



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“ESTUDIO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DEL
PUENTE VIADUCTO ATIZAPÁN CON Y SIN
APOYOS ELASTOMÉRICOS”**

T E S I S

Presentada a la División de Ingenierías Civil
y Geomática de la Facultad de Ingeniería

Por:

Alejandra Vélez Mayo

Para obtener el título de licenciado en:

Ingeniería Civil

Dirigida por: M. I. Octavio García Domínguez



AGRADECIMIENTOS

A Dios, por las alegrías y dificultades que he pasado, ya que gracias a ellas he sabido salir adelante y ser mejor día con día.

A mi hija Andrea Citlali, ella es mi inspiración y es la que me da fuerza y ánimos con una sola de sus sonrisas, me da alegría y amor, gracias por ser tan tierna y cariñosa.

A Armando, por tus palabras de aliento, porque sé que puedo contar contigo en todo momento, por todas las experiencias que hemos compartido al formar una nueva familia y por tu cariño gracias.

A mis padres Anastasia y Sergio, por su ejemplo a seguir de superación constante, su amor, consejos, apoyo incondicional y tantos sacrificios que hicieron por darme una educación, gracias.

A mis hermanos Sergio y Sonia, que me han brindado en todo momento su amor, respaldo y confianza.

	Página
INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES.....	1
I. TECNICAS UTILIZADAS PARA EL AISLAMIENTO SÍSMICO.....	4
I.1 Dispositivos de control pasivo.....	4
I.2 Dispositivos de control activo.....	11
II. CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS.....	13
III. DISEÑO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS.....	18
III.1 Especificaciones de diseño.....	18
III.2 Indicaciones generales.....	18
III.2.1 Aplicación.....	18
III.2.2 Tipos de dispositivos de apoyo.....	18
III.2.2.1 De elastómero reforzado simples.....	18
III.2.2.2 De elastómero reforzado deslizantes.....	18
III.2.2.3 De elastómero reforzado a tope o fijos.....	18
III.2.3 Nomenclatura.....	19
III.2.4 Cálculo de acciones y solicitaciones.....	22
III.2.4.1 Cargas Verticales.....	22
III.2.4.2 Cargas Horizontales.....	22
III.2.4.3 Deformaciones horizontales de los dispositivos.....	22
III.2.4.4 Deformaciones por rotación de los dispositivos.....	23
III.2.4.5 Combinaciones de cargas para verificar los dispositivos de apoyo.....	23
III.3 Dispositivos de apoyo de elastómero reforzado simples.....	24
III.3.1 Esfuerzos, deformaciones y limitaciones.....	24
III.3.1.1 Deformación por compresión.....	24
III.3.1.2 Esfuerzo por cortante.....	25
III.3.1.2.1 Por compresión.....	25
III.3.1.2.2 Por distorsión o deformación horizontal.....	25
III.3.1.2.3 Por rotación o giro.....	27
III.3.1.2.4 Limitación del esfuerzo cortante total.....	27
III.3.1.3 Limitación de esfuerzos medios.....	28
III.3.1.4 Condición para evitar el desplazamiento o deslizamiento.....	28
III.3.1.5 Condición para evitar el pandeo.....	28
III.3.1.6 Condición para evitar el levantamiento.....	28
III.3.1.7 Dimensionamiento de las placas metálicas.....	29
III.4 Dispositivos especiales de apoyo.....	29
III.5 Ejemplos.....	29
III.5.1 Ejemplo 1.....	29
III.5.1.1 Cargas verticales.....	29
III.5.1.2 Cargas horizontales.....	30
III.5.1.3 Giros en el extremo del tramo.....	31

	Página
III.5.1.4 Deformaciones Horizontales (Lineales).....	33
III.5.1.5 Dimensionamiento de los dispositivos de apoyo.....	34
III.5.2 Ejemplo 2.....	38
III.5.2.1 Cargas verticales.....	38
III.5.2.2 Cargas horizontales.....	39
III.5.2.3 Giros en el extremo del tramo.....	40
III.5.2.4 Deformaciones Horizontales.....	41
III.5.2.5 Dimensionamiento de los dispositivos de apoyo.....	42
III.6 Estructuras Continuas.....	45
III.6.1 Superestructuras continuas.....	45
III.6.2 Marcos Rígidos.....	47
III.7 Ayudas de diseño.....	48
IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE “VIADUCTO ATIZAPÁN”....	51
IV.1 Descripción de la estructura.....	52
IV.2 Consideraciones e hipótesis.....	60
IV.3 Estimación de cargas.....	66
IV.4 Modelo estructural con apoyos de neopreno.....	67
IV.5 Modelo estructural sin apoyos de neopreno.....	67
V. PRESENTACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	68
V.1 Formas modales.....	68
V.2 Desplazamientos.....	69
V.3 Elementos mecánicos.....	73
VI. CONCLUSIONES.....	79
BIBLIOGRAFÍA.....	81

INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES.

En el valle de la Ciudad de México se registra una actividad sísmica de magnitud considerable, por consiguiente se debe tener especial cuidado en el diseño de estructuras. Dependiendo del tipo de suelo en donde se va a construir, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) ha establecido una clasificación geotécnica en la que se identifican tres tipos de zonas en el Valle de México y son:

Zona I. La zona de lomas, que está formada por rocas o suelos firmes en los que superficialmente puede existir depósitos arenosos o cohesivos relativamente blandos. Frecuentemente se encuentran oquedades en rocas, cavernas y túneles excavados para la explotación de minas de arenas.

Zona II. La zona de transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m. de profundidad, se constituye por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, de espesor variable.

Zona III. La zona lacustre, está integrada por depósitos de arcillas muy compresible, separada por capas arenosas de consistencia muy firme y dura con espesores variables, el espesor de este conjunto puede ser superior a los 50 m.

Además de las cargas gravitacionales, las estructuras están sujetas a diversas sollicitaciones accidentales entre las que se encuentran el viento, sismo, etc. El RCDF clasifica a las estructuras en dos grupos de acuerdo con su importancia:

1. Grupo A, son construcciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales muy altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones, estadios, etc.
2. Grupo B, es en donde se encuentran las estructuras que no se incluyen en el grupo A.

Tomando en cuenta lo anterior, una de las estructuras que debe estar en buen servicio después de cualquier sismo son los puentes, en él se tienen un elevado número de vehículos que circulan diariamente y pueden ser usados para emergencia y servicios.

Siendo los puentes estructuras que pertenecen al grupo A, según el RCDF, en México no hay una normatividad para su diseño sísmico y generalmente se tienen

que recurrir a otras normas como del American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) o, en ocasiones, se adaptan las normas para el diseño de edificios.

Como no se tiene una normatividad para el diseño sísmico en puentes, se han empleado métodos estáticos de análisis, el cual emplea fuerzas laterales que se aplican en la punta de las pilas que equivalen a una fracción del peso de la superestructura y por lo tanto puede haber variaciones en dichas fuerzas.

Hoy en día, gracias al desarrollo de las computadoras se han podido realizar análisis dinámicos de forma más precisa, aunque hay aspectos todavía difíciles de tomar para el análisis sísmico de puentes, como los movimientos locales en los apoyos, movimientos fuera de fase y la no linealidad dada por la pérdida de presfuerzo.

En la actualidad se tienen diversos métodos de diseño sísmico, cuyo objetivo es disminuir los efectos de los sismos en las estructuras. Dichos métodos tratan de proporcionar a las estructuras la resistencia necesaria para contener las fuerzas laterales inducidas dinámicamente, manteniendo a la estructura en condiciones aceptables. Recientemente los métodos de diseño han incorporado la ductilidad, estabilidad y disipación de energía bajo carga cíclica, en los elementos estructurales con lo que se intenta reducir la respuesta sísmica, modificando sus propiedades dinámicas y aumentando su disipación de energía. Para esto; se han desarrollado los sistemas de aislamiento sísmico o sistemas de control pasivo, los cuales son mecanismos que se colocan entre la estructura y la cimentación, que aumentan la flexibilidad del sistema y proporciona un nivel de amortiguamiento adecuado para evitar grandes deformaciones.

Los sistemas de protección sísmica (aislamiento y disipación) también son utilizados para el diseño de puentes carreteros. Hay varios tipos, como los sistemas de disipación de energía o los sistemas de control activo, cuya función principal es eliminar las vibraciones mediante la aplicación de fuerzas externas que son controladas por computadora que operan según el desplazamiento registrado en los sensores que son colocados estratégicamente en la estructura. Los sistemas de control activo incrementan el período natural de la estructura por arriba del rango del período contenido en el movimiento sísmico y con el amortiguamiento adecuado se disipa la energía. La principal desventaja de estos sistemas es su alto costo, comparado con los sistemas de control pasivo como los aisladores y disipadores sísmicos; este tipo de sistemas han sido usados generalmente en edificios y es muy poca la información con que se cuenta en la aplicación al caso de los puentes. Entre estos se encuentran los llamados apoyos elastoméricos.

Las fallas en los puentes son provocados generalmente por los desplazamientos relativos producidos entre la superestructura y la subestructura (estribos, pilas o columnas) debido a la falta de área de apoyo o al mal funcionamiento de los sistemas de apoyo. Los usos frecuentes que se les han dado a los apoyos

elastoméricos son la distribución de cargas de la superestructura o calzada del puente a la subestructura, además de absorber asentamientos diferenciales o irregularidades en los apoyos del puente.

Aunque existe una basta información sobre las propiedades mecánicas y dinámicas de los elastómeros, poco han sido utilizados como sistemas para reducir la respuesta sísmica. Su costo de fabricación e instalación es bajo en comparación con los otros sistemas de aislamiento. Recientemente se ha aumentado el uso de apoyos elastoméricos en edificios y puentes sometidos a sismos para aislar a la estructura del movimiento del terreno y así disminuir su respuesta.

Con base en lo anterior, en este trabajo se realiza una revisión de los apoyos elastoméricos reforzados usados como sistemas de aislamiento en un puente real de dimensiones considerables, con el fin de comparar su respuesta estructural.

Para ello se realizó un modelo estructural del puente “Viaducto Atizapán” con los apoyos de neopreno y otro sin los apoyos de neopreno. Los resultados obtenidos se comparan con la respuesta estructural y se proporcionan las conclusiones y recomendaciones más relevantes.

Para un mejor conocimiento de la respuesta de los puentes de concreto ante sismos intensos se deben definir tres tipos de respuesta ante excitaciones sísmicas según su amplitud: de baja amplitud, de amplitud moderada y de gran amplitud.

Cuando estamos en el primer caso, es decir, de baja amplitud, los elementos estructurales tienen un comportamiento elástico lineal, por lo tanto es posible aplicar las hipótesis que señala el análisis modal espectral. En México generalmente se considera este caso.

Si se tiene una respuesta sísmica de amplitud moderada, algunos de los elementos estructurales están en el rango de comportamiento no lineal, por lo tanto, la hipótesis de linealidad deja de ser aceptable.

Si la respuesta es de gran amplitud, se tiene que los desplazamientos son comparables a las dimensiones de los elementos estructurales, teniéndose un comportamiento no lineal de tipo geométrico. Este caso no tiene interés práctico ya que dichos niveles de desplazamiento no se permiten en el diseño de puentes.

Adicionalmente en este trabajo presenta una breve descripción de los diversos tipos de dispositivos de control pasivo y de control activo de mayor uso en la actualidad, sus propiedades y construcción de los mismos, así como también el método de diseño de apoyos elastoméricos según las Normas de Diseño Francesas del Servicio de Estudios Técnicos de Caminos y Autopistas (SETRA), del Ministerio del Equipamiento.

I. TÉCNICAS UTILIZADAS PARA AISLAMIENTO SÍSMICO.

Se han hecho varios intentos para reducir los daños provocados de los temblores, mediante el desarrollo de elementos que se incorporan a las estructuras, para modificar sus propiedades dinámicas, y en algunos casos, incrementar su capacidad de disipación de energía.

Los dispositivos se han agrupado como función de su forma de trabajo en:

- Dispositivos de control pasivo.
- Dispositivos de control activo.

I.1. DISPOSITIVOS DE CONTROL PASIVO.

En la actualidad hay cuatro sistemas principales:

- Disipadores de energía.
- Aisladores de base.
- Osciladores resonantes.
- Cables de presfuerzo.

Disipadores de energía.

Se ubican generalmente en contravientos, tienen como finalidad modificar la rigidez de la estructura y buscan concentrar en ellos la mayor parte de la disipación de la energía. Para su funcionamiento dependen de los desplazamientos relativos de entrepiso; generalmente se combinan con aisladores de base. Se agrupan de acuerdo con la manera en que disipan energía en:

- Dispositivos de materiales con comportamiento elastoplástico.
- Por extrusión.
- Por fricción.
- Dispositivos de materiales con comportamiento viscoso y viscoelástico.

Dispositivos de materiales con comportamiento elastoplástico.

Tienen un comportamiento histerético como el presentado en la figura I.1, en donde la pendiente de la zona inelástica depende de las características de cada

dispositivo y la disipación de energía es mayor conforme se incrementa el área bajo la curva.

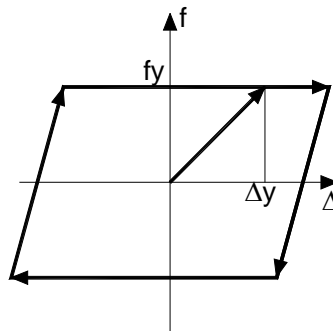


Figura I.1. Comportamiento Elastoplástico.

Un ejemplo de este tipo de dispositivos es el de forma de U, figura I.2, se trata de dos placas en forma de U que disipan energía al desplazarse una cara con respecto a la otra. La parte central se une a un nivel de la estructura y las partes extremas al nivel inmediato superior mediante barras. Los desplazamientos relativos entre los niveles ocasionan un movimiento mediante el cual se disipa la energía, figura I.3.

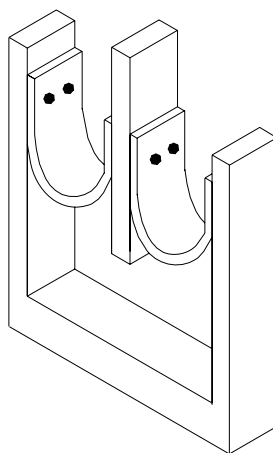


Figura I.2. Dispositivos en Forma de U.

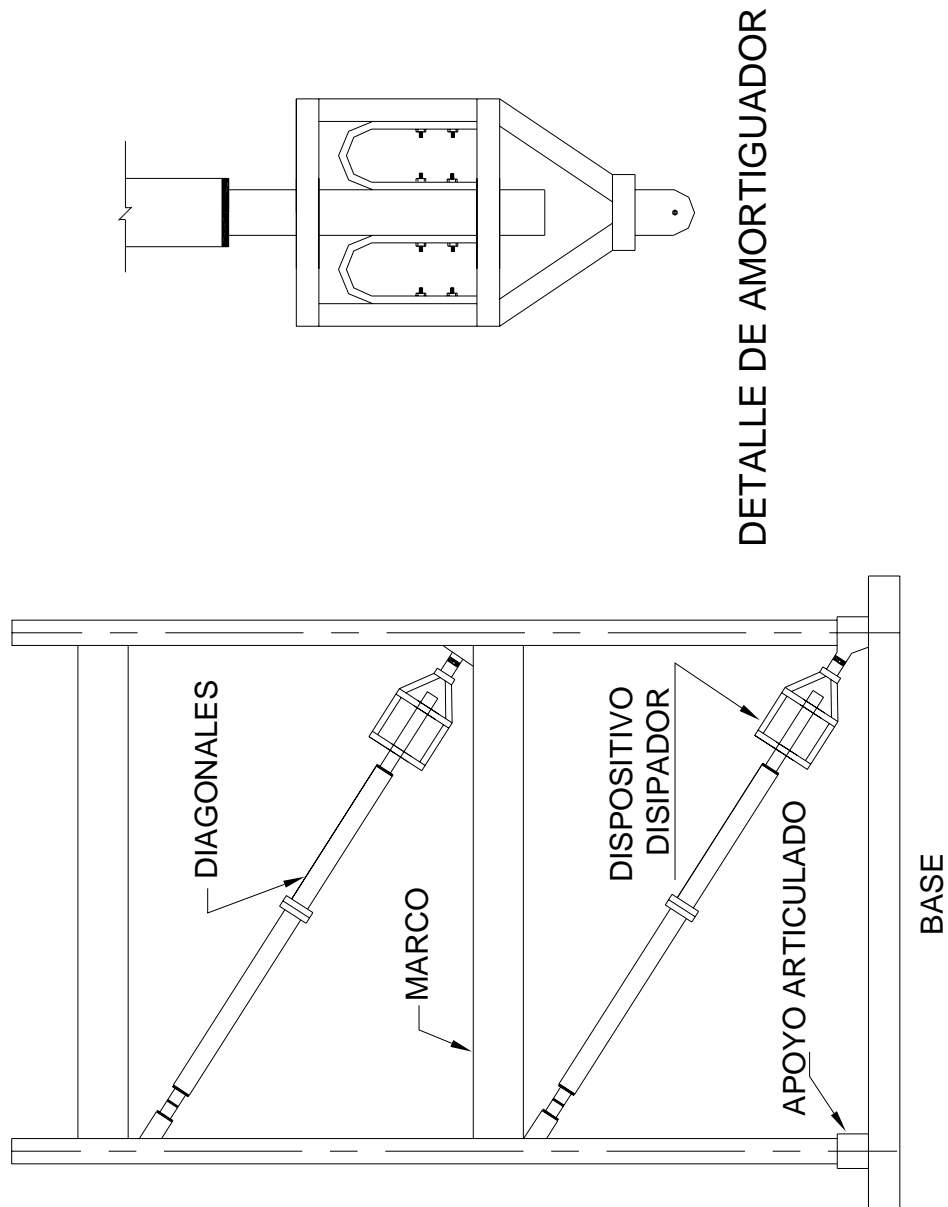


Figura I.3. Dispositivos en forma de U.

