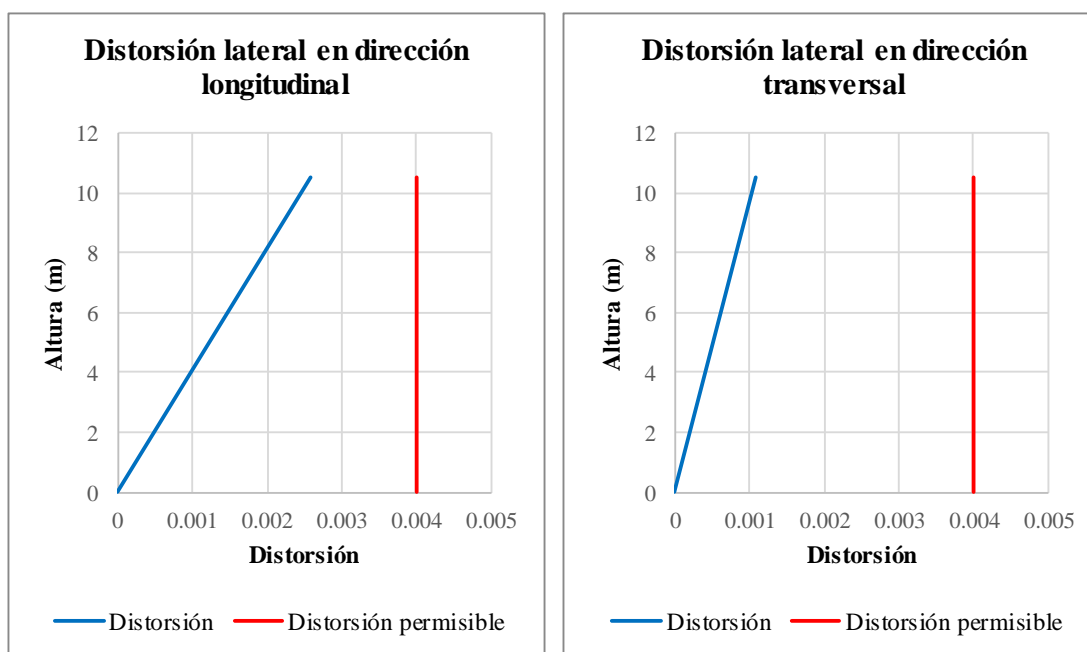


Fig. V. 9 Distorsiones laterales presentadas y permisibles de la columna para la estructura aislada

De igual manera que en el puente con base rígida, se muestra a continuación la historia en el tiempo del nodo 910 para los dos análisis realizados.

Con el análisis modal de historia en el tiempo se obtuvieron desplazamientos máximos absolutos del orden de 4.42 cm en dirección longitudinal (dirección X) y 2.79 cm en dirección transversal (dirección Y), los cuales se aprecian en la fig. V.10.

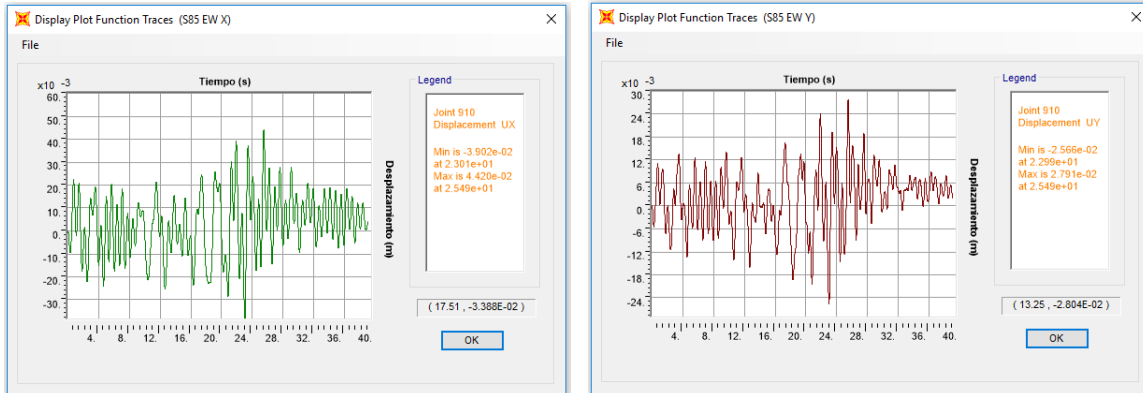


Fig. V. 10 Historia en el tiempo para la estructura aislada en ambas direcciones con el método modal

Por otra parte, con el método paso a paso por integración directa se obtuvieron desplazamientos máximos absolutos del orden de 4.22 cm en dirección longitudinal (dirección X) y 2.63 cm en dirección transversal (dirección Y), observados en la fig. V.11.

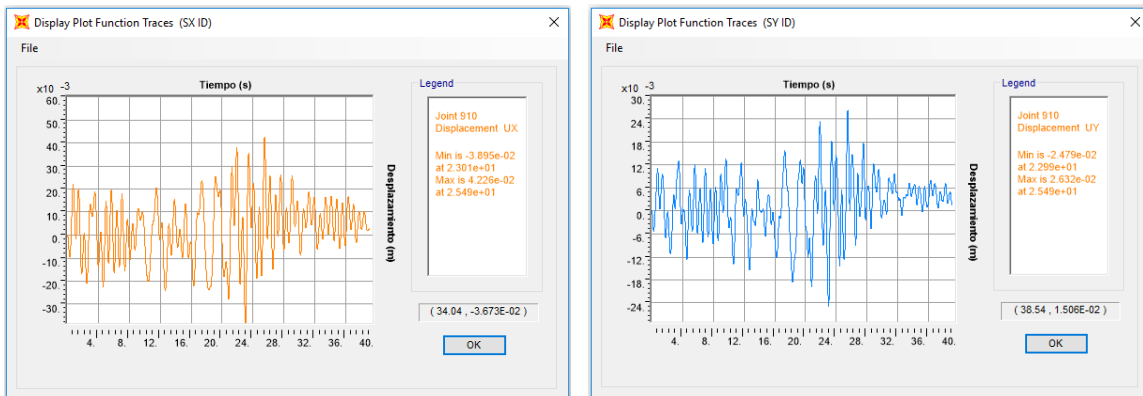


Fig. V. 11 Historia en el tiempo para la estructura aislada en ambas direcciones con el método de integración directa

V.2.2 Elementos mecánicos y cortante basal de la estructura con el sistema de aislamiento

De igual manera que en la estructura sin aislamiento, se presentan a continuación los elementos mecánicos de la columna 1, así como también los cortantes basales elásticos e inelásticos. Es de importancia comentar que las recomendaciones actuales dicen que los elementos estructurales deben ser diseñados con una Q y R iguales a 1, esto con el fin de garantizar que estos elementos no colapsen.

Para la combinación 1 tenemos los resultados que se muestran en la fig. V.12.

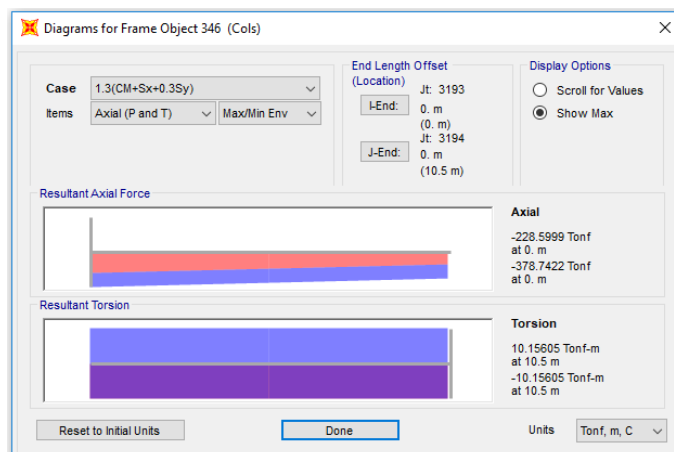
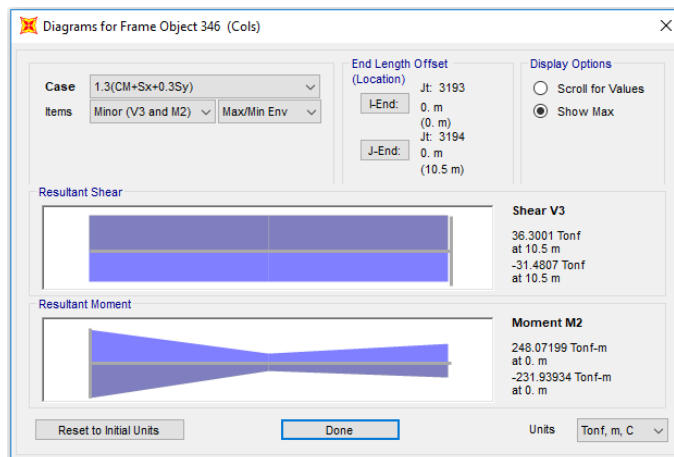
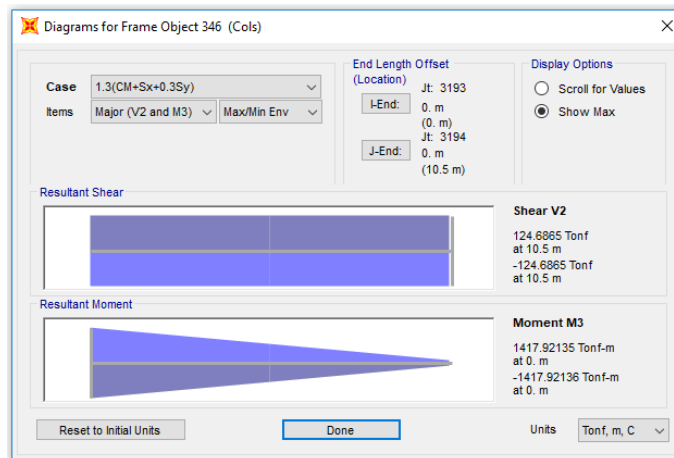


Fig. V. 12 Elementos mecánicos de diseño para la combinación sísmica 1 para la estructura aislada

Para la combinación 2 tenemos los resultados presentados en la fig. V.13.

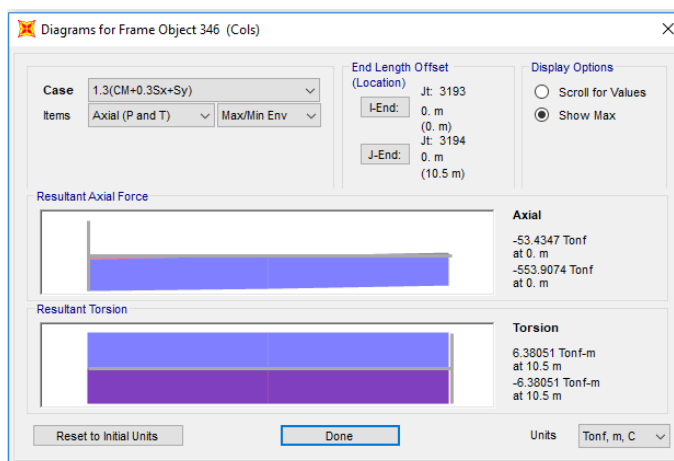
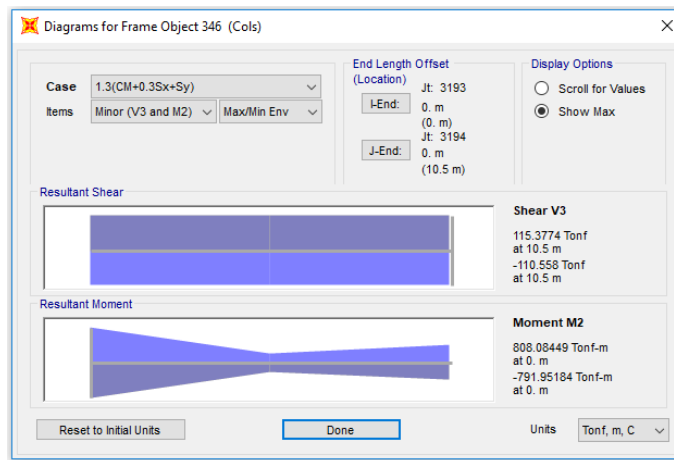
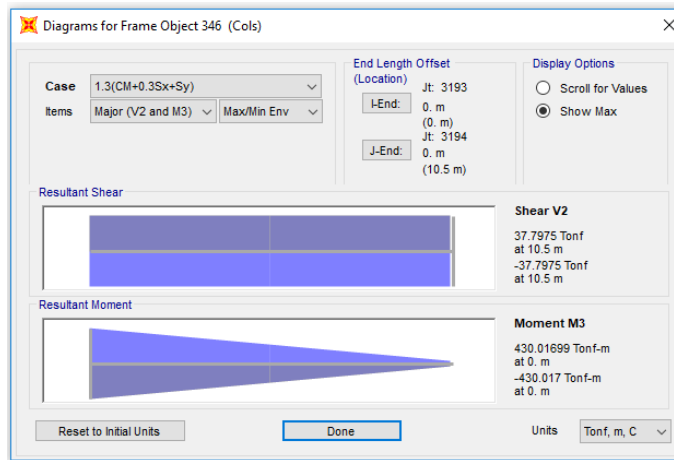


Fig. V. 13 Elementos mecánicos de diseño para la combinación sísmica 2 para la estructura aislada

Se puede apreciar en la tabla V.6, el cortante basal tomado por la estructura bajo un sismo elástico.

Tabla V. 6 Cortante basal en ambas direcciones debido al sismo elástico para la estructura con aislada

Dirección	Cortante basal del sismo completo
	Tonf
Longitudinal	861.780
Transversal	848.527

V.2.3 Diseño de columnas de la estructura con el sistema de aislamiento

El acero necesario en las columnas que soportan el puente es de 427 cm², correspondiente a un 1.43% de cuantía y que puede ser cubierto con 54 varillas del número 10 distribuidas como se observa en la fig. V.14.

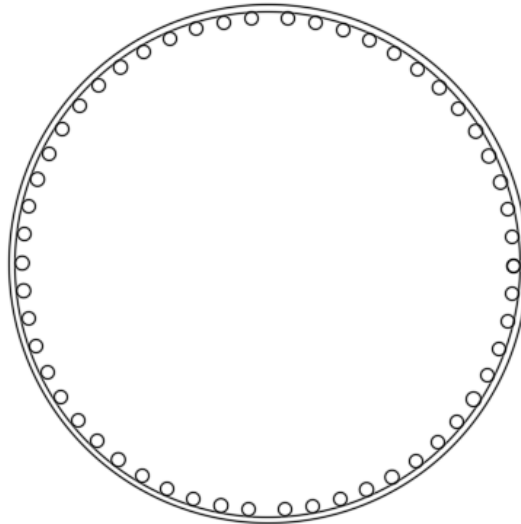


Fig. V. 14 Distribución del acero propuesto en las columnas para la estructura aislada

V.2.4 Propiedades y resultados dinámicos de la estructura con el sistema de aislamiento

Los periodos, así como las pseudoaceleraciones y los amortiguamientos generados en la estructura en las dos direcciones de análisis se muestran en la tabla V.7.

Tabla V. 7 Propiedades y resultados dinámicos de la estructura aislada en ambas direcciones

Dirección	Periodo	Pseudoaceleración	Amortiguamiento
	s	m/s ²	%
Longitudinal	1.345	4.561	20.91
Transversal	1.317	4.511	22.09

V.2.5 Desplazamientos y distorsiones laterales de la estructura rediseñada con el sistema de aislamiento

Después del análisis realizado con aisladores, y con base en los resultados mostrados anteriormente, se pudo reducir la sección transversal de las columnas de la estructura. El diámetro fue reducido en 15 centímetros hasta llegar a tener secciones circulares de 1.80 m.

Las distorsiones laterales y desplazamientos resultados del análisis del puente rediseñado e implementado con aisladores de base se presentan en la tabla V.8 y en la fig. V.15.