Por extrusión.

La disipación se realiza al deformar la sección transversal de una pieza. El sistema está formado por un tubo de acero con plomo en su interior; al deformarse el

plomo, se disipa la energía y al recuperar su sección original, se cristaliza y recupera sus propiedades iniciales, figura I.4.

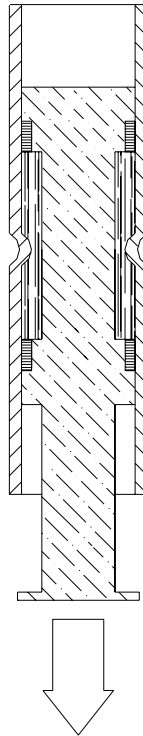


Figura I.4. Disipador por Extrusión.

Por fricción.

Estos sistemas se logran al colocar dos placas en la intersección de contravientos en forma de cruz, figura I.5, de manera que si hay un desplazamiento lateral de la estructura produzca esfuerzos de fricción en el contacto entre placas. Su diseño trata de evitar el desplazamiento bajo cargas de servicio, dándole bajo ciertas condiciones una rigidez adicional al marco, una vez que llega a un límite se produce la disipación de energía por fricción, figura I.6.

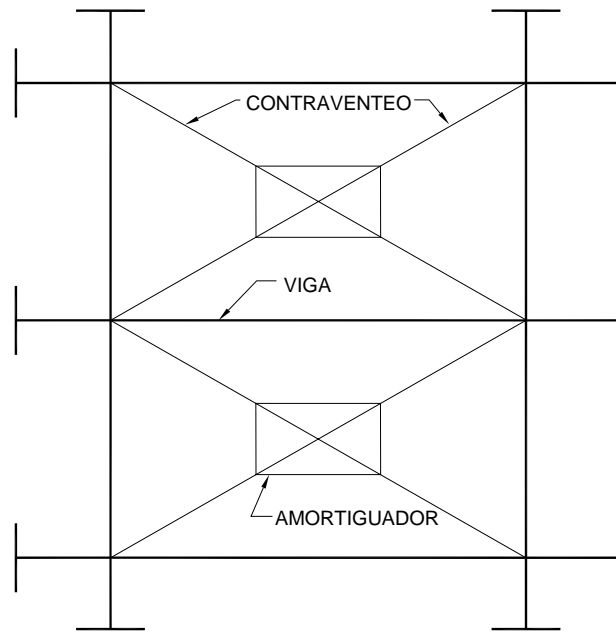


Figura I.5. Ubicación de los dispositivos de Fricción.

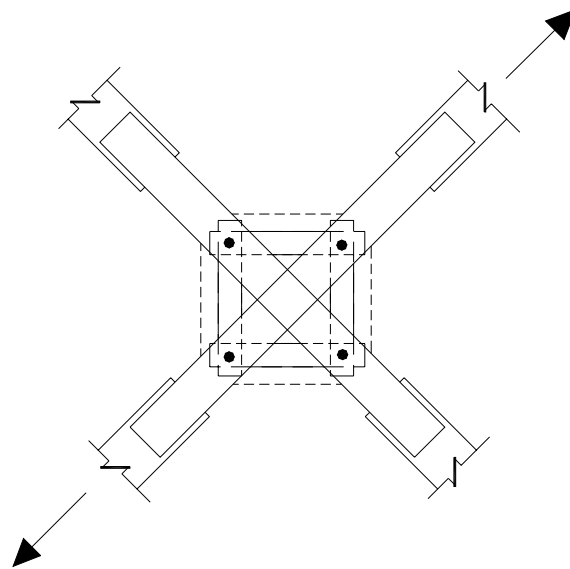


Figura I.6. Disipador de energía por Fricción.

Dispositivos de materiales con comportamiento viscoso y viscoelástico.

Su colocación es similar a los de fricción, pero se comportan de diferente manera ya que la energía disipada depende de la velocidad. Los dispositivos de comportamiento viscoso, se forman de un fluido cuyo movimiento se produce al desplazarse en un pistón, se realizan para que bajo una excitación armónica las fuerzas generadas en el dispositivo se encuentren fuera de fase con respecto al

movimiento de la estructura. Por su parte, los dispositivos de comportamiento viscoelásticos generalmente son polímeros, en donde las fuerzas desarrolladas en ellos suelen contener componentes en fase y componentes fuera de fase del movimiento de la estructura, bajo excitación armónica, figura I.7.

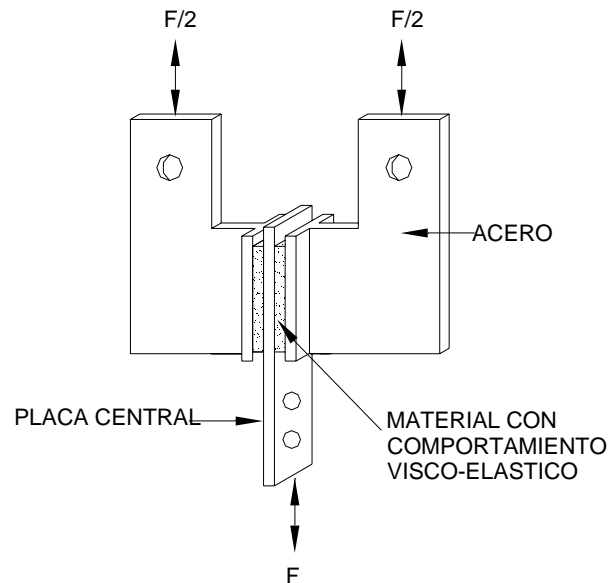


Figura I.7. Disipador con comportamiento Viscoelástico.

Aisladores de base.

La finalidad de estos sistemas es de aislar la superestructura de la cimentación. Su función es el de incrementar considerablemente el periodo fundamental de vibración de la estructura. Estos dispositivos se han aplicado en lugares donde los principales temblores ocurridos tienen un contenido importante de frecuencias altas; así la estructura se aleja de los periodos con amplificaciones importantes en los espectros.

Una de las primeras aplicaciones fueron en puentes, debido a que estas estructuras se apoyan normalmente sobre placas de neopreno para permitir el libre desplazamiento ocasionado por cambios de temperatura, con esto se sustituyó las placas de neopreno por aisladores de base, figura I.8.

Uno de los primeros aisladores de base fabricados son los apoyos rectangulares o circulares que están formados por placas de hule intercaladas con placas más delgadas de acero, figura I.9.

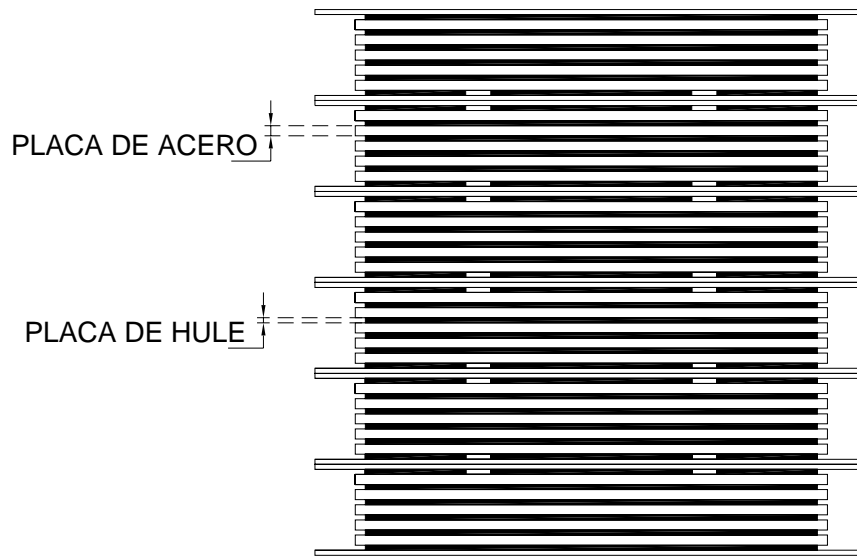


Figura I.8. Aislador de Base.

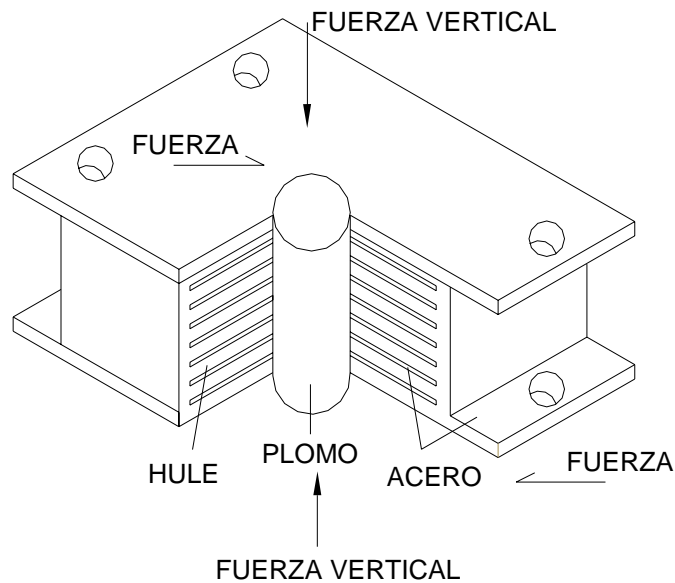


Figura I.9. Aislador de Base con corazón de plomo.

Osciladores resonantes.

Es la inclusión de una o varias masas que en un edificio hace que reduzca considerablemente su respuesta ante sismos. Esta masa es relacionada como si fueran pisos adicionales con ciertas propiedades dinámicas.

En un sistema de dos grados de libertad, si el periodo de la carga coincide con el periodo de vibrar del segundo nivel (el piso adicional), el movimiento del primer nivel es nulo y el segundo se ve sometido a una fuerza de igual magnitud y sentido contrario a la fuerza de excitación. Al haber amortiguamiento ambas masas se mueven pero los desplazamientos de la primera pueden reducirse de manera importante al elegir correctamente las propiedades dinámicas de la segunda masa.

Cables de presfuerzo.

Este sistema es usado para reforzar escuelas para incrementar su resistencia y rigidez. Estos cables son usados como contravientos; son usados en estructuras pequeñas.

I.2. DISPOSITIVOS DE CONTROL ACTIVO.

Elimina las vibraciones de una estructura mediante la aplicación de fuerzas externas o modificando la rigidez lateral de la estructura durante la acción del sismo. Este movimiento se detecta mediante la inclusión de sensores en varias partes de la estructura, que miden la respuesta de esta y las excitaciones externas.

Los sensores se conectan a una computadora que envía señales a sistemas que a su vez aplican fuerzas a la estructura con el fin de contrarrestar el movimiento.

Estos dispositivos se dividen en:

- Masa activa.
- Tendones activos.
- Dispositivos de fricción activo.

Masa Activa.

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

Una de las principales desventajas de estos sistemas es la gran demanda de energía que se requiere para aplicar las fuerzas de control, figura I.10.

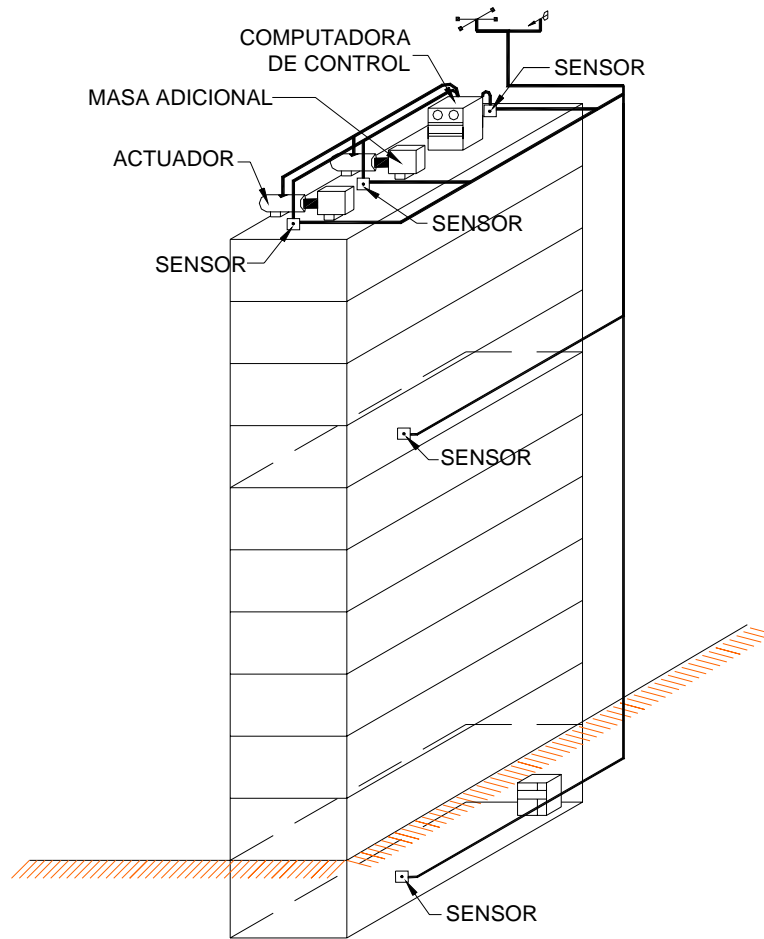


Figura I.10 Sistema de Masa Activa.

Tendones Activos.

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

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

Dispositivos de Fricción Activo.

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

II. CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS.

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

Para su control de calidad, se hacen varias pruebas encaminadas a determinar sus propiedades físicas. En la tabla II.1 se muestran las pruebas de control de calidad que es sometido el neopreno.

La rigidez debe medirse con un equipo para prueba de corte quad, descrito en el anexo A de la American Society for Testing Materials (ASTM) D-4014, en una unidad de refrigeración encerrada. Las muestras de prueba deben tomarse de un apoyo escogido al azar. Se debe utilizar un ciclo de deformación $\pm 25\%$ y se debe aplicar un ciclo completo de deformación con un período de 100 segundos. Se descartan los primeros $\frac{3}{4}$ de ciclo y se debe determinar la rigidez de la pendiente de la curva fuerza deflexión para el siguiente $\frac{1}{4}$ ciclo de carga.

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

Los compuestos deberán cumplir los requisitos mínimos de la tabla recién mencionada. Los requisitos de prueba pueden interpolarse para durezas intermedias. Si el material se especifica de acuerdo al módulo de corte, su valor medido deberá estar dentro del quince por ciento (15%) del valor especificado. Además, se deberá suministrar un valor de dureza consistente, con el fin de determinar los límites para las pruebas indicadas en la Tabla II.1. Cuando las muestras de prueba se toman del producto terminado, las propiedades físicas pueden variar en un diez por ciento (10%) de las especificadas en dicha tabla. Todas las pruebas de material se deben realizar a una temperatura de veintitrés más o menos dos grados Celsius ($23\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$) a menos que se establezca algo diferente.

Tabla II.1 Pruebas de Control de Calidad del Neopreno.

PROPIEDADES FISICAS			
Dureza (Shore A Durometer)	50 ± 5	60 ± 5	70 ± 5
Resistencia a la tracción, mín. (psi)	2250	2250	2250
Elongación última, mín. (%)	400	350	300

RESISTENCIA AL CALOR			
Cambio en la dureza del durómetro 70 horas a 212 °F			
Puntos máximos	15	15	15
Cambio en resistencia a la tracción, máx (%)	-15	-15	-15
Cambio en elongación última, máx. (%)	-40	-40	-40

DEFORMACION POR COMPRESION			
22 horas a 212 °F, máx. (%)	35	35	35

OZONO			
100 pphm de ozono por volumen en el aire, 20% deformación 100 °F ± 2 °F 100 horas procedimiento de montaje.	Sin grietas	Sin grietas	Sin grietas

FRAGILIDAD A BAJAS TEMPERATURAS			
Grados 0 & 2, No se requiere prueba			
Grado 3, fragilidad a - 40 °F	Sin falla	Sin falla	Sin falla
Grado 4, fragilidad a - 55 °F	Sin falla	Sin falla	Sin falla
Grado 5, fragilidad a - 70 °F	Sin falla	Sin falla	Sin falla

RIGIDEZ TERMICA INSTANTANEA	
Grados 0 & 2 - probada a -25°F	La rigidez a temperatura de prueba no debe exceder de 4 veces la rigidez medida a 73 °F
Grado 3, probada a -40°F	
Grado 4, probada a -50°F	
Grado 5, probada a -65°F	

CRISTALIZACION BAJAS TEMPERATURAS	
Grado 0, no se requiere prueba	La rigidez al tiempo y temperatura de prueba no debe exceder de 4 veces la rigidez medida a 73 °F sin demora.
Grado 2, 7 días a 0 °F	
Grado 3, 14 días a -15 °F	
Grado 4, 21 días a -35 °F	
Grado 5, 28 días a -35 °F	

Los laminados de acero utilizados para refuerzo se deben fabricar de acero dulce laminado que cumpla con las normas ASTM A-36, A-570, o equivalentes. En la Tabla II.2 se mencionan algunas propiedades del elastómero.

Tabla II.2 Propiedades del Elastómero para diferentes durezas.

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

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

Los apoyos laminados de acero deberán desarrollar una resistencia mínima al desprendimiento de 6.9 kN/m. Las pruebas de desprendimiento se deberán ejecutar de acuerdo con la norma ASTM D-429.

Los apoyos con laminados de acero se deben fundir en moldes como una sola unidad y unir y vulcanizar bajo calor y presión. El acabado de los moldes se debe hacer de acuerdo con la práctica estándar de los talleres. Los laminados internos de acero se deberán limpiar mediante chorros de arena y antes de la fusión deben estar completamente limpios de herrumbre, escamas de laminación, mugre y libres de rebabas y bordes agudos. Las platinas de carga externas (platinas de asiento) deberán estar protegidas contra la corrosión por parte del fabricante y unirse preferiblemente en caliente a los apoyos durante la vulcanización. Los apoyos diseñados para actuar como una sola unidad con un factor de forma dado, se deberán fabricar como una sola unidad.

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

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

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

El elastómero utilizado deberá satisfacer los límites prescritos en la Tabla II.1, en cuanto a dureza de durómetro, resistencia a la tracción, elongación última, resistencia al calor, deformación por compresión, y resistencia de ozono. El módulo de corte del material debe probarse a una temperatura de veintitrés grados Celsius (23 °C). Este deberá encontrarse dentro del quince por ciento (15%) del valor especificado, o dentro del rango de su dureza dado en la Tabla II.2, si no se ha especificado el módulo de corte.

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

1. Pruebas de compresión de corta duración.

Los apoyos deberán ser sometidos a cargas de compresión hasta una y media (1.5) veces la carga máxima de diseño. La carga deberá sostenerse constante durante cinco minutos, retirada y aplicada de nuevo por otros cinco minutos. El apoyo se deberá examinar visualmente cuando está sometido a la segunda carga y si se observa un paralelismo de laminado por la forma de pando evidente o el espesor de una capa está por fuera de las tolerancias especificadas, o la unión del laminado es deficiente, el apoyo deberá ser rechazado. También es causa de rechazo la existencia de tres o más grietas separadas de superficie con un ancho mayor de dos milímetros (2 mm) y dos milímetros (2 mm) de profundidad.

2. Pruebas de compresión de larga duración.

El apoyo se deberá someter a cargas de compresión hasta una y media (1.5) veces su carga máxima de diseño durante un período de quince horas. Si durante la prueba, la carga cae por debajo de 1.3 veces la carga máxima de diseño, la duración de la prueba deberá ser incrementada por un período de tiempo en que la carga esté por debajo de este límite. El apoyo se deberá examinar visualmente al final de la prueba mientras está bajo carga y será rechazado o no tomando los mismos criterios de la prueba anterior.

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

Las placas de elastómero para apoyos de puentes tienen tres ventajas importantes, que son: económicos, efectivos y no requieren de mantenimiento mayor.

1. *ECONOMÍA*

Debido a la sencillez del proyecto, facilidad de fabricación y bajo costo de los materiales. Los apoyos de neopreno no tienen partes móviles, constan simplemente de una placa o más de neopreno de 2.5 cm aproximadamente de espesor colocada entre la trabe y la corona de la pila o estribo.

2. *EFFECTIVIDAD*

Una ventaja muy importante del apoyo de neopreno es su efectividad como medio para la transferencia de la carga. Cuando soporta cargas de compresión la placa de hule, absorbe las irregularidades de la superficie y de esa manera todas las imperfecciones salientes ó hundidas que tiene la superficie de concreto, soportan la carga.

No hay manera de que el apoyo sea inutilizado por la corrosión y que se transmita así un empuje excesivo a la pila o estribo sobre los que apoya la trabe.

3. *MANTENIMIENTO*

La tercera ventaja importante de un apoyo de neopreno es que necesita menos conservación que cualquier otro elemento del puente.

El neopreno actualmente se usa para apoyos de puentes por dos razones importantes: tiene las propiedades físicas que se requieren y es altamente resistente al deterioro debido al intemperismo. A continuación se mencionan las características representativas del Neopreno desde el punto de vista del estructurista:

- **Resistencia:** La resistencia del neopreno a la compresión es mas que suficiente para soportar cargas de puentes. Cuando el proyecto se ha hecho adecuadamente, el apoyo de neopreno puede soportar cargas a la compresión de hasta 70 kg/cm^2 . Además la mayor parte de la deformación plástica tiene lugar en los primeros diez días de carga.
- **Durabilidad:** En su resistencia al deterioro en neopreno es marcadamente superior al hule natural y a cualquier otro hule sintético y que pudiera satisfacer los requisitos físicos de las placas de apoyo para puente. La vida útil de un neopreno es de aproximadamente 40 años. Sin darle ningún tipo de mantenimiento hasta 35 años.

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

III. DISEÑO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS.

III.1. ESPECIFICACIONES DE DISEÑO.

Se adoptarán las normas francesas del Servicio de Estudios Técnicos de Caminos y Autopistas (SETRA), del Ministerio del Equipamiento.

III.2. INDICACIONES GENERALES.

III.2.1. APLICACIÓN.

Las normas mencionadas se refieren al empleo de dispositivos de apoyo constituidos por una o más placas de elastómero, adheridas por vulcanización a placas metálicas de acero estructural. Dichos dispositivos pueden estar eventualmente provistos de una placa de deslizamiento.

III.2.2. TIPOS DE DISPOSITIVOS DE APOYO.

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

III.2.2.1. De elastómero reforzado simples.

Transmiten cargas normales a su plano y absorben por rotación y distorsión, los giros y desplazamientos de la estructura, cuando éstos son pequeños.

III.2.2.2. De elastómero reforzado deslizantes.

Son como los anteriores, pero disponen de una placa de deslizamiento cuya cara inferior desliza sobre la superior de una placa de Politetrafluoretileno (P.T.F.E.). Estos dispositivos permiten grandes desplazamientos horizontales y admiten deformaciones por compresión y rotación. Se utilizan como apoyos móviles de las estructuras.

III.2.2.3. De elastómero reforzado a tope o fijos.

Los topes evitan el desplazamiento longitudinal del dispositivo de apoyo, sin impedir que se produzcan deformaciones por compresión, distorsión y rotación. En algunos casos, limitando el desplazamiento horizontal, se convierten en apoyos fijos, permitiendo únicamente la deformación por compresión y la rotación.

III.2.3. NOMENCLATURA.

Propiedades Mecánicas.

- G : Módulo de elasticidad al cortante.
- f E : Límite de elasticidad a tensión del acero A-36 de las placas (2530 kg/cm²)
- Sh-A : Dureza Shore "A"
- fr : Coeficiente de fricción.
- $fr = 0.12 + \frac{0.20}{fm}$ Cuando las caras del dispositivo en contacto con la estructura, son placas metálicas.
- $fr = 0.10 + \frac{0.60}{fm}$ Cuando las caras del dispositivo en contacto con la estructura, son láminas de elastómero.

Características Geométricas.

- n : Número de placas simples de elastómero.
- a : Dimensión en planta del lado paralelo al eje longitudinal de la estructura.
- b : Dimensión en planta del lado perpendicular al eje longitudinal de la estructura.
- t : Espesor nominal de una placa simple de elastómero.
- h : Espesor nominal total del elastómero = nt
- Ha : Altura nominal total del dispositivo de apoyo.
- Ff : Coeficiente o factor de forma: $Ff = \frac{a \times b}{2t(a + b)}$
- ts : Espesor de una placa metálica intermedia, ver figura III.1.
- K₁, K₂ : Parámetros que dependen de la relación $\frac{a}{b}$

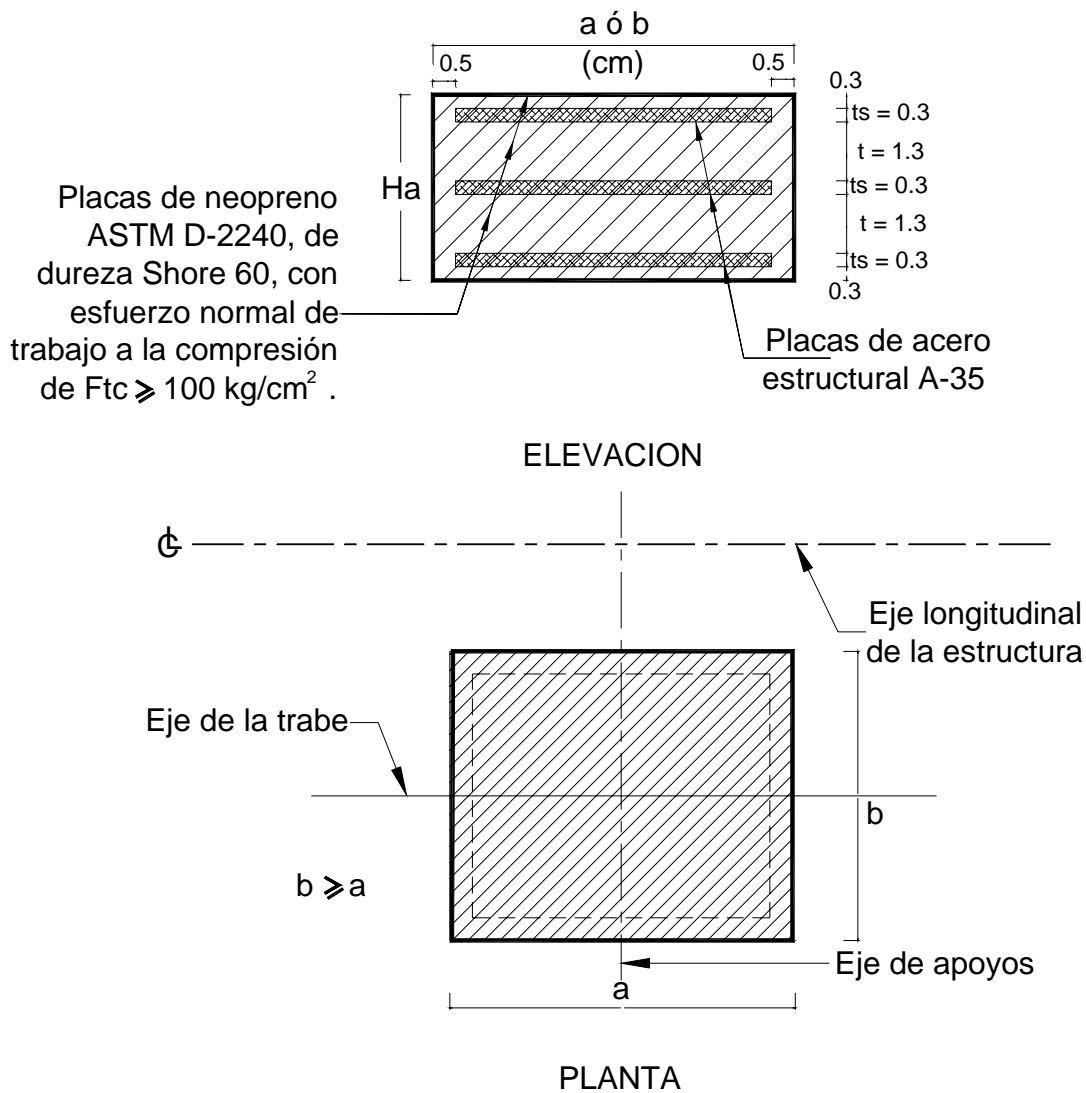


Figura III.1. Apoyo Integral de Neopreno.

Acciones ó Solicitaciones.

- QL_1 : Valores característicos del conjunto de acciones de larga duración que actúan en el mismo sentido que las acciones de corta duración, o de la acción accidental que interviene en la misma combinación.
- QL_2 : Valores característicos del conjunto de acciones de larga duración que actúan en sentido inverso a las acciones de corta duración.
- Qc : Valores característicos de las acciones de corta duración o accidentales.

- S : Solicitación debida a una acción de cálculo.
- N : Fuerza normal vertical, aplicada al dispositivo de apoyo.
- H : Fuerza horizontal, aplicada al dispositivo de apoyo.
- M : Momento producido por una rotación.

Esfuerzos.

- f : Esfuerzo de compresión.
- f_m : Esfuerzo medio de compresión = $\frac{N}{ab}$
- T : Esfuerzo cortante.
- T_m : Esfuerzo cortante medio = $\frac{H}{ab}$
- T_N : Esfuerzo cortante debido a una fuerza normal.
- T_H : Esfuerzo cortante debido a una fuerza horizontal.
- T_g : Esfuerzo cortante debido a la rotación de una cara de una placa con respecto a la otra cara.

Deformaciones y/o Desplazamientos.

- e_T : Deformación total por compresión del dispositivo de apoyo.
- e_t : Deformación por compresión de una placa simple.
- γ : Angulo de deformación por cortante.
- γ_1 : Angulo de deformación por cortante, bajo el efecto de acciones lentas (dilatación, contracción diferida, fluencia, efectos del preesfuerzo a largo plazo).
- γ_2 : Angulo de deformación por cortante, bajo el efecto de una fuerza dinámica (frenaje, viento, sismo).
- U_1 : Deformación horizontal lenta, del conjunto del dispositivo, (Debida a acciones lentas).

- U_2 : Deformación horizontal, bajo un esfuerzo dinámico, del conjunto del dispositivo.
- α_T : Angulo de rotación del dispositivo de apoyo.
- α_t : Angulo de rotación de una placa simple, de elastómero.

III.2.4. CÁLCULO DE ACCIONES Y SOLICITACIONES.

Consiste en la evaluación de las cargas y deformaciones a las cuales queda sujeto un dispositivo de apoyo y que definen sus dimensiones, de acuerdo a las limitaciones de diseño.

III.2.4.1. Cargas Verticales.

Incluyen las cargas muertas, de servicio y carga viva más impacto.

III.2.4.2. Cargas Horizontales.

Las cargas horizontales comprenden: el viento sobre la estructura, viento sobre la carga viva, frenaje, fuerza centrífuga, sismo.

III.2.4.3. Deformaciones horizontales de los dispositivos.

Contracción por fraguado y contracción diferida.

El valor del coeficiente por contracción dependerá de si la estructura es precolada total o parcialmente ó si es colada en el lugar. Para este último caso, se podrá adoptar un valor máximo de $\mathcal{E} = 0.0002$, para la contracción de fraguado; variando su valor hasta un máximo de 0.0004 por unidad de longitud, para la contracción diferida o a largo plazo.

Deformación por Temperatura.

Los valores característicos, máximos y mínimos, de las acciones debidas a las variaciones de temperatura, corresponden normalmente a dilataciones lineales relativas de:

3×10^{-4} y 4×10^{-4} para acciones de corta duración.

3×10^{-4} y 2.5×10^{-4} para acciones de larga duración.

Deformaciones instantáneas.

Estas deformaciones son las que se presentan en forma inmediata a la aplicación de cargas exteriores y a la aplicación del preesfuerzo, cuando existe; sus valores serán calculados de acuerdo a las expresiones conocidas de la teoría elástica.

Deformaciones Plásticas.

Las deformaciones plásticas o a largo plazo (d_p), adicionales a las instantáneas (d_i), se determinarán afectando a estas últimas de un coeficiente que conservadoramente se considera de 2.

$$d_p = 2d_i$$

Las deformaciones significantes para el cálculo de los dispositivos de apoyo, serán las deformaciones a largo plazo d_α , donde:

$$\therefore d_\alpha = 3d_i$$

III.2.4.4. Deformaciones por rotación de los dispositivos.

La rotación de los dispositivos es consecuencia de los giros que sufre la sección de apoyo de la estructura, debido a la aplicación de las cargas exteriores y al preesfuerzo, cuando existe. Como en el caso de las deformaciones horizontales, los giros pueden ser instantáneos y a largo plazo, siendo el valor total de estos últimos, aproximadamente el triple de los primeros:

$$\alpha_\infty = 3\alpha_i.$$

El giro para el cálculo de los dispositivos de apoyo, será el giro total a largo plazo α_∞ . El cálculo de los giros instantáneos α_i se hará de acuerdo en las expresiones de la teoría elástica.

III.2.4.5. Combinaciones de cargas para verificar los dispositivos de apoyo.

En la tabla III.1 se resumen las tres principales combinaciones de cargas que deben considerarse para verificar los dispositivos de apoyo. En ciertos casos (por ejemplo: obra en proceso de construcción), pueden hacerse intervenir combinaciones complementarias, de acuerdo a las normas del SETRA.

Tabla III.1. Combinaciones de Cargas.

COMBINACIÓN	ACCIONES DE LARGA DURACIÓN		ACCIONES DE CORTA DURACIÓN O ACCIDENTALES			
	CARGA PERMANENTE	TEMPERATURA		CARGAS DE OPERACION	VIENTO	SISMO
		LARGA DURACION	CORTA DURACIÓN			
I	X	X		X		
II	X		X			
III	X	X			X	
IV	X	X				X

III.3. DISPOSITIVOS DE APOYO DE ELASTÓMERO REFORZADO SIMPLES.

III.3.1. ESFUERZOS, DEFORMACIONES Y LIMITACIONES.

El dimensionamiento de los dispositivos se basa esencialmente en la limitación del aplastamiento por compresión y en la limitación de los esfuerzos cortantes que se desarrollan en el elastómero; esfuerzos que se deben a las fuerzas aplicadas y a las deformaciones impuestas al dispositivo.

En general, el valor de los esfuerzos está en función del módulo de cortante G del elastómero. Estos se indican en la tabla III.2:

Tabla III.2 Valores de “G” (kg/cm²)

Dureza SHORE-A	50	60	70
Puentes Carreteros	5	8	11
Puentes Ferroviarios	-----	11	12 a 15

III.3.1.1. Deformación por compresión.

$$f_m = \frac{N}{ab}; \quad \Delta e_T = \frac{K_1 n t^3 (f_m - 30)}{a^2 G}; \quad f_m \text{ en kg/cm}^2$$

$$e_T = \Delta e_T + 1 \text{ mm} \quad (*)$$

* Se considera que desde el principio de la aplicación de la carga de compresión, el dispositivo de apoyo sufre una deformación inicial de 1 mm.