Tabla V. 8 Desplazamientos máximos y distorsiones laterales obtenidas y permisibles en ambas direcciones de análisis para la estructura aislada rediseñada

Dirección	Desplazamiento máximo ($D_{m\acute{a}x}$)	Altura a ejes	Distorsión lateral	Distorsión lateral permisible
	cm	m		
Longitudinal	3.74	10.5	0.0036	0.004
Transversal	1.39	10.5	0.0013	0.004

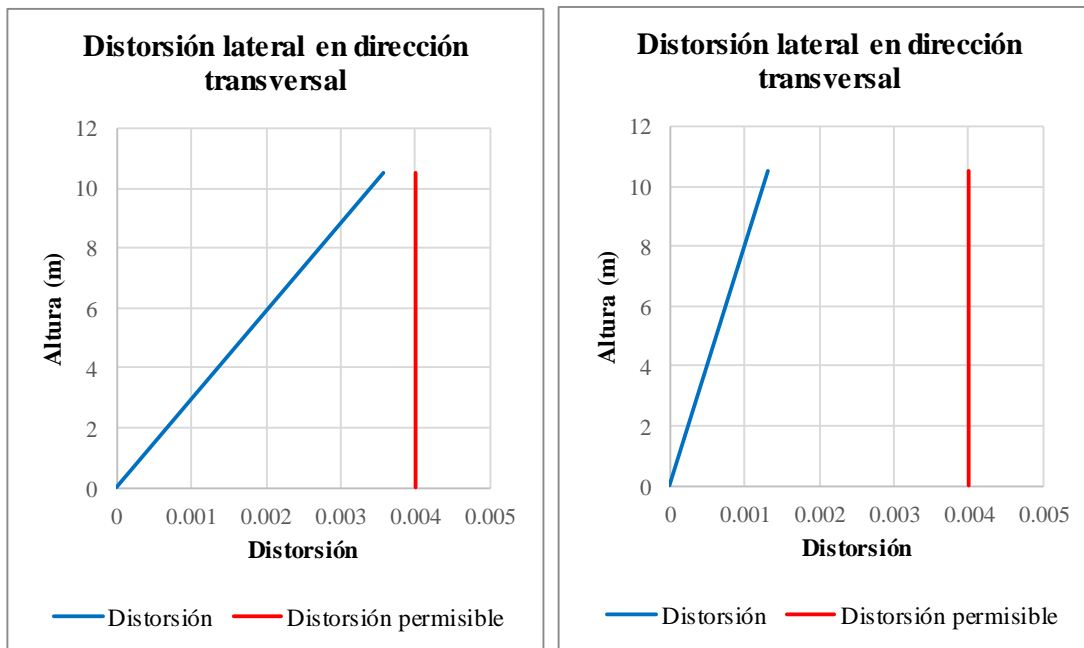


Fig. V. 15 Distorsiones laterales presentadas y permisibles de la columna para la estructura aislada rediseñada

De igual manera que en los casos anteriores, se muestra a continuación la historia en el tiempo del nodo 910 para los dos análisis realizados.

Con el análisis modal de historia en el tiempo se obtuvieron desplazamientos máximos absolutos del orden de 4.53 cm en dirección longitudinal (dirección X) y 2.85 cm en dirección transversal (dirección Y), observados en la fig. V.16.

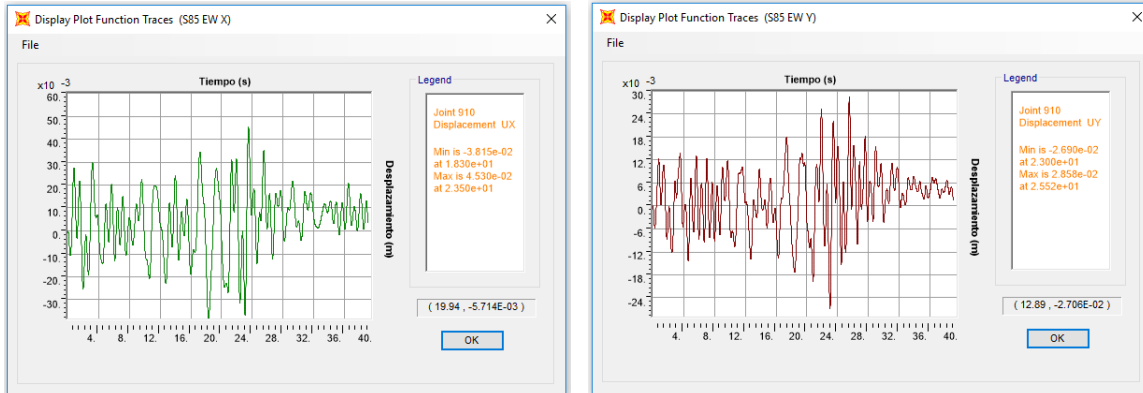


Fig. V. 16 Historia en el tiempo para la estructura aislada rediseñada en ambas direcciones con el método modal

Por otra parte, con el método de paso a paso por integración directa se obtuvieron desplazamientos máximos absolutos del orden de 4.43 cm en dirección longitudinal (dirección X) y 2.74 cm en dirección transversal (dirección Y), como se aprecia en la fig. V.17.

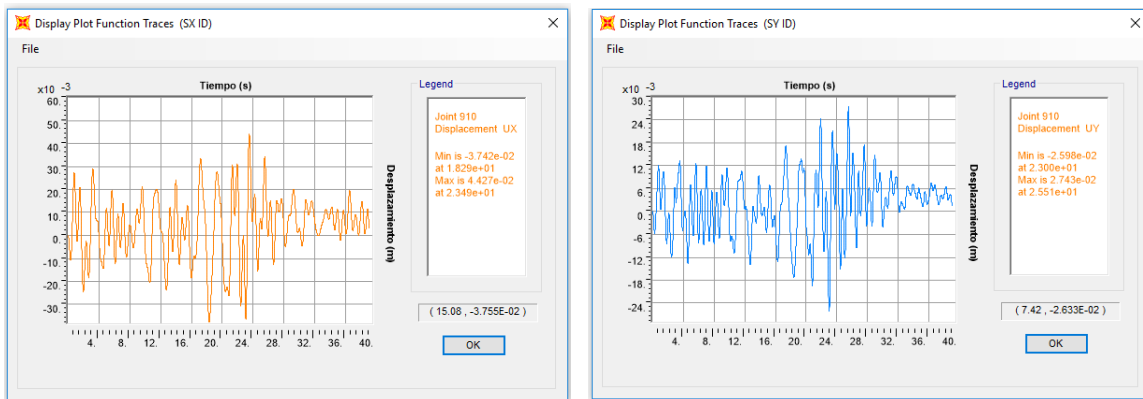


Fig. V. 17 Historia en el tiempo para la estructura aislada rediseñada en ambas direcciones con el método de integración directa

V.2.6 Elementos mecánicos y cortante basal de la estructura rediseñada con el sistema de aislamiento

Se muestran en las siguientes imágenes los elementos mecánicos de la columna 1 del puente. Adicionalmente, y al igual que en los casos anteriores, se muestra una tabla con los valores del cortante basal en las direcciones de análisis. Al igual que en el caso anterior, se realizaron los diseños de las columnas considerando Q y R iguales a 1.

Para la combinación 1 tenemos los resultados mostrados en la fig. V.18.

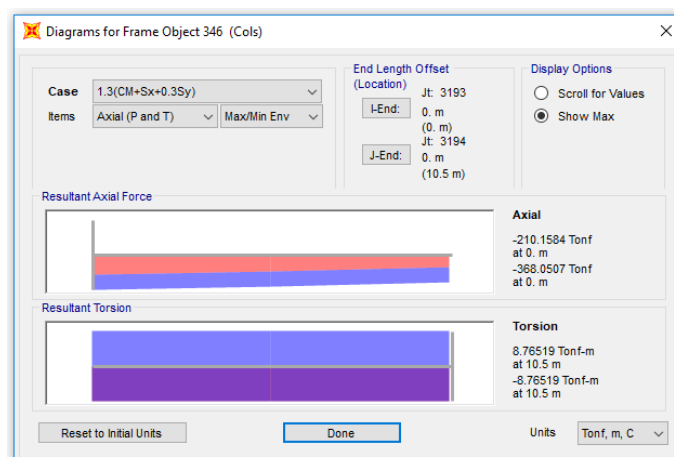
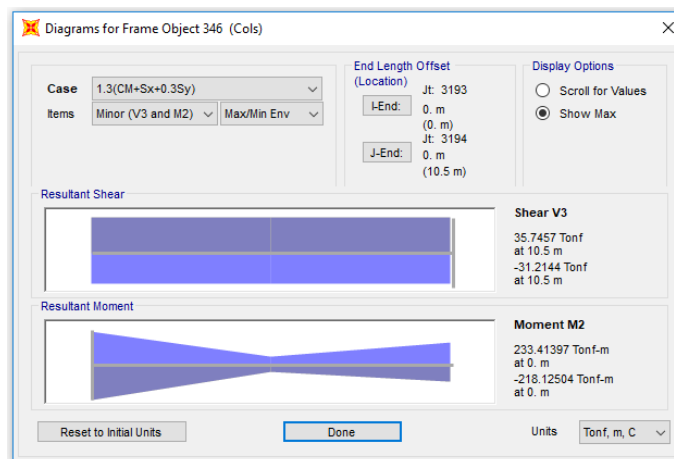
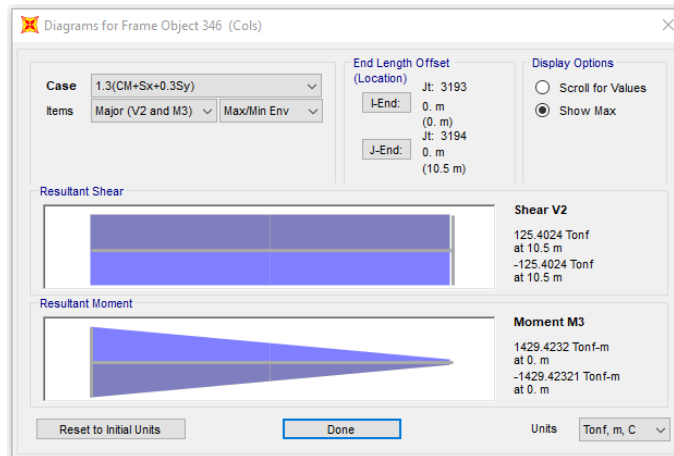


Fig. V. 18 Elementos mecánicos de diseño para la combinación sísmica 1 para la estructura aislada rediseñada

Para la combinación 2 se obtuvieron los resultados que se muestran en la fig. V.19.