Limitación:

$$\frac{e_T}{n} \leq 0.07 = 7\% \quad (\text{Limitación especificada por ASTM})$$

En la tabla III.3 se dan los valores de los parámetros K_1 y K_2 :

Tabla III.3. Valores de K_1 y K_2 .

b/a	0.5	0.75	1.0	1.2	1.25	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.0	2.5	10.0	∞
K_1	5.83	3.28	2.37	2.01	1.94	1.88	1.78	1.70	1.64	1.58	1.53	1.49	1.46	1.34	1.07	1.0
K_2	136.7	100.0	96.2	80.4	79.3	78.4	76.7	75.3	74.1	73.1	72.2	71.5	70.8	68.3	61.9	60.0

III.3.1.2. Esfuerzo Cortante.

III.3.1.2.1. Por compresión (*)

$$T_N = \frac{1.5fm}{F_f} ; \text{ en donde } F_f = \frac{ab}{2t(a+b)}$$

III.3.1.2.2. Por distorsión o deformación horizontal.

Se presentan dos casos:

- 1º La deformación U_1 del dispositivo, figura III.2, es lenta y conocida; y es producida por dilatación, contracción, fluencia y presfuerzo, si existe:

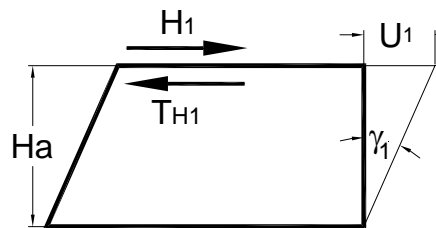


Figura III.2. Deformación U_1 .

$$\text{tg } \gamma_1 = \frac{U_1}{h} ; \quad T_{H1} = \frac{GU_1}{h} ; \quad H_1 = \frac{GU_1 ab}{h}$$

$$\text{Limitación: } \quad T_{H1} \leq 0.5G \quad \text{tg } \gamma_1 \leq 0.5$$

* Se considera que desde el principio de la aplicación de la carga de compresión, el dispositivo de apoyo sufre una deformación inicial de 1 mm.

$$\therefore h \geq \frac{U_1}{0.5} = 2U_1$$

El dispositivo de apoyo deberá tener un espesor total mínimo, igual al doble de la deformación horizontal.

- 2º El dispositivo se somete a un esfuerzo dinámico H_2 conocido, figura III.3, que pudiera ser: frenaje, viento, fuerza centrífuga, sismo, etc.

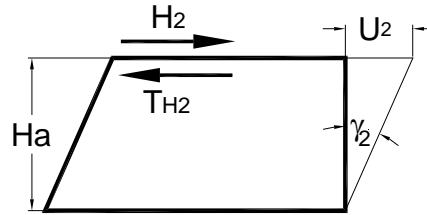


Figura III.3.Esfuerzo Dinámico.

$$T_{H2} = \frac{H_2}{ab}$$

Puesto que para una carga dinámica, el módulo de elasticidad transversal es el doble del correspondiente al de una carga lenta, se tiene:

$$\operatorname{tg}\gamma_2 = \frac{T_{H2}}{2G} \therefore \frac{U_2}{h} = \operatorname{tg}\gamma_2 = \frac{H_2}{2abG}$$

Lo que significa que U_2 sería igual a la deformación que produjera una carga lenta del valor $\frac{H_2}{2}$;

$$\therefore U = U_1 + U_2 \quad T_H = G\operatorname{tg}\gamma = T_{H1} + 0.5T_{H2} = G \frac{U_1}{h} + \frac{H_2}{2ab}$$

Cuando los desplazamientos se efectúan en dos direcciones, los esfuerzos por cortante se suman vectorialmente.

Limitación: $T_H < 0.7G$

III.3.1.2.3. Por rotación o giro (*)

El cortante máximo aparece generalmente sobre los bordes paralelos al eje de rotación.

$$Tg = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \alpha t \quad \alpha t = \frac{\alpha T}{n} \quad \alpha T = \alpha + \alpha_o$$

$$M = G \alpha t \frac{a^5 b}{t^3} \frac{1}{K_2}$$

- αt = ángulo de giro de una placa elemental expresado en radianes.
- α = ángulo de giro debido al funcionamiento de la estructura.
- α_o = ángulo de giro debido a la falta de paralelismo de las caras de apoyo de la estructura y la corona; o sea debido a posibles defectos constructivos. Estos valores se determinan en la tabla III.4.

Tabla III.4. Valores de α_o .

Para estructuras de concreto coladas en el lugar	3×10^{-3} rad
Para estructura de concreto prefabricadas	10×10^{-3} rad
Estructuras metálicas	3×10^{-3} rad

M = Valor del momento que origina la rotación o giro.

Cuando las rotaciones se efectúan en dos direcciones paralelas a la orilla del apoyo, los cortantes Tga y Tgb se sumarán vectorialmente.

$$\therefore Tga = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \alpha t a \quad \text{y} \quad Tgb = \frac{G}{2} \left(\frac{b}{t} \right)^2 \alpha t b$$

III.3.1.2.4. Limitación del esfuerzo cortante total.

$$T = (T_N + T_H + Tg) \leq 5G (*)$$

* Cuando se trata de cargas de ferrocarril, para el cálculo de T_N y Tg , las cargas sobre el apoyo se multiplicarán por el factor 1.5 (se incrementarán 50%), para tener en cuenta el efecto de fatiga que produce una variación rápida de las cargas verticales.

III.3.1.3. Limitación de esfuerzos medios.

El área ab debe ser tal que el esfuerzo normal medio a la compresión fm se conserve inferior a 100 kg/cm². (**)

III.3.1.4. Condición para evitar el desplazamiento o deslizamiento.

$$f_m(\min) \geq 20 \text{ kg/cm}^2; \quad H < f_r N$$

en donde H y N sean afines.

N = Valor mínimo de la fuerza normal.

$f_r = 0.12 + \frac{0.20}{f_m}$ Cuando las caras del dispositivo en contacto con la estructura, son placas metálicas.

$f_r = 0.10 + \frac{0.60}{f_m}$ Cuando las caras del dispositivo en contacto con la estructura, son láminas de elastómero.

Cuando $10 \text{ kg/cm}^2 \leq f_m (\text{mín}) \leq 20 \text{ kg/cm}^2$ o $H > f_r N$ es conveniente el desplazamiento del dispositivo, equipándolo con aditamentos apropiados.

Cuando $f_m < 10 \text{ kg/cm}^2$ es indispensable prever dispositivos especiales de apoyo capaces de transmitir, dado el caso, reacciones negativas.

III.3.1.5. Condición para evitar el pandeo.

$$\frac{a}{10} \leq h \leq \frac{a}{5}$$

III.3.1.6. Condición para evitar el levantamiento.

En todos los casos de solicitudes debe tenerse:

$$\alpha t \leq \frac{3}{F_f} \left(\frac{t}{a} \right)^2 \frac{f_m}{G}$$

Para el caso de cargas de ferrocarril, se multiplicarán estas solicitudes por el factor 1.5 (se incrementarán en 50%).

** Para coronas a cabezales de concreto $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$. El neopreno de este tipo de apoyos, por sí solo, puede resistir un esfuerzo normal de trabajo a la compresión, hasta de 150 kg/cm^2 .

III.3.1.7. Dimensionamiento de las placas metálicas.

La práctica en el Departamento de Puentes de la SCT, fija que para placas de elastómero de 13 mm de espesor, el espesor de cada una de las placas de refuerzo metálicas, ahogadas en el neopreno, será de 3 mm. Para espesores diferentes, consultar el Boletín Técnico No. 4 de SETRA.

III.4. DISPOSITIVOS ESPECIALES DE APOYO.

Dentro de esta clasificación están los dispositivos de tipo deslizante o fijos, que se consideran objetos de un proyecto especial, que cae fuera de los alcances de este instructivo.

El mencionado Boletín Técnico No. 4 de SETRA, podrá ser una guía adecuada para resolver cualquier problema de este tipo.

III.5. EJEMPLOS.

III.5.1. EJEMPLO 1.

Cálculo de los dispositivos de apoyo de elastómero reforzado simple, para una losa con dos nervaduras de concreto reforzado de 24 m de claro, para carga móvil HS-20, en dos líneas de tránsito.

III.5.1.1. Cargas Verticales.

Carga Muerta.

Para fines de cálculo se suponen los siguientes valores de peso propio para la superestructura:

Concreto:	291.60 t.
Asfalto:	49.90 t.
Guarnición:	9.50 t.
Parapeto:	1.90 t.

$$W \text{ TOTAL} = \underline{\hspace{1cm}} = 352.90 \text{ t.}$$

Se tienen cuatro apoyos, por lo tanto:

$$RCM = \frac{352.90}{4} = 88.23 \text{ t / Apoyo}$$

Carga Viva mas Impacto.

Si se tiene como datos:

$$I = 0.25 \qquad R = 28.80 \text{ t / Línea} \quad (\text{Sin impacto ni factor de concentración}).$$

Coefficiente de concentración.

Tenemos una geometría de la calzada propuesta como la figura III.4.

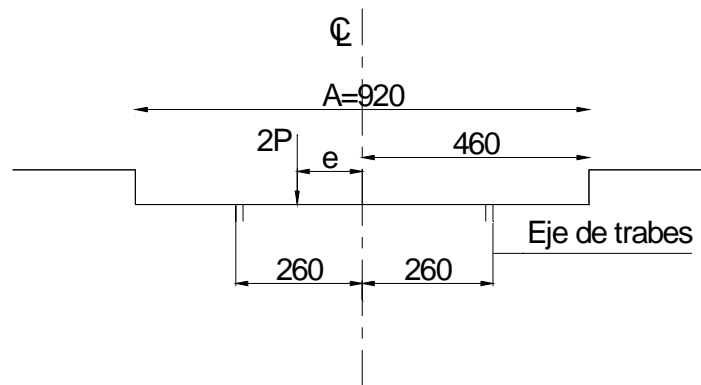


Figura III.4. Geometría de la calzada (cm).

$$e = \frac{9.20}{4} - 1.525 = 0.775 \text{ m}; \qquad P = \text{Peso de un eje.}$$

$$C_c = \frac{2P(2.5 + 0.775)}{5} = 1.31 P$$

$$\therefore R(CVI + C_c) = (0.25 + 1.31)28.80 = 44.928 \text{ t / Apoyo.}$$

$$R_{\text{max}} = R_{CM} + R_{CVI} = 88.23 + 44.928 = 133.158 \text{ t / Apoyo}$$

III.5.1.2. Cargas Horizontales.

Frenaje: $F = 0.05(0.952 \times 24 + 8.17)0.25 = 0.39 \text{ t / Apoyo}$

Viento Longitudinal Sobre la Estructura: $E=60^\circ$ (Angulo de esviaje del viento)

$$VLSE = 0.093(3.0 \times 24.5)0.25 = 1.71 \text{ t / Apoyo}$$

Sismo: Se supondrá, para el ejemplo, un coeficiente sísmico de 0.06

$$\therefore S = 88.23 \times 0.06 = 5.29 \text{ t / Apoyo}$$

III.5.1.3. Giros en el extremo del tramo.

El giro en el extremo del tramo es debido a la acción del peso propio y de la carga viva más impacto.

Para fines de cálculo se suponen los valores:

$$\text{MCM} = 489.02 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{trabe}$$

$$\text{MCVI} = 457.62 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{trabe}$$

$$\Sigma = 946.64 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Para un diagrama parabólico de momento flexionante, figura III.5, se tiene:

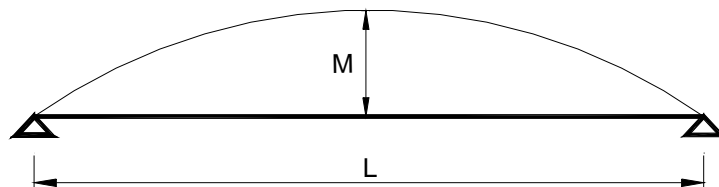


Figura III.5. Diagrama Parabólico.

$$Q = \frac{2}{3} M \frac{L}{2EI} \quad L=24 \text{ m.}$$

$$Q = \frac{ML}{3 \times E_c \times l_e} = \text{Reacción} = \text{Giro}$$

$$E_c = 4270(2.3)^{1.5} \sqrt{f'c}$$

para $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$: $E_c = 2.355 \times 10^6 \text{ t / m}^2$

l_e = momento de inercia efectivo.

$$l_e = \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^3 l_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^3 \right] l_{cr} \quad \text{Según AASHTO 1977, 1.5.23 (3).}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \times l_g}{Y_t}$$

f_r = esfuerzo de agrietamiento que para $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, es de 31 kg/cm^2

- I_g = Momento de inercia de la sección bruta.
 Y_t = Distancia del eje centroidal de la sección bruta, desechando el refuerzo, a la fibra extrema en tensión.
 I_{cr} = Momento de inercia de la sección transformada (sección agrietada).
 M = Momento máximo para el cual se está calculando el giro.

Se supone una nervadura cuya geometría esta en la figura III.6:

$$I_g = 0.7991 \text{ m}^4 ; \quad Y_t = 1.475 \text{ m}.$$

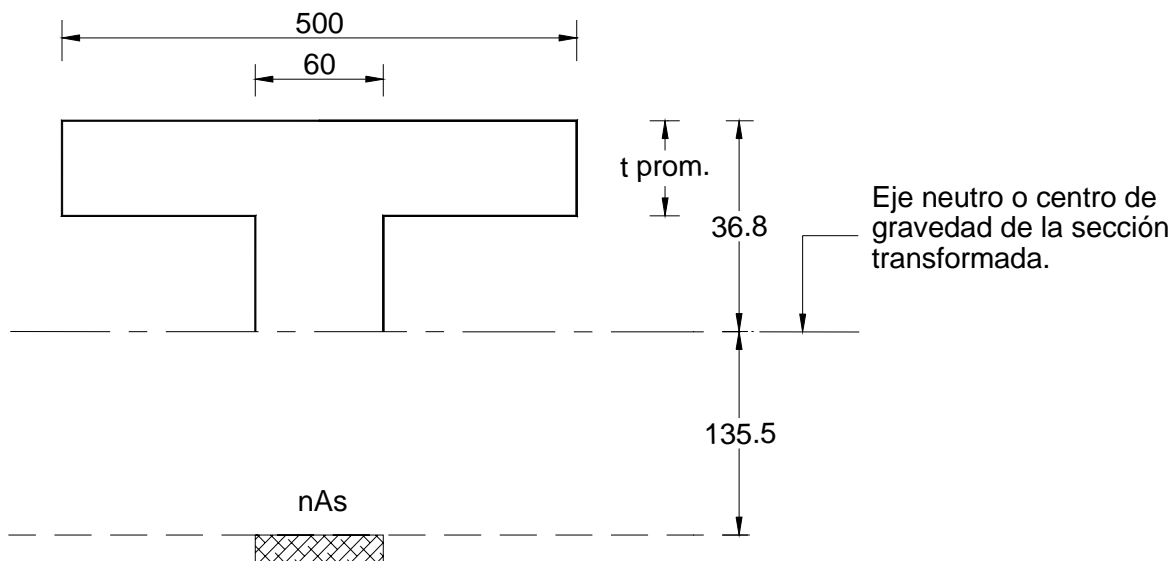


Figura III.6. Nervadura.

$$n = 9, \quad A_s = 263.64 \text{ cm}^2 = 52 \text{ Vars. } \# 8$$

$$\therefore I_{cr} = \frac{4.4(0.282)^3}{12} + 4.40 \times 0.282(0.228)^2 + \frac{0.60(0.369)^3}{12} + 9 \times 0.026364(1.355)^2 = 0.51088 \text{ m}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{Y_t} = \frac{310 \times 0.7991}{1.475} = 167.95 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \text{Para } M = M_{CM} = 489.02 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$I_e = \left(\frac{167.95}{489.02} \right)^3 0.7991 + \left[1 - \left(\frac{167.95}{489.02} \right)^3 \right] 0.51088 = 0.52255 \text{ m}^4$$

Para $M = MCM + MCVI = 946.64 \text{ t} \cdot \text{m}$; $I_e = 0.51249 \text{ m}^4$

Para tomar en cuenta el efecto de deformación a largo plazo, el giro por carga muerta se multiplicará por el coeficiente de 3:

$$\therefore Q_{CM} = \frac{489.02 \times 24.00}{2.355 \times 10^6 \times 0.52255} = 0.0095 \text{ rad.}$$

$$Q_{CVI} = \frac{457.62 \times 24.00}{3 \times 2.355 \times 10^6 \times 0.51249} = 0.003 \text{ rad.}$$

Q Defectos de construcción = 0.0030 rad.

T = 0.0155 rad.

III.5.1.4. Deformaciones Horizontales (Lineales).

Por contracción de fraguado.

Se adoptará el coeficiente que fija AASHTO:

$$\Delta_{contr} = 0.0002 \times 12.0 = 0.0024 \text{ m / Apoyo.}$$

Por temperatura.

Acción de corta duración: $\Delta t_1 = 0.00035 \times 12.00 = 0.0042 \text{ m}$

Acción de larga duración: $\Delta t_2 = 0.000225 \times 12.00 = 0.0027 \text{ m.}$

Por giro.

Se muestra en la figura III.7.

$$\Delta\alpha = \alpha Yt$$

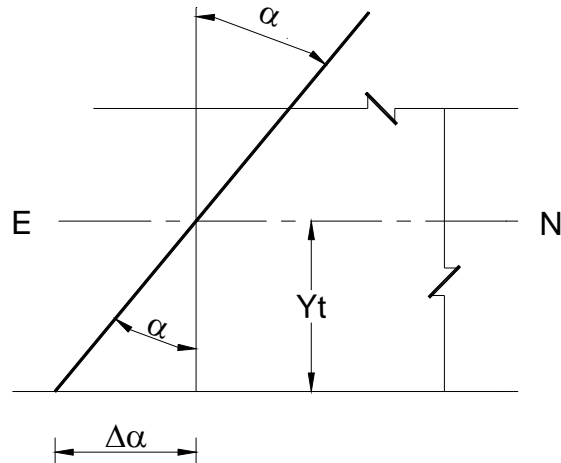


Figura III.7 Deformación por Giro.