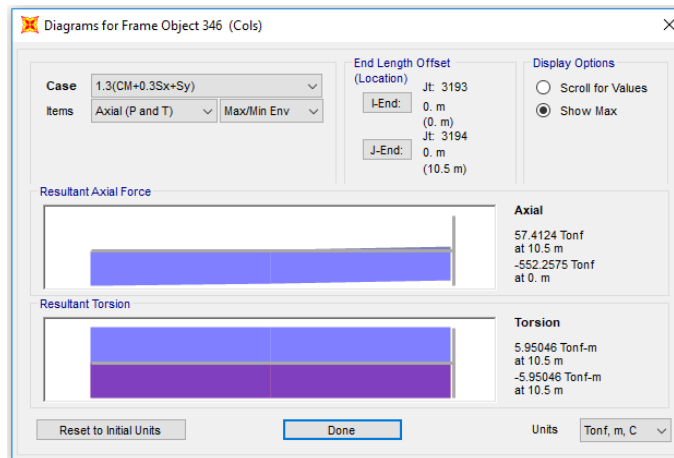
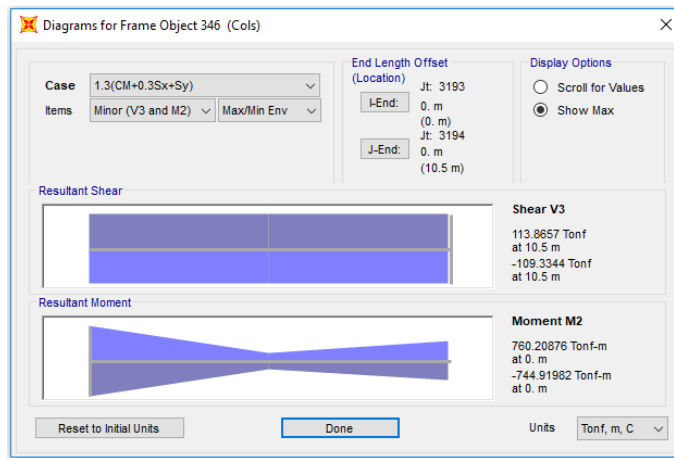
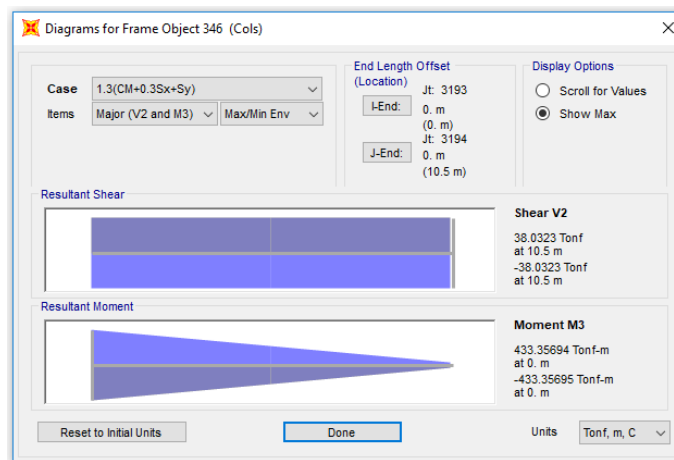


Fig. V. 19 Elementos mecánicos de diseño para la combinación sísmica 2 para la estructura aislada rediseñada

El cortante basal tomado por esta estructura se presenta en la tabla V.9.

Tabla V. 9 Cortante basal en ambas direcciones debido al sismo elástico para la estructura con aislada rediseñada

Dirección	Cortante basal del sismo completo
	Tonf
Longitudinal	866.6299
Transversal	834.0213

V.2.7 Diseño de las columnas de la estructura rediseñada con el sistema de aislamiento

El acero necesario en las columnas que soportan el puente es de 515 cm², correspondiente a un 2.14% de cuantía y que puede ser cubierto con 66 varillas del número 10 distribuidas como se observa en la fig. V.20.

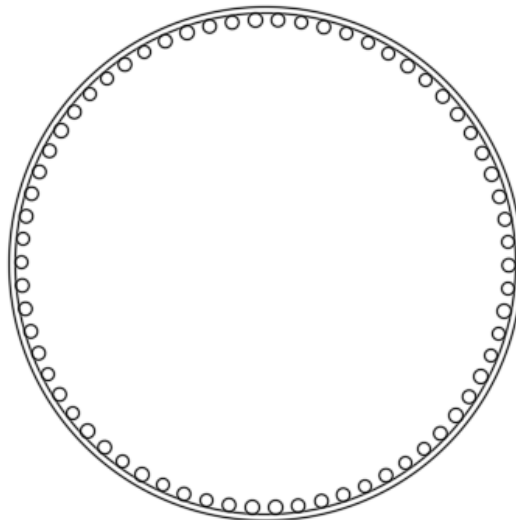


Fig. V. 20 Distribución del acero propuesto en las columnas para la estructura aislada rediseñada

V.2.8 Propiedades y resultados dinámicos de la estructura rediseñada

Los periodos, amortiguamientos y pseudoaceleraciones resultados del análisis de la estructura rediseñada y con aisladores se muestran en la tabla V.10.

Tabla V. 10 Propiedades y resultados dinámicos de la estructura aislada rediseñada en ambas direcciones

Dirección	Periodo	Pseudoaceleración	Amortiguamiento
	s	m/s ²	%
Longitudinal	1.380	4.626	19.47
Transversal	1.326	4.528	21.71

V.2.9 Verificación de los resultados obtenidos

Los resultados obtenidos anteriormente deben ser comparados con los valores permitidos de acuerdo con los métodos y códigos empleados. Primeramente, se compara el desplazamiento de diseño de los aisladores con el desplazamiento en dirección longitudinal de estos dispositivos obtenidos del análisis, el cual es el mayor de ambas direcciones. Se puede observar en la tabla V.11 que, para el caso de la estructura aislada antes del rediseño, el desplazamiento obtenido del programa SAP2000 se encuentra por debajo del estimado en el diseño. Este desplazamiento se obtuvo al considerar los efectos sísmicos en dos direcciones, tomando el 100% de una de estas y el 30% en la otra.

Por otra parte, en el caso de la estructura aislada rediseñada este parámetro se encuentra 2 mm excedido del valor estimado, tabla V.11. Se considera este valor aceptable al ser el aislador una primera propuesta, cuyas propiedades no son las definitivas para el diseño de la estructura, ya que dichas propiedades serán otorgadas por los proveedores después de aplicar varias pruebas de laboratorio sobre los aisladores.

Tabla V. 11 Comparación entre desplazamientos estimados y obtenidos de los aisladores en los casos de estudio

Caso	Desplazamiento estimado	Desplazamiento del programa	Diferencia	Diferencia
	cm	cm	cm	%
Estructura aislada antes del rediseño	19.80	19.60	-0.20	-1.0%
Estructura aislada rediseñada	19.80	20.00	0.20	1.0%

Además de esto, es recomendable de acuerdo con la referencia 25 (MDOC-CFE08) revisar la estructura con un espectro reducido por amortiguamiento efectivo únicamente en los modos afectados por el comportamiento inelástico del aislador. La CFE recomienda considerar el amortiguamiento efectivo para el periodo fundamental con periodos mayores al 80% de este, mientras que para el resto de los modos mantener un amortiguamiento del 5%. A la par de esto, se debe considerar un coeficiente de amortiguamiento de los aisladores igual a cero.