De carga muerta: $\Delta\alpha = 0.0095 \times 1.475 = 0.014 \text{ m}$

De carga viva + impacto: $\Delta\alpha = 0.003 \times 1.475 = 0.0044 \text{ m}$

III.5.1.5. Dimensionamiento de los dispositivos de apoyo.

Área del Dispositivo.

R máx = 133.158 t (CM + CVI)

Esfuerzo promedio permisible bajo la placa = 100 kg/cm². (*)

$$A = \frac{133158}{100} = 1331.6 \text{ cm}^2$$

Altura neta del dispositivo.

(h = nt)

Condición: $h \geq 2U_1$

Valor de U₁:

Contracción: $\Delta_{CM} - (\Delta_{contr} + \Delta t_2) = 0.0029 \text{ m.}$

Dilatación: $\Delta_{CM} + \Delta_{CVI} + \Delta t_1 - \Delta_{contr.} = 0.0191 \text{ m.}$

* Para coronas o cabezales de concreto de f'c = 250 kg/cm².

$$\therefore U_1 = 1.91 \text{ cm.}$$

$$\therefore h \geq 2 \times 1.91 = 3.82 \text{ cm.}$$

Se propone: $h = 4.5 \text{ cm}$ que corresponde a un apoyo de:

$$N(3 \times 1.3 + 2 \times 0.3) + A(4 \times 0.3); \quad (H_a = 5.7 \text{ cm})$$

Dimensiones en planta:

$$\text{Condición: } 5h \leq a \leq 10h; \text{ se propone } a = 35 \quad 5h = 22.5 \text{ cm}$$

$$\therefore b = \frac{1332}{35} = 38.06 \text{ cm; se propone } b = 40 \quad 10h = 45 \text{ cm}$$

Verificación de Cortante.

$$\begin{aligned} \text{Condiciones: } T_{H1} &\leq 0.5G \\ T_{H1} + T_{H2} &= T_H \leq 0.7G \\ T_H + T_N + T_g &= T \leq 5G \end{aligned}$$

$$T_{H1} = \frac{GU_1}{h} = \frac{8 \times 1.91}{4.5} = 3.4 \text{ kg/cm}^2 < 0.5G = 4.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{H2} = \frac{H_2}{2ab} = \frac{5290}{2 \times 35 \times 40} = 1.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_H = 3.40 + 1.89 = 5.28 \text{ kg/cm}^2 < 0.7G = 5.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_N = \frac{1.5fm}{Ff}; \quad fm = \frac{133158}{35 \times 40} = 95.11 \text{ kg/cm}^2 < 0.4f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ff = \frac{35 \times 40}{2 \times 1.3(35 + 40)} = 7.18$$

$$\therefore T_N = \frac{1.5 \times 95.11}{7.18} = 19.87 \text{ kg/cm}^2 < 3G = 24 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_g = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \alpha t; \quad \alpha t = \frac{\alpha T}{n} = \frac{0.0155}{3.46} = 0.004 \text{ rad.}$$

Donde 3.46 es elastómero = $1.3 \times 3 + 0.3 \times 2 \text{ cm}$.

$$\therefore T_g = \frac{8}{2} \left(\frac{35}{1.3} \right)^2 0.004 = 11.6 \text{ kg/cm}^2 < 1.5G = 12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore T = 5.28 + 19.87 + 11.6 = 36.75 \text{ kg/cm}^2 < 5G = 40 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación de que el apoyo no se levanta

Condición: $\frac{3}{Ff} \left(\frac{t}{a} \right)^2 \frac{fm}{G} \geq \alpha t$

Se toma el valor mínimo de $fm = \frac{88230}{35 \times 40} = 63.02 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{3}{7.18} \left(\frac{1.3}{35} \right)^2 \frac{63.02}{8} = 0.0045 > 0.0041 \text{ rad.}$$

Se satisface la condición.

Verificación de que el apoyo no desliza.

Condición: $fm(\text{mín}) \geq 20 \text{ kg/cm}^2$; $fr \geq H$

$$fm(\text{mín}) = 63.02 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$fr = 0.10 + \frac{0.60}{63.02} = 0.11 \quad \therefore \quad fr = 0.11 \times 88.23 = 9.66 \text{ t} > 5.29 \text{ t.}$$

Verificación por deformación de compresión.

Condición: $e_T \leq 0.07h$ (Especificación ASTM).

$$e_T = \Delta e_T + 0.10 \text{ cm}; \quad \Delta e_T = \frac{K_1 n t^3 (fm - 30)}{a^2 G}; \quad fm = \frac{kg}{cm^2}$$

Para $\frac{b}{a} = 1.14$, se tiene que $K_1 = 2.11$ (Interpolando)

$$n = 3.46; \quad fm(\text{max}) = 95.11 \text{ kg/cm}^2; \quad t = 1.3 \text{ cm}$$

$$\therefore \Delta e_T = \frac{2.11 \times 3.46 (1.3)^3 (65.11)}{(35)^2 \times 8} = 0.11 \text{ cm}$$

$$\therefore e_T = 0.21 \text{ cm}; \quad \frac{e_T}{h} = 0.047 < 0.07 = 7 \%$$

Se satisface la condición.

En la tabla III.5 se dan un resumen de los resultados obtenidos.

Tabla III.5. Resumen de Limitantes.

		PERMISIBLES.	REALES.
1.	$h \geq$	$2U_1 = 3.82 \text{ cm}$	4.5
2.	$\frac{a}{10} \leq h \leq \frac{a}{5}$	$3.5 < 4.5 < 7.0 \text{ cm}$	4.5
3.	$(f_m)_{\text{Máx}} \leq$	$0.4 f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$	95.11
4.	$TH_1 \leq$	$0.5G = 4.0 \text{ kg/cm}^2$	3.4
5.	$TH \leq$	$0.7G = 5.6 \text{ kg/cm}^2$	5.28
6.	$TN \leq$	$3G = 24.0 \text{ kg/cm}^2$	19.87
7.	$Tg \leq$	$1.5G = 12.0 \text{ kg/cm}^2$	11.6
8.	$T = (TH + TN + Tg) \leq$	$5G = 40.0 \text{ kg/cm}^2$	36.75
9.	$\alpha t \leq$	0.0045 rad	0.004
10.	$(f_m)_{\text{mín}} \geq$	20 kg/cm^2	63.02
11.	$frN \geq$	5.3 t	9.7
12.	$\frac{e_T}{h} \leq$	$7 \% = 0.07$	0.047

\therefore Se aceptan los apoyos propuestos.

Diseño Final.

Los apoyos en ambos extremos del tramo serán de las mismas dimensiones, las cuales se indican en la figura III.8.

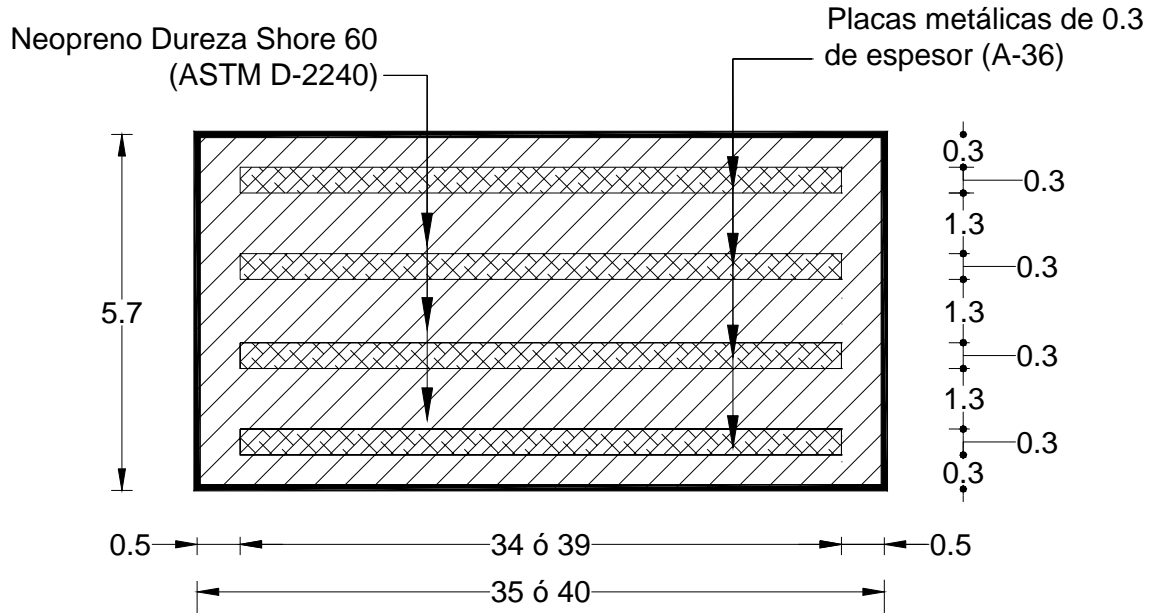


Figura III.8. Diseño Final.

III.5.2. EJEMPLO 2.

Cálculo de los dispositivos de apoyo de elastómero reforzado simple, para una losa con dos nervaduras de concreto preesforzado, colada en el sitio, de 45 m de claro para carga móvil HS-15, en dos líneas de tránsito.

III.5.2.1. Cargas Verticales.

Carga Muerta.

Las cargas se propusieron para fines de cálculo.

Peso Propio de la losa: * $V = 198.2 \text{ m}^3$
 $198.2 \times 2.4 \times 0.25 = 118.92 \text{ t / Apoyo.}$

Concreto asfáltico en carpeta: $V = 9.5 \text{ m}^3$
 $9.5 \times 2.2 \times 0.25 = 5.23 \text{ t / Apoyo.}$

Guarnición: $V = 11.1 \text{ m}^3$
 $11.1 \times 2.4 \times 0.25 = 6.66 \text{ t / Apoyo.}$

* Incluidas las nervaduras.

Parapeto: $W = 0.05 \text{ t / m}$
 $0.05 \times 23 = 1.15 \text{ t / Apoyo.}$

RCM = 131.96 t / Apoyo.

Carga Viva más Impacto.

$I = 0.18$ $R = 25 \text{ t / Línea.}$

Coeficiente de concentración:

Ancho de calzada = 7.50 m
 Separación de nervaduras = 4.00 m.

$$\therefore C_c = \left[\left(\frac{7.50}{4} - 1.525 \right) + 2.0 \right] \frac{2}{4} = 1.18$$

$$\therefore R_{CVI} = 1.18 \times 1.18 \times 25 = 34.81 \text{ t / Apoyo.}$$

NOTA: El factor o coeficiente de concentración se calcula considerando la sección transversal de la superestructura como una viga apoyada en las trabes. El factor de concentración será la reacción máxima obtenida al desplazar la carga móvil transversalmente sobre la calzada, conforme indican las especificaciones AASHTO.

III.5.2.2. Cargas Horizontales.

Frenaje: $Fr = 0.05(45 \times 0.714 + 6.12)0.25 \approx 0.48 \text{ t.}^*$

* Según AASHTO 77.1.2.13

Viento Longitudinal sobre la Estructura: $E = 60^\circ$ (Angulo de esviaje del viento).

$$p = 0.093 \text{ t / m}^2$$

Proponiendo un área expuesta de: $A \approx 46 \times 2.6 \approx 119.60 \text{ m}^2$

$$\therefore VLSE = 119.60 \times 0.093 \times 0.25 = 2.78 \text{ t / Apoyo}$$

Sismo: Se considerará un coeficiente sísmico de 0.06:

$$\therefore S = 0.06 \times 131.96 = 7.92 \text{ t / Apoyo}$$

III.5.2.3. Giros en el extremo del tramo.

Por Carga Muerta:

Se tienen como datos:

$$W = 5.74 \text{ t / m}; \quad L = 45 \text{ m.}$$

$$E_c = 4270(2.3)^{1.5} \sqrt{350} = 280.0 \text{ kg/cm}^2 = 2.8 \times 10^6 \text{ t / m}^2 \quad I = 0.8046 \text{ m}$$

Para tomar en cuenta el efecto de deformación a largo plazo, el giro por carga muerta, se multiplicará por el coeficiente de 3:

Cortante de la viga conjugada = Giro de la viga real.

$$Q_{CM} = \frac{2}{3} \frac{WL^2}{8} \frac{L}{2EI} \cdot 3 = \frac{WL^3}{8EI} = \frac{5.74(45)^3}{8 \times 2.8 \times 10^6 \times 0.8046} = 0.0290 \text{ rad.}$$

Por carga viva más impacto:

Para fines de cálculo se tienen como dato:

$$M_{CVI} = 341.8 \text{ t} \cdot \text{m}; \quad W_{CVI} = \frac{8 \times 341.8}{(45)^2} = 1.35 \text{ t / m.}$$

$$\alpha = \frac{1.35(45)^3}{24 \times 2.8 \times 10^6 \times 0.8046} = 0.0023 \text{ rad.}$$

* Considerando la tercera parte del giro por carga muerta.

Por Preesfuerzo:

Se propone la sección de la figura III.9:

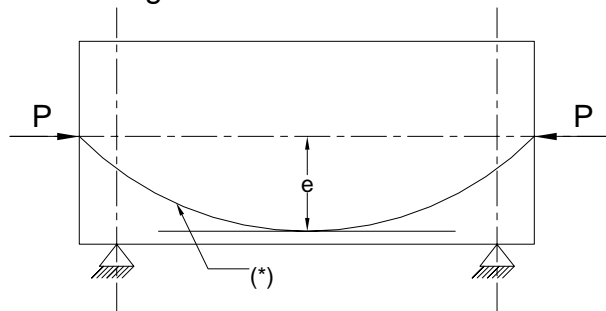


Figura III.9. Sección Propuesta.

(*) Suponiendo parabólica la trayectoria de los cables de preesfuerzo

$$\text{Reacción de la Viga Conjugada} = \text{Giro de la viga real} = \frac{2}{3}Pe \frac{3L}{2EI} = \frac{PeL}{EI}$$

$P = 1167 \text{ t}$; $e = 1.30 \text{ m}$; como en el caso de carga muerta, el giro instantáneo se afectará por un coeficiente de 3.

$$\therefore \alpha = \frac{PeL}{EI} = \frac{1167 \times 1.30 \times 45.0}{2.8 \times 10^6 \times 0.8046} = 0.0303 \text{ rad.}$$

Por Defectos de Construcción:

$$\alpha = 0.0030 \text{ rad.} = \alpha_0$$

$$\therefore \text{Giro total: } \alpha T = 0.029 - 0.0303 + 0.0023 + 0.0030 = 0.0040 \text{ rad.}$$

III.5.2.4. Deformaciones Horizontales.

Por Contracción de Fraguado:

$$\Delta_{\text{Contr.}} = 0.0002 \times 22.50 = 0.0045 \text{ m.}$$

Por Temperatura:

$$\text{Acción de corta duración: } 0.00035 \times 22.50 = 0.0079 \text{ m.}$$

$$\text{Acción de larga duración: } 0.000225 \times 22.50 = 0.0051 \text{ m.}$$

Por Giro debido a la Carga Muerta:

$\Delta = \alpha Y_t$; $Y_t =$ Distancia del eje neutro a la fibra extrema en tensión; suponiendo la distancia de: $Y_t = 1.455 \text{ m}$

$$\therefore \Delta = 0.029 \times 1.455 = 0.0422 \text{ m.}$$

Por Giro debido a la Carga Viva más Impacto:

$$\Delta_{\text{CVI}} = 0.0023 \times 1.455 = 0.0033 \text{ m.}$$

Por Preesfuerzo:

$$\text{Se tiene que } \Delta = \frac{3PL}{2AE} + \alpha Y_t$$

Se triplica el efecto de la deformación por fuerza normal, y se divide entre los dos apoyos.

Suponiendo un área de: $A = 2.0631 \text{ m}^2$

$$\Delta = \frac{3 \times 1167 \times 45}{2 \times 2.0631 \times 2.8 \times 10^6} + 0.0303 \times 1.455 = 0.0577 \text{ m.}$$

III.5.2.5. Dimensionamiento de los dispositivos de apoyo.

Área del dispositivo:

$$f_{adm} = 100 \text{ kg/cm}^2 *$$

* Para coronas o cabezales de concreto de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

R máx = 166.77 t. (CM+CVI) / Apoyo.

$$A \text{ requerida} = \frac{166770}{100} = 1668 \text{ m}^2$$

Altura Neta del Dispositivo:

$$\text{Condición: } h \geq 2U_1$$

$$\begin{aligned} \text{Contracción: } \Delta CM + \Delta p - (\Delta \text{Contr.} + \Delta \text{Temp}) \\ = 0.0422 + 0.0577 - (0.0045 + 0.0079) = -0.0279 \text{ m}^* \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Dilatación: } \Delta CM + \Delta p + \Delta CVI + \Delta \text{Temp} - \Delta \text{Contr.} \\ = 0.0422 - 0.0577 + 0.0033 + 0.0079 - 0.0045 = 0.0088 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\therefore U_1 = 2.79 \text{ cm}; \quad h \text{ mín} = 5.58 \text{ cm.}$$

Se propone un dispositivo de $N(4 \times 1.3 + 2 \times 0.3) + A(5 \times 0.3)$, con un valor de $h = 5.8 \text{ cm} > 5.58 \text{ cm}$

N = Placas de neopreno; A = Placas de acero estructural.

Dimensiones en planta:

$$\text{Condición: } 5h \leq a \leq 10h ; \quad 29 \leq a \leq 58$$

Se propone $a = 35 \text{ cm}$ y $b = 50 \text{ cm}$; $A = 1750 \text{ cm}^2 > 1668 \text{ cm}^2$

1. * Es recomendable considerar la condición más desfavorable, o sea, la deformación mayor posible.
2. Dilataciones = (+); contracciones = (-).