Se muestra en las figs. V.21 y V.22 la comparación entre el espectro propuesto por la CFE y el debido al amortiguamiento producido por los aisladores tanto para la estructura aislada como para la aislada rediseñada. El espectro debido al amortiguamiento de los aisladores se obtuvo considerando todos los modos de vibrar de la estructura junto con la pseudoaceleración tomada por cada uno de ellos, así como un amortiguamiento general igual a 2%.

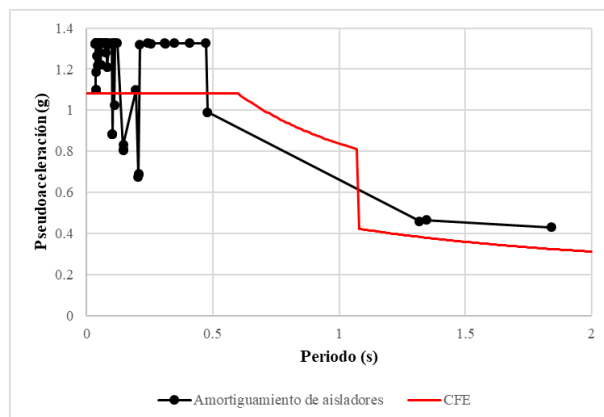


Fig. V. 21 Espectros propuesto de la CFE y del amortiguamiento dado por aisladores para la estructura aislada

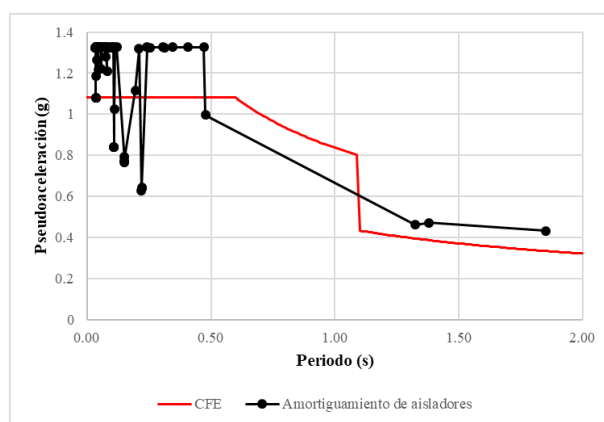


Fig. V. 22 Espectros propuesto de la CFE y del amortiguamiento dado por aisladores para la estructura aislada rediseñada

En las tablas V.12 y V.13 se muestra la comparación entre el cortante basal resultado de SAP y el obtenido con este espectro. Se observa que los resultados entre un método y otro son muy similares, a tal grado que se observó en ambas direcciones, tanto para la estructura aislada como para la aislada rediseñada, que el resultado obtenido con el amortiguamiento dado por los aisladores es mayor que el arrojado por el espectro recomendado de la CFE.

Tabla V. 12 Comparación entre cortante basal con amortiguamiento del aislador y el espectro reducido por amortiguamiento propuesto por la CFE para la estructura aislada

Dirección	Cortante basal resultado de SAP	Cortante basal de espectro MDOC-08 CFE	Relación CFE/SAP
	Tonf	Tonf	%
Longitudinal	861.780	763.507	88.6%
Transversal	848.527	776.092	91.5%

Tabla V. 13 Comparación entre cortante basal con amortiguamiento del aislador y el espectro reducido por amortiguamiento propuesto por la CFE para la estructura aislada

Dirección	Cortante basal resultado de SAP	Cortante basal de espectro MDOC-08 CFE	Relación CFE/SAP
	Tonf	Tonf	%
Longitudinal	866.630	750.768	86.6%
Transversal	834.021	765.468	91.8%

Finalmente, en la referencia 23, se especifica el cortante mínimo que debe resistir una estructura adicionada con un sistema de aislamiento sísmico. Este valor está definido como:

$$V_{min} = \frac{K_{eff1} D_b N_{aisladores}}{QR}$$

Como ya se mencionó anteriormente, el producto QR para diseño de puentes es igual a uno, de acuerdo con la referencia 23. Este parámetro da como resultado 857 Tonf, que distribuido entre las 9 columnas que conforman el puente de estudio tenemos 95 Tonf de cortante por columnas, el cual se afecta por el factor de carga correspondiente (1.3 de acuerdo con las combinaciones establecidas por el AASHTO 1996) y da como resultado final 124 Tonf. Se puede apreciar en los elementos mecánicos para diseño que estos elementos estructurales son diseñados para resistir cortantes mayores al mínimo, por lo que la estructura no tiene problemas con este rubro.

V.2.10 Resultados de los aisladores más representativos de la estructura rediseñada

Para conocer las curvas de histéresis de cada aislador modelado en la estructura fue necesario introducir un acelerograma. Como ya se mencionó anteriormente, al no tener estudios del sitio en el cual se consideró ubicada la estructura, se utilizó el acelerograma del sismo de 1985 dirección Este - Oeste de la Ciudad de México con estación en la SCT.

Cabe mencionar que, para las estructuras aisladas, se consideró un amortiguamiento del 2% en los análisis realizados ya que, al tener un sistema de aislamiento, la estructura no sufre tantas deformaciones y no disipa la energía que disipa una estructura con base rígida. Se muestran a continuación las curvas de histéresis más representativas de cada estribo, figs. V.23 a V.26.

Para los estribos uno y tres, correspondiente al eje 2 y 4, se seleccionaron los aisladores con el siguiente comportamiento, en donde el primero corresponde a un aislador

ubicado al extremo del estribo, y otro es un aislador central. Para ambos estribos, el comportamiento fue el mismo.

Aislador 1

Con paso a paso por integración directa

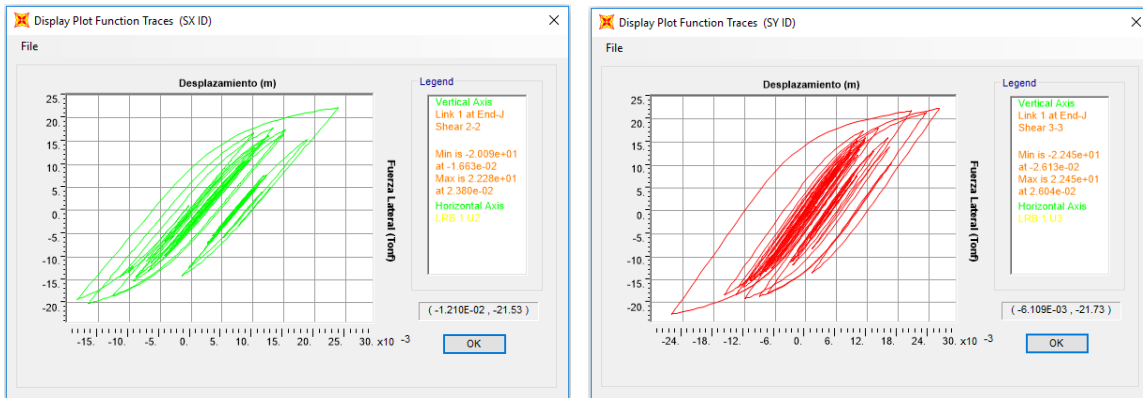


Fig. V. 23 Curvas de histéresis del aislador 1 correspondiente al ubicado en el extremo del estribo 1 con el sismo en ambas direcciones analizado con el método de integración directa

Aislador 3

Con paso a paso por integración directa

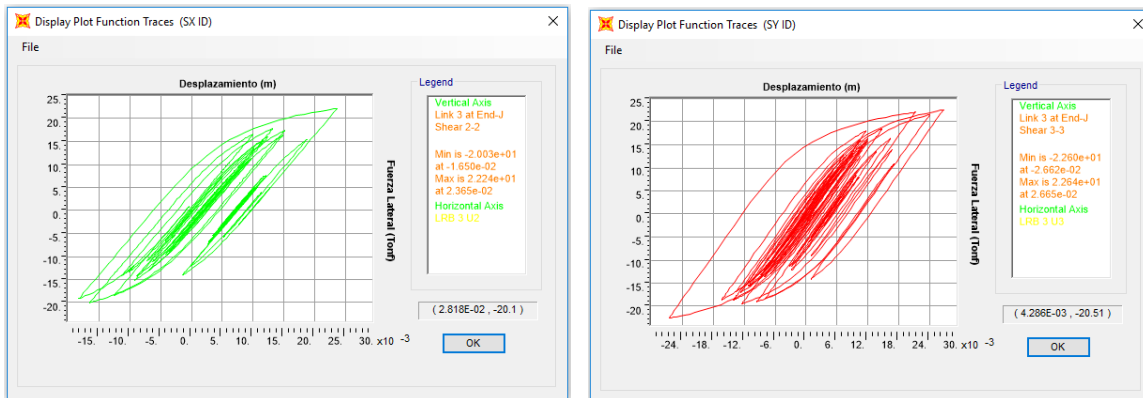


Fig. V. 24 Curvas de histéresis del aislador 3 correspondiente al ubicado en el centro del estribo 1 con el sismo en ambas direcciones analizado con el método de integración directa

Para el estribo dos, correspondiente al eje 3, se seleccionaron los aisladores con el siguiente comportamiento, en donde el primero corresponde a un aislador ubicado al extremo del estribo, y otro es un aislador central.

Aislador 10

Con paso a paso por integración directa

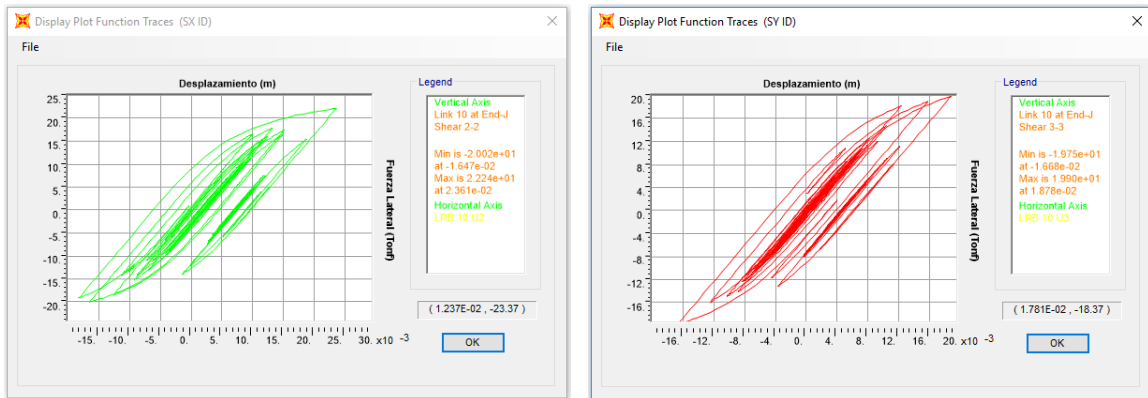


Fig. V. 25 Curvas de histéresis del aislador 10 correspondiente al ubicado en el centro del estribo 2 con el sismo en ambas direcciones analizado con el método de integración directa

Aislador 12

Con paso a paso por integración directa

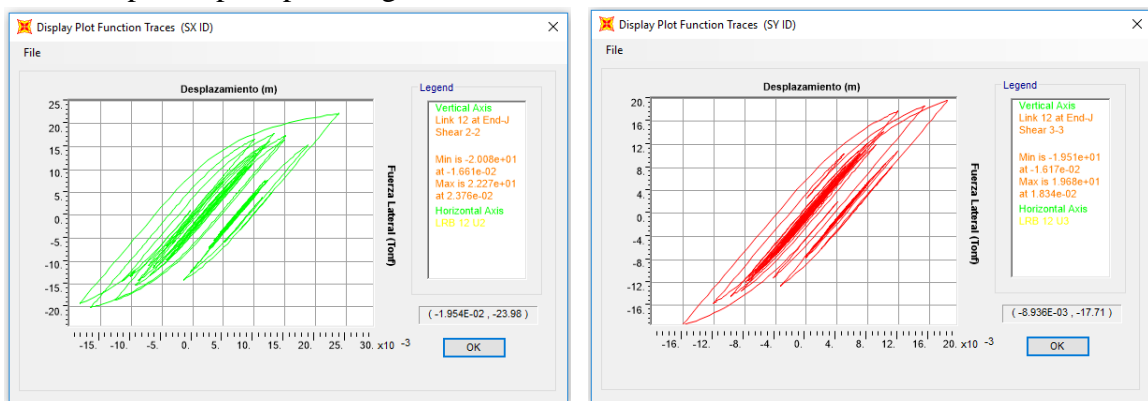


Fig. V. 26 Curvas de histéresis del aislador 12 correspondiente al ubicado en el extremo del estribo 2 con el sismo en ambas direcciones analizado con el método de integración directa

CAPÍTULO VI. – CONCLUSIONES

Del trabajo realizado y mostrado anteriormente se pueden observar diferencias entre los desplazamientos del puente, los elementos mecánicos resultados del análisis estructural, los cortantes basales, las aceleraciones y secciones de las columnas. Adicionalmente, es posible hablar sobre el proceso de selección de los aisladores. Las conclusiones obtenidas se presentan a continuación.

Se puede observar una reducción notable entre el desplazamiento máximo que presento la estructura modelada sobre base rígida con respecto al modelo del puente aislado. Hay una diferencia de 1 cm entre estas dos estructuras en la dirección longitudinal del puente, lo que quiere decir que el desplazamiento de la estructura aislada sin rediseñar se redujo un 29% aproximadamente respecto del desplazamiento del puente modelado en base rígida, como se muestra en la tabla VI.1.

Tabla VI. 1 Comparación entre el desplazamiento obtenido y la distorsión lateral de las estructuras con base rígida y la aislada antes del rediseño en dirección longitudinal

Caso	D _{máx}	Distorsión lateral
	cm	
<i>Dirección Longitudinal</i>		
Con base rígida	3.78	0.0036
Estructura aislada antes del rediseño	2.7	0.0026
Diferencia	1.08	0.0010
Porcentaje	28.57%	28.57%

Por otra parte, en la dirección transversal se observó una diferencia similar de 1.17 cm respecto a la dirección anterior. Sin embargo, en este caso el desplazamiento de la estructura aislada sin rediseñar fue reducido un 51% aproximadamente respecto del desplazamiento del puente con base rígida, mostrado en la tabla VI.2.

Tabla VI. 2 Comparación entre el desplazamiento obtenido y la distorsión lateral de las estructuras con base rígida y la aislada antes del rediseño en dirección transversal

Caso	D _{máx}	Distorsión lateral
	cm	
<i>Dirección Transversal</i>		
Con base rígida	2.30	0.0022
Estructura aislada antes del rediseño	1.13	0.0011
Diferencia	1.17	0.0011
Porcentaje	50.87%	50.87%

Gracias a esto, el puente pudo ser rediseñado. Este rediseño inició proponiendo secciones de columnas de tal manera que se cumpliera con una distorsión lateral máxima permisible de 0.004. El resultado de este rediseño fue la reducción de la sección transversal de las columnas del puente en un 8% aproximadamente respecto al diámetro de la estructura con base rígida. Esta reducción puede ser traducida a volumen de concreto y, con base en esto, se puede observar un ahorro en la cantidad empleada de este material del orden del 15%. Esto se aprecia en la tabla VI.3.

Tabla VI. 3 Comparación entre el diámetro de la sección de las columnas y volumen de concreto de la estructura original con base rígida y la aislada rediseñada

Caso	Diametro	Volumen por columna	Volumen Total
	m	m ³	m ³
Con base rígida	1.95	29.86	268.78
Estructura aislada rediseñada	1.80	25.45	229.02
Diferencia	0.15	4.42	39.76
Diferencia	7.7%	14.8%	14.8%

Respecto a los elementos mecánicos para diseño, se puede observar que estos no tuvieron una reducción importante. Sin embargo, esto se atribuye a las combinaciones de diseño ya que, en estas, de acuerdo con recomendaciones actuales sobre estructuras aisladas (referencia 23), el sismo de diseño no fue reducido por un factor de sobrerresistencia ni por un factor de comportamiento sísmico; lo que implica un comportamiento elástico de la estructura pues se busca que esta no disipe energía mediante la deformación de sus elementos estructurales, situación que sí sucede en el comportamiento inelástico.

A pesar de que los elementos mecánicos para diseño no son un buen parámetro para realizar una comparación, el cortante basal, por otro lado, si lo es. Entre la estructura modelada con base rígida y la estructura aislada sin ser rediseñada se observa una disminución del cortante basal de 1045 Tonf en la dirección longitudinal y 1082 Tonf en la dirección transversal. Estos valores representan un 55% y 56% respectivamente de los cortantes basales de la estructura sin aisladores, los cuales se presentan en la tabla VI.4.