Verificación de Cortante:

Condiciones:

1. $T_{H1} \leq 0.5G$
2. $T_H = (T_{H1} + T_{H2}) \leq 0.7G$
3. $T = (T_H + T_N + Tg) \leq 5G$
4. $T_N \leq 3G$

$$T_{H1} = \frac{GU_1}{h} = \frac{8 \times 2.79}{5.8} = 3.85 \text{ kg/cm}^2 < 0.5G = 4.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{H2} = \frac{H_2}{2ab} = \frac{7920}{2 \times 35 \times 50} = 2.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_H = 3.85 + 2.26 = 6.11 \text{ kg/cm}^2 > 0.7G = 5.6 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se modificarán las dimensiones del dispositivo a 50 × 50 cm.

$$\therefore T_{H2} = \frac{7920}{2 \times 50 \times 50} = 1.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore T_H = 3.85 + 1.58 = 5.43 \text{ kg/cm}^2 < 0.7 = 5.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_N = \frac{1.50fm}{Ft}; \quad fm = \frac{166770}{50 \times 50} = 66.7 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ff = \frac{50 \times 50}{2 \times 1.3(50 + 50)} = 9.62 \quad \therefore T_N = \frac{1.5 \times 66.7}{9.62} = 10.4 \text{ kg/cm}^2 < 3G = 24 \text{ kg/cm}^2$$

$$Tg = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \alpha t; \quad \alpha t = \frac{\alpha T}{n} = \frac{0.0040^*}{4.46} = 0.0009$$

$$* \alpha T = 0.0290 - 0.0303 + 0.0023 + 0.0030 = 0.0040$$

$n = 4.46$ = Espesor o altura de neopreno, expresado en función del número de placas.

$$\therefore T_g = 4 \times \left(\frac{50}{1.3} \right)^2 \times 0.0009 = 5.33 \text{ kg/cm}^2 < 1.5G = 12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore T = 5.43 + 10.4 + 5.33 = 21.16 \text{ kg/cm}^2 < 5.0G = 40 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación de que el apoyo no se levanta:

$$\text{Condición: } \frac{3}{F_f} \left(\frac{t}{a} \right)^2 \frac{f_m}{G} \geq \alpha t ; \quad f_m (\text{mín}) = \frac{131960}{50 \times 50} = 52.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{3}{9.62} \left(\frac{1.3}{50} \right)^2 \frac{52.78}{8} = 0.0014 > 0.0009 ; \text{ se satisface la condición.}$$

Verificación de que el apoyo no desliza:

$$\text{Condición: } f_m (\text{mín}) \geq 20 \text{ kg/cm}^2 ; \quad f_r N > H$$

$$f_m (\text{mín}) = 52.78 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = 0.10 + \frac{0.60}{52.78} \approx 0.11 \quad \therefore f_r N = 0.11 \times 131.96 = 14.52 \text{ t} > H = S = 7.92 \text{ t.}$$

Verificación por deformación de compresión:

$$\text{Condición: } e_T \leq 0.07h$$

$$e_T = \Delta e_T + 0.10 \text{ cm}; \quad \Delta e_T = \frac{K_1 n t^3 (f_m - 30)}{a^2 G}; \quad f_m = 66.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Para } \frac{b}{a} = 1 \quad K_1 = 2.37; \quad n = 4.46$$

$$\therefore \Delta e_T = \frac{2.37 \times 4.46 (1.3)^3 36.7}{(50)^2 \times 8} = 0.04 \text{ cm}; \quad h = 5.8 \text{ cm}$$

$$\therefore e_T = 0.14 \text{ cm}; \quad \frac{e_T}{h} = 0.024 < 0.07 = 7 \% \text{ de deformación.}$$

Todas las condiciones se satisfacen.

Diseño Final.

Los apoyos en ambos extremos del tramo serán de las mismas dimensiones, las cuales se indican en la figura III.10.

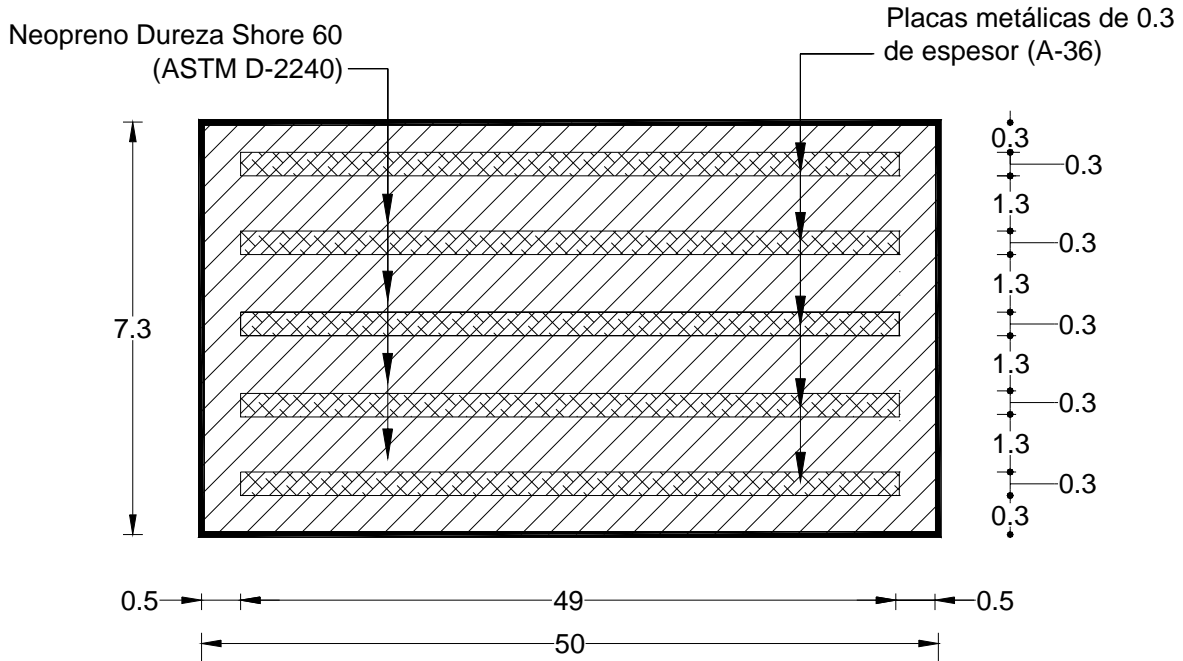


Figura III.10. Elevación del Diseño Final

III.6. ESTRUCTURAS CONTINUAS.

Se consideran los dos casos que se presentan más comúnmente, en la práctica:

1. *Superestructuras Continuas*, apoyadas.
2. *Marcos Rígidos*, apoyados en sus extremos.

III.6.1. SUPERESTRUCTURAS CONTINUAS.

El procedimiento general de cálculo de los apoyos integrales de neopreno, es enteramente similar al indicado para piezas simplemente apoyadas, figura III.11, no obstante, deberá tenerse especial cuidado en los siguientes aspectos:

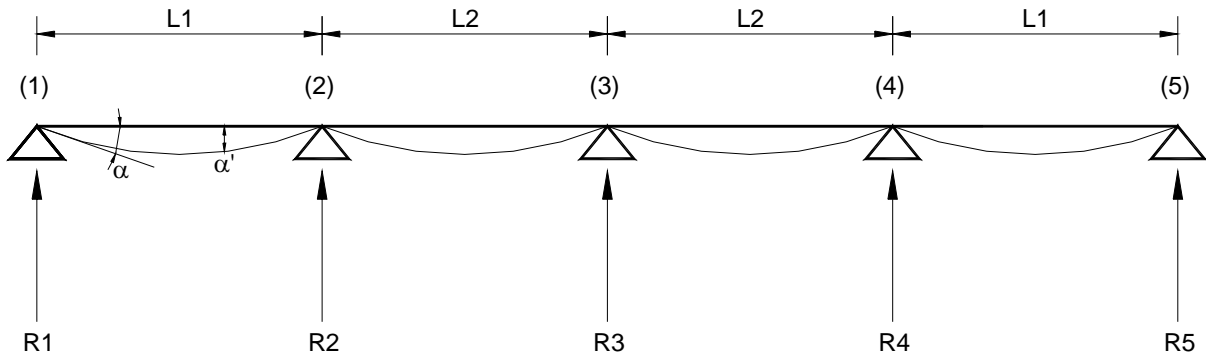


Figura III.11. Superestructura Continua.

- A. El espesor nominal total del elastómero (h), y por consiguiente, la altura total de los dispositivos de apoyo (Ha), se determina, como ya está establecido, en función de la deformación lineal máxima.

Esta deformación es variable, lo que significa, que los dispositivos de apoyo tendrán diferentes dimensiones, sobre cada elemento de la subestructura.

- B. También debe tomarse en cuenta que las deformaciones angulares, o sea los giros, son diferentes para cada apoyo; así como también las reacciones respectivas.

Lo anterior puede esquematizarse en la siguiente forma:

$$h = f (U) = f (\text{Contracción; Dilatación}) = \\ = \Delta CM + \Delta(\text{Contracción}) + \Delta(\text{Temperatura}) + \Delta CVI$$

y a su vez: $(\Delta CM; \Delta CV) = f (\alpha, \alpha', \dots, \alpha_n)$

y $\Delta (\text{Contracción; Dilatación; Temperatura}) = f (L_1 + L_2 \dots L_N) *$

* Generalmente se considera que el punto o sección central de la estructura, es fijo.

Por consiguiente, se tendrá, para cada apoyo (Apoyo “ n “):

1. $f_{m_n} = \frac{N_n}{ab}$

2. $T_{H_{1n}} = \frac{GU_{1n}}{h}$

3. $T_{H_{2n}} = \frac{H_{2n}}{2ab}$; $H_{2n} = f$ (Frenaje, Viento, Sismo, etc.).

4. $T_{N_n} = 1.5 \frac{f m_n}{Ff}$

5. Tg: Varía también para cada apoyo, en función de: $\alpha T_n = \frac{\alpha T_n}{n^*}$

*Numero de placas de elastómero.

6. f mín y $f r N$, también pueden variar para cada apoyo.

7. La deformación por compresión, eT / h , deberá verificarse en cada apoyo.

C. Considerando lo anterior, se concluye:

1. Todas las solicitaciones y deformaciones, se repartirán entre la totalidad de los apoyos.
2. Los dispositivos de apoyo tendrán diferentes dimensiones, en cada elemento de subestructura.
3. En lo posible, deberán uniformizarse los dispositivos de apoyo, para una estructura determinada.

III.6.2. MARCOS RIGIDOS.

Para el caso de marcos rígidos se deberá cuidar lo siguiente:

- A. Para este tipo de estructuras, los dispositivos de apoyo, localizados en los extremos, deberán tener la suficiente capacidad para absorber o tomar las solicitaciones y deformaciones de la estructura, correspondiendo, a cada extremo, la mitad del total de ellas.
- B. El procedimiento general de cálculo de los apoyos integrales de neopreno, es enteramente similar a lo indicado anteriormente.
- C. Los dispositivos de apoyo, serán en el mismo numero y tendrán las mismas dimensiones, en cada extremo de la estructura.

El marco rígido se muestra en la figura III.12:

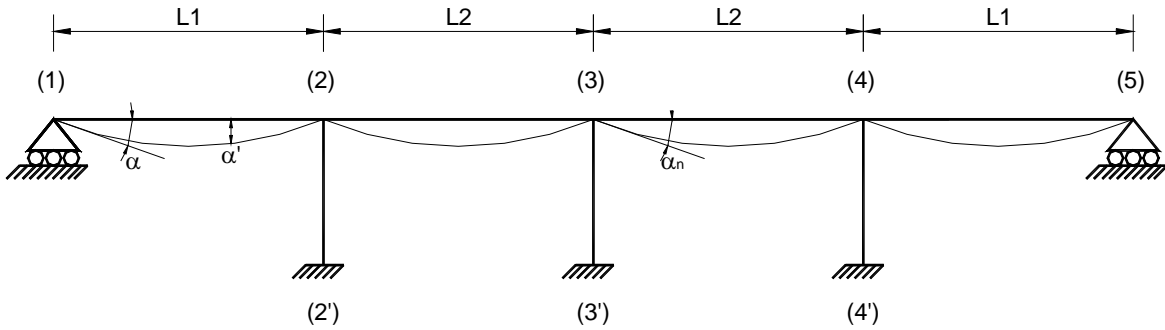


Figura III.12. Marco Rígido.

III.7. AYUDAS DE DISEÑO.

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

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

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

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

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

La característica elástica del neopreno utilizado en los apoyos SLIDE son:

Dureza Shore: 60 – 70

Modulo de elasticidad transversal a 22° C, $G = 8 \text{ kg/cm}^2$

El esfuerzo horizontal admisible debe ser de:

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

V=Carga máxima vertical.

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

Los apoyos SLIDE tiene tres grupos esenciales.

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

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

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

Los Apoyos TETRON también nos ofrecen tres tipos:

- Apoyo TETRON CD/FX (Fijo): Solo permite rotaciones, puede transmitir reacciones oblicuas, cuya componente horizontal es uno de los datos de dimensionamiento.
- Apoyo TETRON CD/GL (Deslizante Libre): Permite rotaciones y movimientos en todas las direcciones, la parte superior esta cubierta por una placa de deslizamiento, con una grasa especial para su lubricación y así tener un coeficiente de rozamiento muy bajo.

- Apoyo TETRON CD/GG (Deslizante Guiado): Permite rotaciones en todas las direcciones y movimientos en una sola dirección. La guía de movimiento horizontal puede consistir en dos topes laterales.

Para su dimensionamiento la compañía cuenta con un programa informático en función de la presión admisible en el elastómero, las dimensiones de las materias primas y las variantes tecnológicas industriales, se proporciona una tabla para ser llenada en la que piden una serie de datos como. Normas aplicables, Carga vertical permanente, Carga vertical máxima, Carga vertical mínima, Fuerza Horizontal, Angulo máximo de rotación sobre el apoyo, Presión admisible en el soporte, Presión admisible en el elastómero y Movimiento máximo admisible.

IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE “VIADUCTO ATIZAPÁN”.

Para introducirnos al estudio estructural del puente en estudio, es necesario hacer una identificación de los principales tipos y elementos que los forman.

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancías.

La infraestructura de un puente está formada por los estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos, que forman la base de ambos. La superestructura consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras, constituidas por vigas, cables, o bóvedas y arcos que transmiten las cargas del tablero a las pilas y a los estribos.

La palabra viaducto se reserva para los puentes largos, con frecuencia de claros prolongados, y altura constante.

Un puente se divide en tramos, separados por las pilas y que terminan en los estribos.

Las partes que forman un puente son:

- Elementos portantes (generalmente vigas).
- Diafragmas (en la superestructura).
- Losas (sistemas de piso).
- Pilas y estribos.
- Sistemas de apoyo (en la subestructura).
- Otros elementos de soporte de la superestructura.
- Pilotes.
- Zapatas de cimentación (en la cimentación).
- Pilastrones.
- Juntas de dilatación.
- Sistemas de drenaje.
- Parapetos (en el equipamiento).
- Señalizaciones.

A los puentes los podemos clasificar según su función y utilización, materiales de construcción y tipo de estructura.

A los puentes según su función y utilización se les puede clasificar en:

- Puentes peatonales.
- Puentes, viaductos o pasos carreteros.
- Puentes, viaductos o pasos ferroviarios.

Según sus materiales de construcción, los puentes podrán ser de:

- Madera.
- Mampostería.
- Acero Estructural.
- Concreto Armado.
- Concreto Presforzado.

Dependiendo del tipo de estructura, los puentes podrán ser de:

- Librementemente Apoyados.
- Tramos continuos (vigas ó marcos rígidos).
- Arcos.
- Atirantados.
- Colgantes.
- Doble Voladizos.

Los puentes tienen ciertas características en común, desde el punto de vista de la respuesta sísmica. Su característica radica en que sus apoyos tienden a sufrir movimientos diferenciales durante los sismos, esto se debe a la distancia que hay entre los apoyos y aún tratándose de claros cortos, los estribos tienden a moverse diferencialmente. Este efecto se denomina movimientos fuera de fase.

Dependiendo del tipo de puente es su comportamiento; en los puentes librementemente apoyados tienden a fallar por la pérdida de su longitud de apoyo ya que es probable que los desplazamientos relativos entre las pilas lleguen a ser de varios centímetros o incluso decímetros. Como consecuencia, es importante limitar estos movimientos relativos en los extremos superiores de las pilas, poniendo salientes o placas de tope impidiendo desplazamientos en los apoyos.

Algunos puentes que han sufrido colapso durante los sismos por fallas en la cimentación de sus pilas debido a la licuación del suelo, por eso es importante investigar la estabilidad de las pilas considerando los efectos dinámicos del agua que las rodea.

En los puentes colgantes, el problema es el periodo fundamental de vibración es muy largo, por lo tanto el amortiguamiento es pequeño y sus deflexiones son grandes; este tipo de puentes se deben diseñar para resistir sismos moderados sin que su factor de ductilidad pase de 1. Su comportamiento está en el rango inelástico.

IV.I. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

El puente Viaducto Atizapán se encuentra ubicado en la carretera La Venta – Lechería, tramo Chamapa – Lechería en el kilómetro 532+738; fue construido

entre los años de 1993 y 1994, por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, la zona del viaducto tiene una longitud de 468 m. con una pendiente de -0.38% ; tiene un ancho de calzada de 23.50 m. en total; la vialidad es en ambas direcciones.

La subestructura está compuesta por 12 columnas y 2 caballetes, distribuidos cada 36 m. a lo largo del puente. La altura de las columnas varían de 8.27 m hasta una altura máxima de 49.28 m. Estas columnas tienen un cabezal hueco que es el mismo para todas las columnas. En la figura IV.1 se muestra una fotografía panorámica.