Tabla VI. 4 Comparación entre el cortante basal obtenido las estructuras con base rígida y la aislada en ambas direcciones

Caso	V _b longitudinal	V _b transversal
	Tonf	Tonf
Con base rígida	1907.482	1931.49
Estructura aislada antes del rediseño	861.7804	848.53
Diferencia	1045.70	1082.96
Porcentaje	54.82%	56.1%

Por otra parte, al comparar la estructura sin aisladores y la estructura aislada rediseñada, podemos observar una reducción del cortante basal de 1040 Tonf y 1097 Tonf en las direcciones longitudinal y transversal respectivamente. Esto nos indica que el cortante basal en dirección longitudinal disminuyó un 55% aproximadamente; mientras que, en la dirección transversal, el cortante basal tuvo un declive del orden del 57%, tabla VI.5.

Tabla VI. 5 Comparación entre el cortante basal obtenido las estructuras con base rígida y la aislada rediseñada en ambas direcciones

Caso	V_b longitudinal	V_b transversal
	Tonf	Tonf
Con base rígida	1907.482	1931.49
Estructura aislada rediseñada	866.6299	834.02
Diferencia	1040.85	1097.47
Porcentaje	54.57%	56.8%

De igual manera se puede hacer la comparación entre las propiedades dinámicas de las tres estructuras analizadas. Se observa un aumento notable del periodo de vibrar de la estructura en las dos direcciones de análisis.

Mientras que en dirección longitudinal el periodo de la estructura con base rígida aumenta 3 veces más aproximadamente respecto a la estructura aislada sin rediseñar, en la dirección transversal el periodo aumenta hasta casi 5 veces más, como se observa en la tabla VI.6. Esto se debe a que la estructura sin aislamiento presentaba mayor rigidez en esta dirección, sin embargo, al introducir los aisladores de base, la rigidez en una dirección respecto a la otra es casi igual. De ahí por qué los periodos en ambas direcciones de la estructura aislada sin rediseñar son muy parecidos.

Tabla VI. 6 Comparación entre el periodo obtenido las estructuras con base rígida y la aislada en ambas direcciones

Caso	T longitudinal	T transversal
	s	s
Con base rígida	0.439	0.274
Estructura aislada antes del rediseño	1.345	1.317
Porcentaje	306%	481%

Al rediseñar la estructura gracias al aislamiento, se puede notar un incremento extra en el periodo de la estructura respecto a la estructura original. Este incremento es del orden de 3 veces más en la dirección longitudinal y casi 5 veces en la transversal, presentados en la tabla VI.7.

Tabla VI. 7 Comparación entre el periodo obtenido las estructuras con base rígida y la aislada rediseñada en ambas direcciones

Caso	T longitudinal	T transversal
	s	s
Con base rígida	0.439	0.274
Estructura aislada rediseñada	1.38	1.326
Porcentaje	314%	484%

Adicionalmente, la aceleración tomada por la estructura aislada sin rediseñar fue 57% menor que la tomada por el puente con base rígida tanto en dirección longitudinal como transversal, lo que implica una diferencia del orden de 6 m/s^2 , tabla VI.8.

Tabla VI. 8 Comparación entre la aceleración tomada por las estructuras con base rígida y la aislada en ambas direcciones

Caso	Aceleración	Aceleración
	dirección longitudinal	dirección transversal
	m/s^2	m/s^2
Con base rígida	10.595	10.595
Estructura aislada antes del rediseño	4.561	4.511
Diferencia	6.03	6.08
Porcentaje	56.95%	57.4%

Además de esto, se puede observar en la tabla VI.9 un aumento en la relación de amortiguamiento pues este valor en un inicio fue del 5%, que es el convencional para estructuras con base rígida, al 21% y 22% en las direcciones longitudinal y transversal respectivamente. Cabe mencionar que se otorgó un amortiguamiento del 2% a la estructura en general pues se asume que esta no amortigua energía mediante la deformación de sus elementos estructurales.

Tabla VI. 9 Comparación entre el amortiguamiento de las estructuras con base rígida y la aislada en ambas direcciones

Caso	Amortiguamiento	Amortiguamiento
	0 dirección longitudinal	0 dirección transversal
	%	%
Con base rígida	5.000	5.00
Estructura aislada antes del rediseño	20.91	22.09
Porcentaje	418%	442%

Por otra parte, se puede apreciar que existe una diferencia en la aceleración entre la estructura con base rígida y la estructura aislada rediseñada del orden de 6 m/s^2 , similar a la mencionada dos párrafos atrás, lo que representa una disminución de 56% y 57%

aproximadamente de este parámetro en las direcciones longitudinal y transversal respectivamente, presentado en la tabla VI.10.

Tabla VI. 10 Comparación entre la aceleración tomada por las estructuras con base rígida y la aislada rediseñada en ambas direcciones

Caso	Aceleración	Aceleración
	dirección longitudinal	dirección transversal
	m/s ²	m/s ²
Con base rígida	10.595	10.595
Estructura aislada rediseñada	4.626	4.528
Diferencia	5.97	6.07
Porcentaje	56.34%	57.3%

De igual manera, se observa un aumento en el amortiguamiento de casi 4 veces en las direcciones longitudinal y transversal respectivamente entre la estructura aislada rediseñada y la modelada sin aislamiento, mostrado en la tabla VI.11. Se aprecia además que los valores presentados por la estructura aislada rediseñada son menores que la estructura aislada sin rediseñar. Esto debido a que el amortiguamiento general de la estructura aislada está en función de su rigidez efectiva. Al tener secciones con menor sección transversal, la rigidez efectiva del conjunto disminuye y por ende su amortiguamiento.

Tabla VI. 11 Comparación entre el amortiguamiento de las estructuras con base rígida y la aislada rediseñada en ambas direcciones

Caso	Amortiguamiento	Amortiguamiento
	0 dirección longitudinal	0 dirección transversal
	%	%
Con base rígida	5.000	5.00
Estructura aislada rediseñada	19.47	21.71
Porcentaje	389%	434%

Se pudo observar que el comportamiento del nodo elegido de la cubierta cambió notablemente de un caso a otro. Comparando el puente con base rígida con el aislado sin rediseñar, los desplazamientos del nodo 910 aumentaron de 0.9 cm a 4.22 cm, es decir 4.7 veces más aproximadamente de su desplazamiento original en la dirección longitudinal, mientras que en la transversal este aumento fue del orden de 6.5 veces más, pues aumento de 0.4 cm a 2.63 cm. Esto se puede apreciar en la tabla VI.12.

Tabla VI. 12 Comparación entre el desplazamiento de la cubierta de las estructuras con base rígida y la aislada antes del rediseño en ambas direcciones

Caso	Desplazamiento en la cubierta	Desplazamiento en la cubierta
	dirección longitudinal	dirección transversal
	cm	cm
Con base rígida	0.90	0.40
Estructura aislada antes del rediseño	4.22	2.63
Porcentaje	469%	658%

Por otro lado, entre la estructura sin aislamiento y la aislada rediseñada, los aumentos fueron mucho mayores debido a que la rigidez de la segunda estructura mencionada es menor respecto a la estructura aislada sin rediseñar. El aumento en el desplazamiento fue del orden de 5 veces más, pasando de 0.9 cm a 4.43 cm en la dirección longitudinal, mientras que en la dirección transversal el aumento fue de 0.4 cm a 2.74 cm, lo que representa ser 6.8 veces más grande que el desplazamiento original aproximadamente, como se puede observar en la tabla VI.13.

Tabla VI. 13 Comparación entre el desplazamiento de la cubierta de las estructuras con base rígida y la aislada rediseñada en ambas direcciones

Caso	Desplazamiento en la cubierta	Desplazamiento en la cubierta
	dirección longitudinal	dirección transversal
	cm	%
Con base rígida	0.900	0.40
Estructura aislada rediseñada	4.427	2.74
Porcentaje	492%	685%

Respecto a las curvas de histéresis se puede apreciar que los aisladores tienen un comportamiento aceptable. Se observa que en la dirección transversal los aisladores ubicados en los estribos de los ejes 2 y 4 presentan en la curva de histéresis un comportamiento similar entre ellos, pero diferente a los ubicados en el eje 3 de la estructura ubicado en el centro de esta. Se nota que los aisladores de los extremos disipan mayor energía que los centrales. Esto es debido a que en los puntos de apoyo extremos del puente se colocaron deslizadores y no aisladores. Esto implica un mayor desplazamiento en estos extremos, el cual van disminuyendo conforme nos acercamos al centro gracias al incremento de rigidez.

Se puede apreciar una diferencia entre el puente analizado con el método paso a paso con integración directa y el analizado con el método de análisis modal. Se toma el primero de estos como el más acertado debido a que este análisis resuelve la ecuación de movimiento para cada instante del acelerograma.

Es de importante mencionar que, para facilidad del análisis, se utilizó la intensidad de Arias para reducir la cantidad de datos con los cuales fueron analizadas las estructuras en cuestión; recordando que, este concepto nos dice que entre el 5% y el 95% de la intensidad de Arias se encuentran las aceleraciones más significativas del acelerograma, es decir, las aceleraciones que más daños pueden causar a una estructura.

Es importante mencionar que se utilizó el acelerograma del sismo de 1985 con estación en la SCT únicamente para fines académicos, pero este no es muy representativo del lugar ya que este registro fue tomado en un lugar totalmente diferente al lugar en donde se desplantará la estructura. Para tener resultados más representativos, es necesario contar no solo con uno sino con varios acelerogramas de sitio (también llamados sintéticos) provenientes de estudios de riesgo sísmico, siendo el más desfavorable el que presente las peores condiciones con base en los resultados del análisis estructural.

Una desventaja notable en el uso de estos dispositivos es que el diseño elástico de la estructura principal puede conducir a una estructura con una inversión inicial mayor a la estructura realizada con un diseño convencional. Se pudo observar en este caso que, a pesar de reducir 15 cm el diámetro de la sección transversal de las columnas, lo que representa una disminución del 15% del volumen total de concreto, se presentó un incremento significativo en el acero de refuerzo para estos elementos (50% y 80% para la estructura aislada y aislada rediseñada respectivamente).

Sin embargo, la ventaja principal de utilizar sistemas de protección sísmica es el mejor comportamiento que presentan las estructuras ante sismos. Se puede observar que el comportamiento del puente cambio significativamente, tanto en desplazamientos, en cortantes y en el amortiguamiento. Además de esto, y como ya se ha mencionado, con ayuda de estos dispositivos la estructura queda dentro del rango elástico, evitando que esta disipe energía mediante la deformación de sus elementos ya que este trabajo lo realizan los aisladores. A largo plazo, esto permitirá a la estructura estar en perfectas condiciones después de un sismo cualquiera, es decir su funcionalidad no se verá afectada debido a daños y reparaciones que existirían si esta entrara en rango inelástico.

Cabe mencionar que esto es solo el inicio del proceso de selección ya que la siguiente etapa es la comunicación entre el proveedor y el estructurista. Esto consiste en solicitar al proveedor un aislador con las propiedades requeridas y que ellos nos realimenten con un aislador con propiedades determinadas de manera experimental en pruebas de mesa vibradora bajo diversos ciclos de carga.

Posteriormente, este nuevo aislador se introduce al modelo analítico y se observa el comportamiento de la estructura de la misma manera como la realizada en este trabajo. Si este aislador cumple con el comportamiento deseado en la estructura, se solicita al

proveedor estos aisladores físicamente para ser colocados en la estructura en cuestión; si no cumple con lo deseado, se solicita al proveedor otro aislador que cumpla con nuevas características resultado del análisis con el aislador anterior.

Desafortunadamente, lo mencionado en el párrafo anterior está fuera de los límites de este trabajo ya que, al ser un proyecto académico, no se cuenta con una relación continua con los proveedores mencionados.

Con base en todo lo mencionado anteriormente en este capítulo, se puede concluir generalmente que el aislador, a pesar de haber sido seleccionado sin mucho detalle, cumple con la función que requerimos, ya que, los parámetros descritos anteriormente, presentan considerables reducciones respecto a los originales de la estructura con base rígida.

REFERENCIAS

1. Oyanedel, J.P. (2012). México: Los terremotos más grandes en la historia del país. 2017, de FayerWayer Sitio web: <https://www.fayerwayer.com/2012/03/mexico-los-terremotos-mas-grandes-en-la-historia-del-pais/>
2. Calderón, G. (2015). Los sismos en la historia de México. 2017, de Wradio Sitio web: http://wradio.com.mx/radio/2015/09/17/sociedad/1442552040_763876.html
3. Páramo, A. (2017). Cuando la ciudad perdió su Ángel en el terremoto de 1957. 2017, de Excelsior Sitio web: <http://www.excelsior.com.mx/2011/07/28/comunidad/756702#imagen-2>
4. Rosenblueth, E., García Acosta V., Rojas Rabiela, T., Orozco Castellanos, J. & Núñez de la Peña, F. (1992). Macrosismos. Aspectos físicos, sociales, económicos y políticos. Ciudad de México: Impresores Cuadratín y Medio.
5. Zócalo. (2013). Efectos y consecuencias del terremoto de 1985. 2017, de Zócalo Sitio web: <http://www.zocalo.com.mx/seccion/articulo/efectos-y-consecuencias-del-terremoto-de-1985>
6. Temblores en México. (2015). Sismo del 85. 2017, de Temblores en México Sitio web: <http://www.tembloresenmexico.com/index.php/sismo-del-85>
7. eitb.eus. (2017). Los tres sismos de las últimas semanas dejan más de 430 muertos en México. 2017, de eitb.eus Sitio web: <http://www.eitb.eus/es/noticias/internacional/detalle/5105159/terremoto-mexico-19-septiembre-2017-noticias-sismo-dia-26/>
8. Infobae. (2017). La autopista México-Acapulco, destruida por el terremoto. 2017, de Infobae Sitio web: <https://www.infobae.com/america/mexico/2017/09/19/la-autopista-mexico-acapulco-destruida-por-el-terremoto/>
9. López, J. (2017). Grietas y fracturas en Línea 12 dejan sin servicio 6 estaciones. 2018, de Excelsior Sitio web: <http://www.excelsior.com.mx/comunidad/2017/09/20/1189627>
10. CNN Español. (2017). Esto es lo que sabemos a un mes del sismo del 19 de septiembre. 2018, de Expansión Sitio web: <https://expansion.mx/nacional/2017/10/19/esto-es-lo-que-sabemos-a-un-mes-del-sismo-del-19-de-septiembre>

11. Gutiérrez, H. & Rodea, F. (2017). Ya no hay víctimas en escombros de multifamiliar Tlalpan: Protección Civil. 2018, de El Financiero Sitio web: <http://www.elfinanciero.com.mx/nacional/ya-no-hay-victimas-en-escombros-de-multifamiliar-tlalpan-proteccion-civil.html>
12. Guzmán, S. (2017). Habitantes de Multifamiliar Tlalpan, en la incertidumbre. 2018, de La Silla Rota Sitio web: <https://lasillarota.com/metropoli/habitantes-de-multifamiliar-tlalpan-en-la-incertidumbre/182629>
13. Cantera, S. (2017). Aeropuerto de la CDMX detalla operaciones tras el sismo. 2018, de El Universal Sitio web: <http://www.eluniversal.com.mx/cartera/telecom/aeropuerto-de-la-cdmx-detalla-operaciones-tras-el-sismo>
14. Bautista, E. (2017). 5 muertos y 40 heridos en Tec de Monterrey campus CDMX. 2018, de El Financiero Sitio web: <http://www.elfinanciero.com.mx/nacional/reportan-derrumbes-y-heridos-en-tec-campus-ciudad-de-mexico.html>
15. López, C., Retamales, R. & Kannegiesse, T. (noviembre 2011). Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía. *Protección Sísmica de Estructuras*, 29, 35.
16. Álvarez Chombo, J. (2017). Reducción de la respuesta de una torre de control con el empleo de un disipador de masa sólida sintonizada. Ciudad de México: Tesis de Licenciatura Facultad de Ingeniería UNAM.
17. Bonilla Sosa, L. (2012). Teoría del aislamiento sísmico para edificaciones. Ciudad de México: Tesis de Licenciatura Facultad de Ingeniería UNAM.
18. Rico, L. & Chio, G. (2012). Uso de aisladores de base en puentes de concreto simplemente apoyados, 16, 124.
19. Constantin, C. & André, F. (2006). Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation. Italia: IUS PRESS.
20. MAGEBA (2018). Catálogo de aisladores de base con núcleo de plomo.
21. Farzad, N. & James, M.K. (1999). Design of seismic isolated structures. Estados Unidos: John Wiley & Sons, Inc.

22. AASHTO (1996). Standard Specification for Highway Bridges. Estados Unidos: AASHTO.
23. ASCE/SEI 7-10 (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Estados Unidos: American Society of Civil Engineers.
24. Comisión Federal de Electricidad (1993). Manual de Diseño de Obras Civiles por sismo. México: CFE.
25. Comisión Federal de Electricidad (2008). Manual de Diseño de Obras Civiles por sismo. México: CFE.