Figura IV.1. Vista Panorámica del Puente “Viaducto Atizapán”

En la figura IV.2, se puede observar la fotografía de la superestructura, es el cabezal de la columna 3.



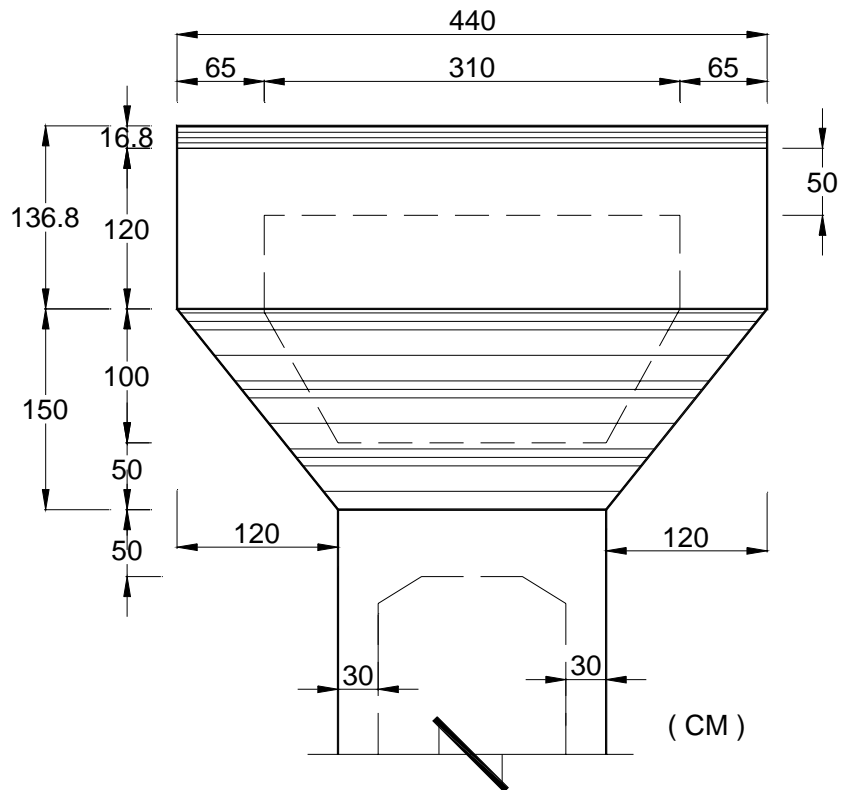
Figura IV.2. Superestructura.

La siguiente fotografía muestra la calzada del puente, figura IV.3.



Figura IV.3. Calzada del Puente.

La geometría de los cabezales huecos, está representado más detalladamente en la figura IV.4.



*Figura IV.4. Cabezal de las columnas.
Vista Lateral*

Para el análisis del modelo estructural se propusieron tres tipos de secciones por cada columna, ya que como se puede ver, se trata de secciones variables, tanto en la altura como en las dimensiones de la cimentación que esta formada de dados y zapatas en cada una de ellas; las secciones propuestas fueron las más representativas de cada columna, se distribuyeron como se muestra en las figuras IV.5 y IV.6, también en estas figuras se pueden apreciar las dimensiones que varían para cada columna y las partes de cada una de ellas.

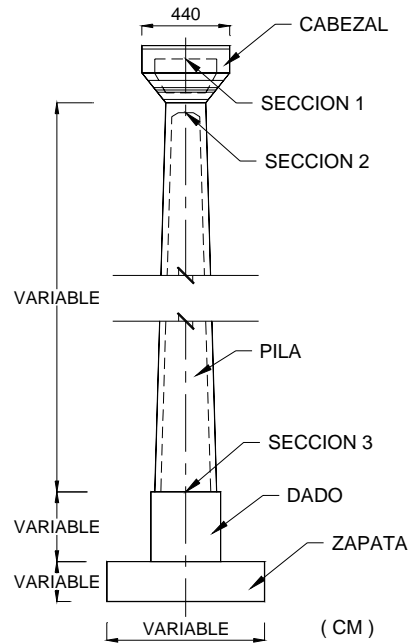


Figura IV.5. Vista Lateral de Columna.

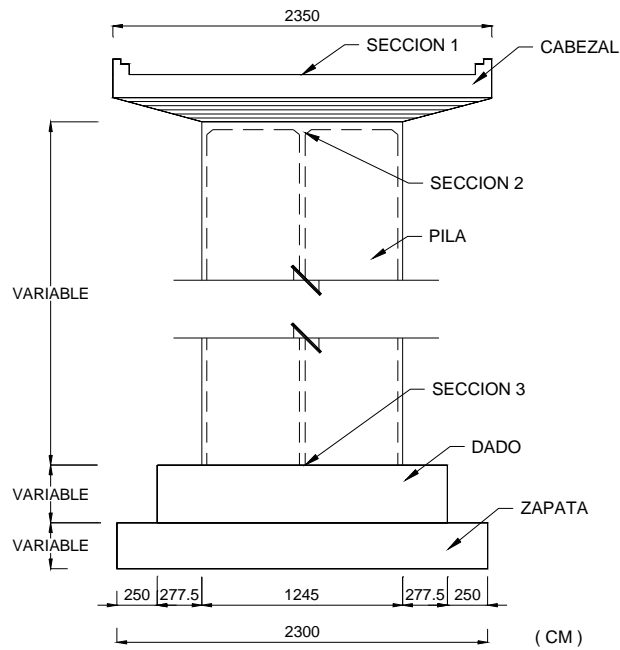


Figura IV.6. Elevación de la Columna.

La sección 1, representada en la figura IV.7 equivale a la parte alta de la columna, esta sección es la misma para todas, las dimensiones son como se muestra en este corte transversal:

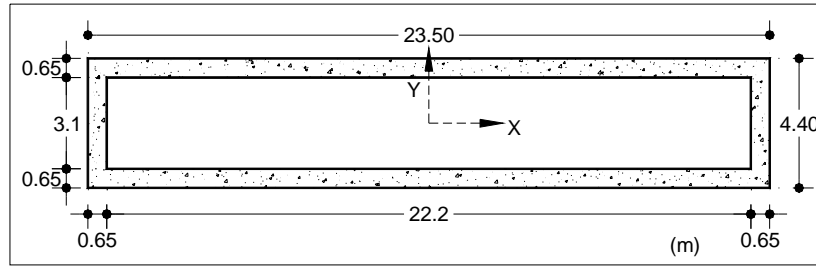


Figura IV.7. Corte Transversal de la Sección 1.

La sección 2, mostrada en la figura IV.8, esta localizada inmediatamente debajo del cabezal, pero como se muestra a continuación la geometría cambia.

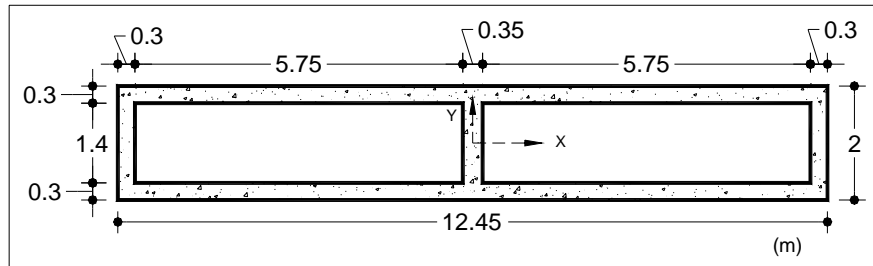


Figura IV.8. Corte Transversal de la Sección 2.

La tercera y última sección es variable para cada columna y esta se encuentra al nivel del terreno. En la figura IV.9 se presenta la sección indicando las dimensiones que son variables:

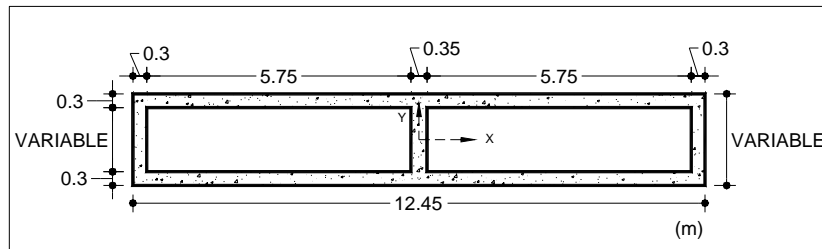


Figura IV.9. Corte Transversal de la Sección 3.

Los caballetes están formados por cuatro pilas cilíndricas de 1.2 m de diámetro cada una, la figura IV.10 muestra un corte lateral del caballete:

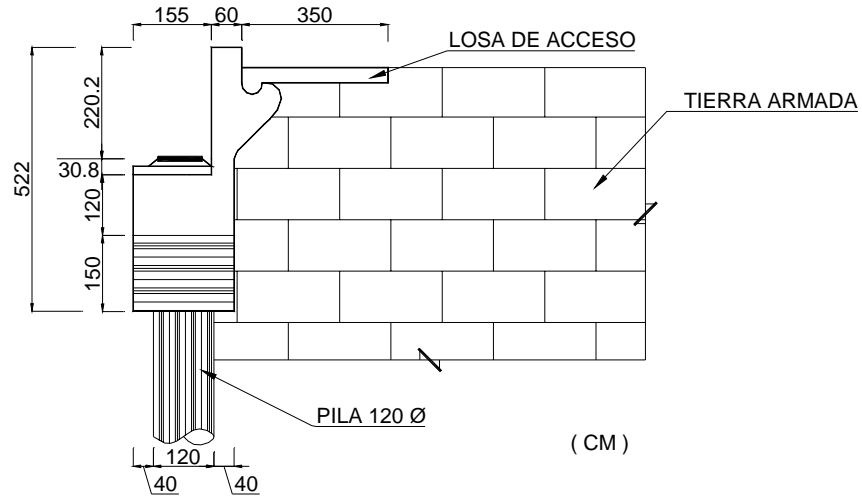


Figura IV.10. Vista Lateral del Caballete.

La superestructura está integrada por la losa estructural que a su vez está apoyada en diez secciones en I por cada columna, la sección se muestra en la figura IV.11.:

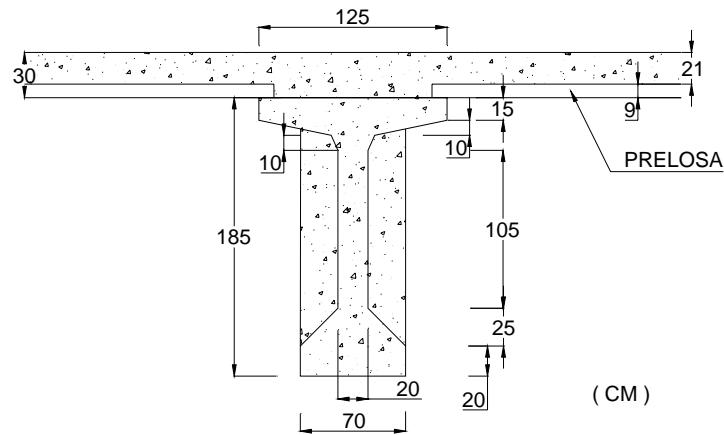


Figura IV.11. Sección en I de las vigas que soportan la losa de la superestructura.

Cada sección en I descansa en un apoyo de neopreno, es decir, se tienen diez secciones en I con diez apoyos de neopreno por cada columna y caballete, también cuenta con un tope sísmico que evita desplazamientos excesivos. En la figura IV.12 se muestra un corte en elevación de un caballete donde se indica como está conformada la subestructura y la superestructura:

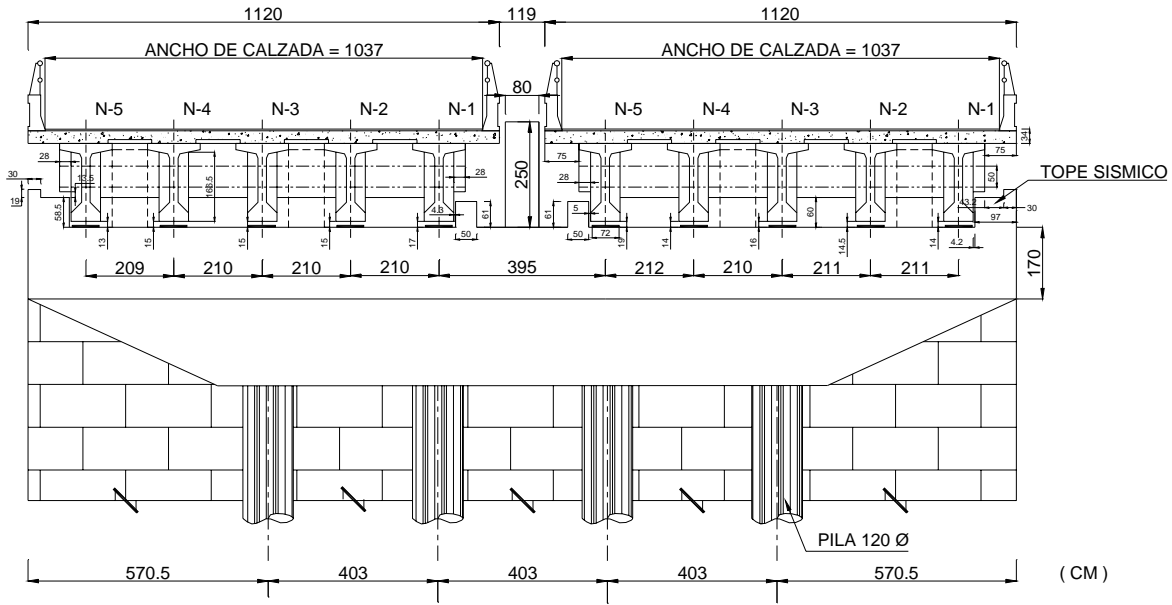


Figura IV.12 Corte en Elevación de un Caballete.

El corte del caballete de la figura IV.12 muestra el ancho de calzada, además se puede apreciar que los parapetos tienen una longitud de 1872 m., la guarñición tiene 1840 m. de longitud, los apoyos de neopreno son de 50 cm por cada lado y 15 cm de altura. En la figura IV.13 se muestra un corte de las columnas, que es muy similar al anterior:

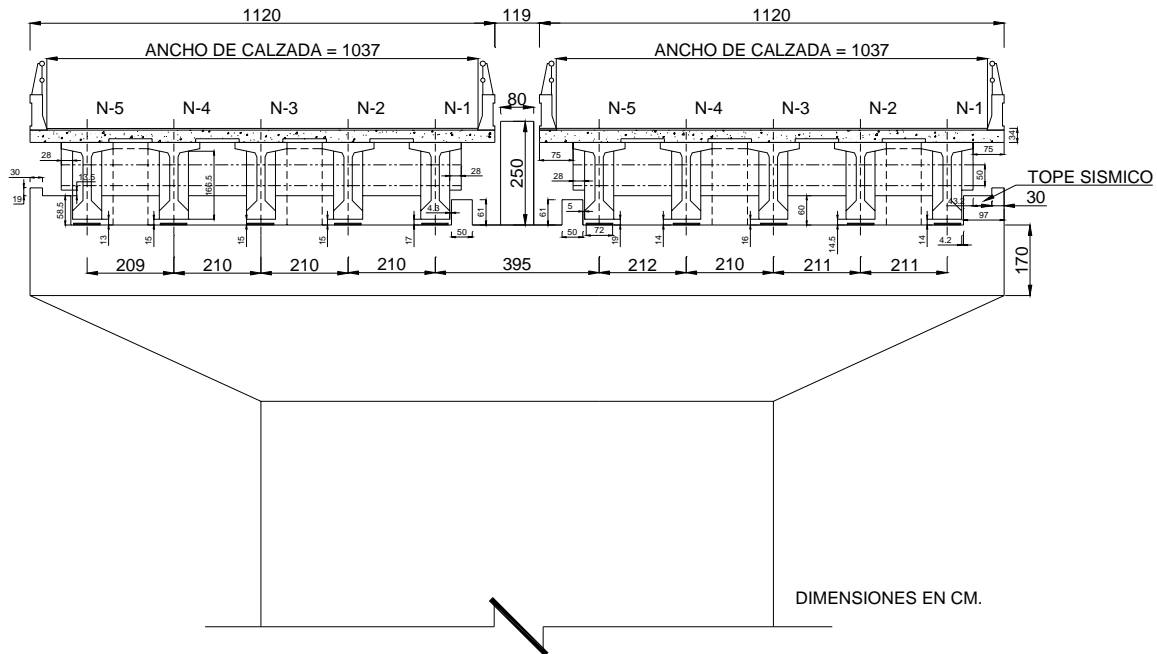


Figura IV.13. Corte en Elevación de una Columna.

IV.2. CONSIDERACIONES E HIPÓTESIS.

Para el análisis estructural, se tienen 14 secciones diferentes, contando las secciones variables para cada columna. Para cada sección se calculó el área, los momentos de inercia con respecto al eje X y al eje Y, y los centroides respecto a los dos ejes; la numeración de las pilas se realizó como se indica en la figura IV.14.

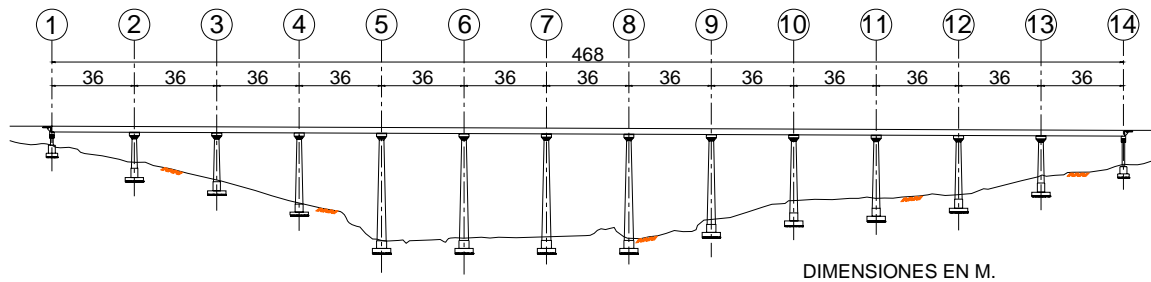


Figura IV.14. Croquis del Puente.

En la tabla IV.1 se presenta la tabla de valores geométricos de las diferentes secciones del puente:

Cada sección de la tabla IV.1 está numerada para definir el tipo de material de cada elemento estructural del puente junto con sus propiedades geométricas en el modelo estructural. En las figuras IV.15 a IV.28 se muestran las secciones indicadas en la tabla IV.1.

Tabla IV.1. Propiedades Geométricas de las secciones de los elementos estructurales del puente.

No.	Tipo de sección.	A (m ²)	Asx (m ²)	Asy (m ²)	Ix (m ⁴)	Iy (m ⁴)	X (m)	Y (m)	J (t/m ²)	Esfuerzos (kg/cm ²)
1	Sección I (10 piezas)	7.425	0.312	0.37	3.395	348.99	10.4	0.99	1.697	f'c=350
2	Neopreno	2.5	2.083	0	0.0014	1.5625	2.5	0.07	0.0009	ft=129.7
3	Parte alta de pilas	34.58	5.72	30.55	111.70	1932.1	11.7	2.2	78.194	f'c=300
4	Parte media de pilas	8.8	1.608	7.878	5.6703	127.50	6.22	1.0	3.969	f'c=250
5	Parte baja de pila 2	9.37	2.143	8.053	10.568	140.79	6.22	1.3	7.398	f'c=250
6	Parte baja de pila 3	9.607	2.366	8.126	13.101	146.33	6.22	1.42	9.171	f'c=250
7	Parte baja de pila 4	10.03	2.767	8.257	18.422	156.29	6.22	1.65	12.895	f'c=250
8	Parte baja de pilas 5, 6, 7, y 8	10.7	3.392	8.462	28.734	171.80	6.22	2.0	20.115	f'c=250
9	Parte baja de pila 9	10.37	3.079	8.36	23.260	164.05	6.22	1.82	16.282	f'c=250
10	Parte baja de pila 10	10.18	2.901	8.301	20.419	159.62	6.22	1.72	14.293	f'c=250
11	Parte baja de pila 11	10.08	2.812	8.272	19.075	157.40	6.22	1.67	13.352	f'c=250
12	Parte baja de pila 12	9.892	2.634	8.214	16.537	152.97	6.22	1.57	11.576	f'c=250
13	Parte baja de pila 13	9.56	2.322	8.112	12.571	145.22	6.22	1.4	8.7996	f'c=250
14	Caballetes	4.524	4.071	4.071	0.4071	92.247	6.04	0.6	0.814	f'c=300
15	Sección rígida	20	16.67	16.67	2000	2000	-	-	1400	f'c=350

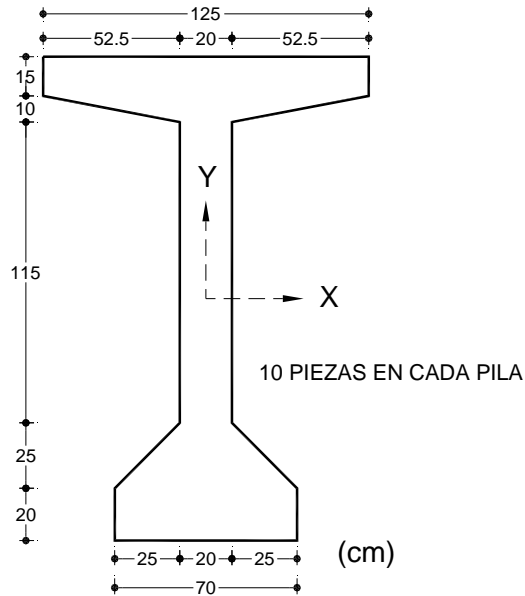


Figura IV.15. Sección en I. (No. 1)

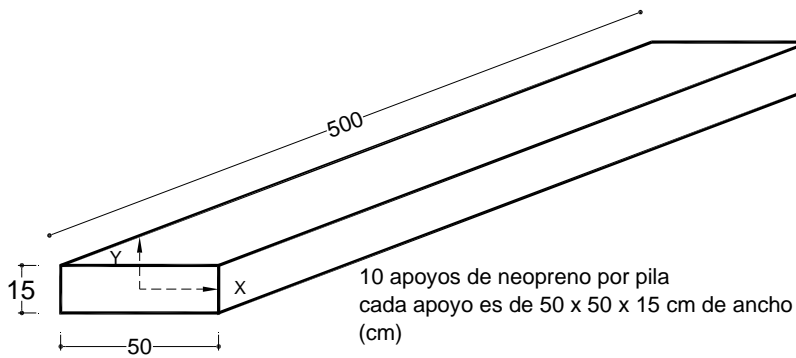


Figura IV.16. Sección del neopreno. (No. 2)

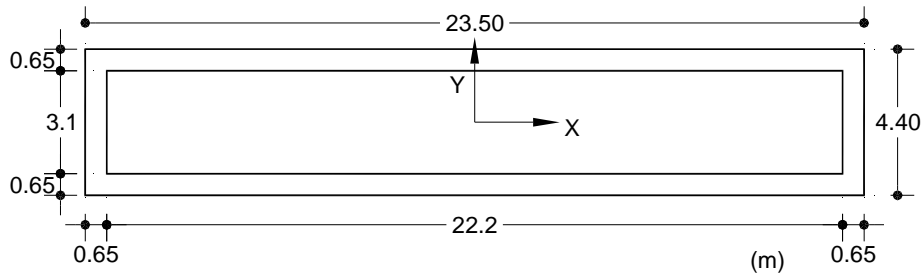


Figura IV.17. Sección 1 de las columnas (No. 3).

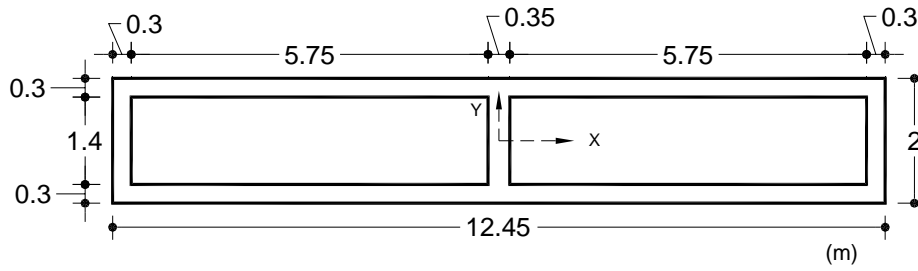


Figura IV.18. Sección 2 de las columnas. (No. 4)

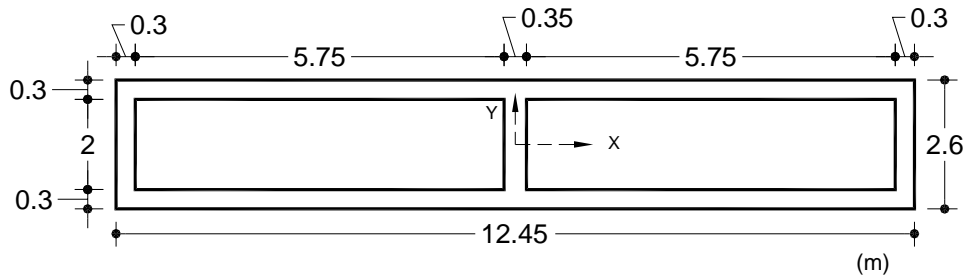


Figura IV. 19. Sección 3 de la columna 2. (No. 5)

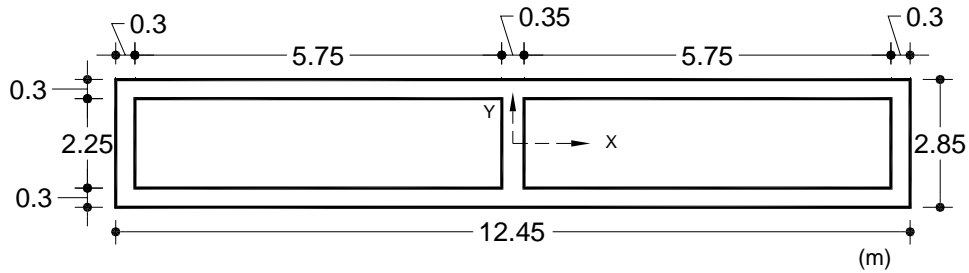


Figura IV.20. Sección 3 de la columna 3. (No. 6)

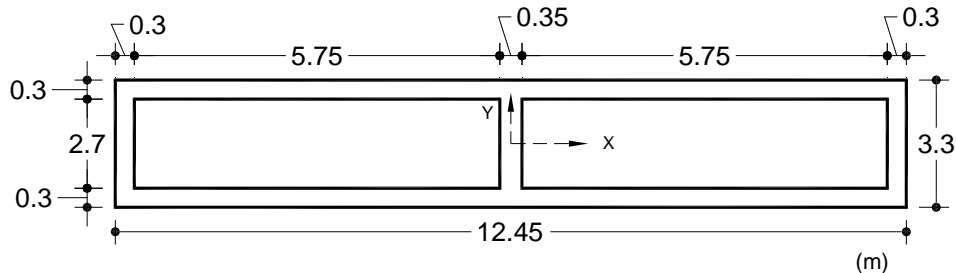


Figura IV.21. Sección 3 de la columna 4. (No. 7)

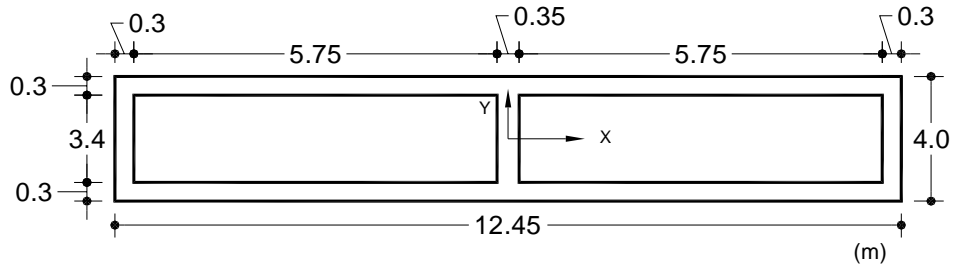


Figura IV.22. Sección 3 de las columnas 5, 6, 7 y 8. (No. 8)

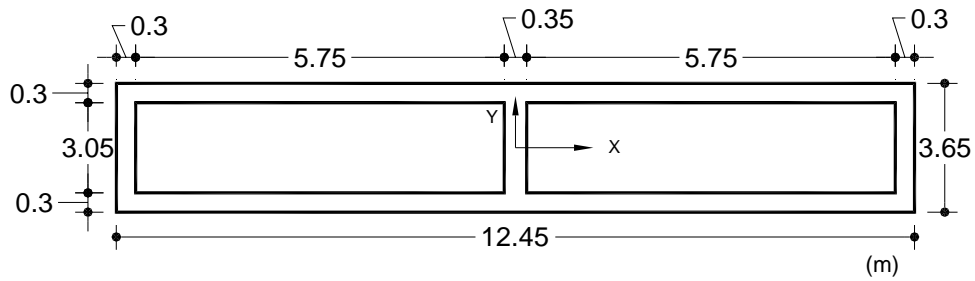


Figura IV.23. Sección 3 de la columna 9. (No. 9)

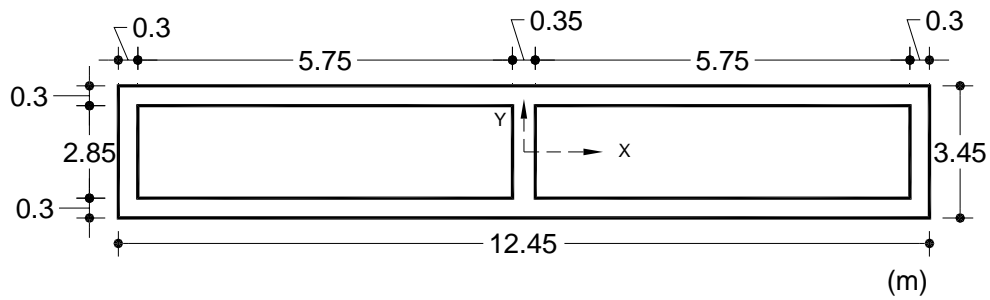


Figura IV.24. Sección 3 de la columna 10. (No. 10)

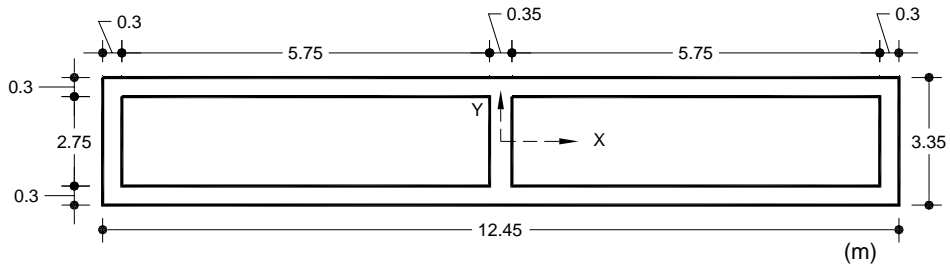


Figura IV.25. Sección 3 de la columna 11. (No. 11)

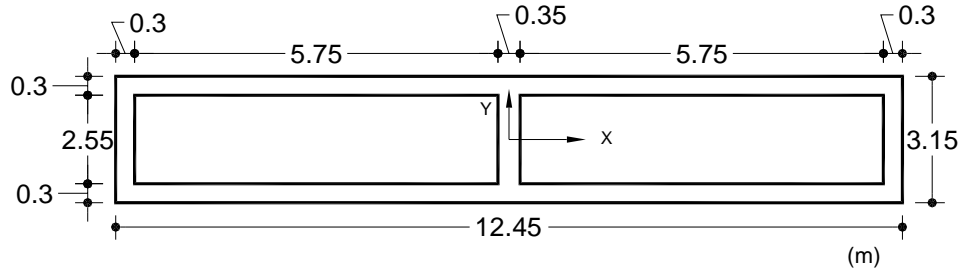


Figura IV.26. Sección 3 de la columna 12. (No. 12)

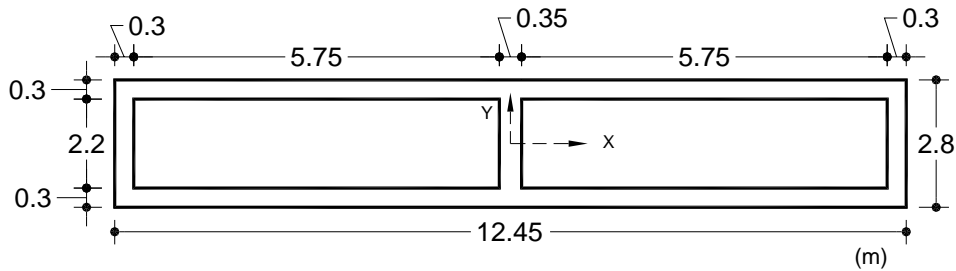


Figura IV.27. Sección 3 de la columna 13. (No. 13)

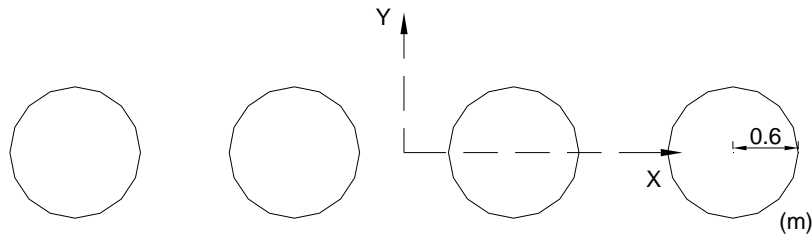


Figura IV.28. Caballetes. (No. 14)

En la tabla IV.1 aparece un elemento rígido, el cual se uso de herramienta como elemento de conexión entre la sección en I y la parte alta del cabezal para cada columna incluyendo los caballetes. Cabe mencionar que para el análisis estructural no se tomo el peso propio de dicho elemento.

Otras constantes que se deben de tomar en cuenta a parte de la geometría es el material con que esta construido el puente, el cual esta diseñado con concreto reforzado. Para la superestructura, es decir, las secciones en I y para la calzada se uso concreto de 350 kg/cm^2 , para los caballetes y las secciones 1 de las columnas se tiene concreto de 300 kg/cm^2 y por último, las secciones 2 y secciones 3 de las columnas están construidas con concreto de 250 kg/cm^2 . El neopreno tiene una dureza 70, que equivale a 129.7 kg/cm^2 , con placas de acero estructural A-36. Se calculó para cada una de ellas el módulo de elasticidad y el módulo de cortante, los valores se muestran en la tabla IV.2.

Tabla IV.2. Propiedades Mecánicas de los Materiales.

Material.	Modulo de Elasticidad (E) kg/cm ²	Modulo de Cortante (G) kg/cm ²
Concreto 350 kg/cm ²	261916.0171	104766.4068
Concreto 300 kg/cm ²	242487.1131	96994.84524
Concreto 250 kg/cm ²	221359.4362	88543.77448
Neopreno 129.7 kg/cm ²	63.2	14.3

IV.3. ESTIMACION DE CARGAS.

Para el estudio del análisis estructural, solo se tomo en cuenta el peso propio de la estructura, así como una carga dinámica, que son los espectros sísmicos de 1985 de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, estos espectros son en dos direcciones, en la figura IV.29 se presenta la gráfica del registro sísmico en dirección este – oeste y en la figura IV.30 se muestra el registro sísmico en dirección norte – sur.

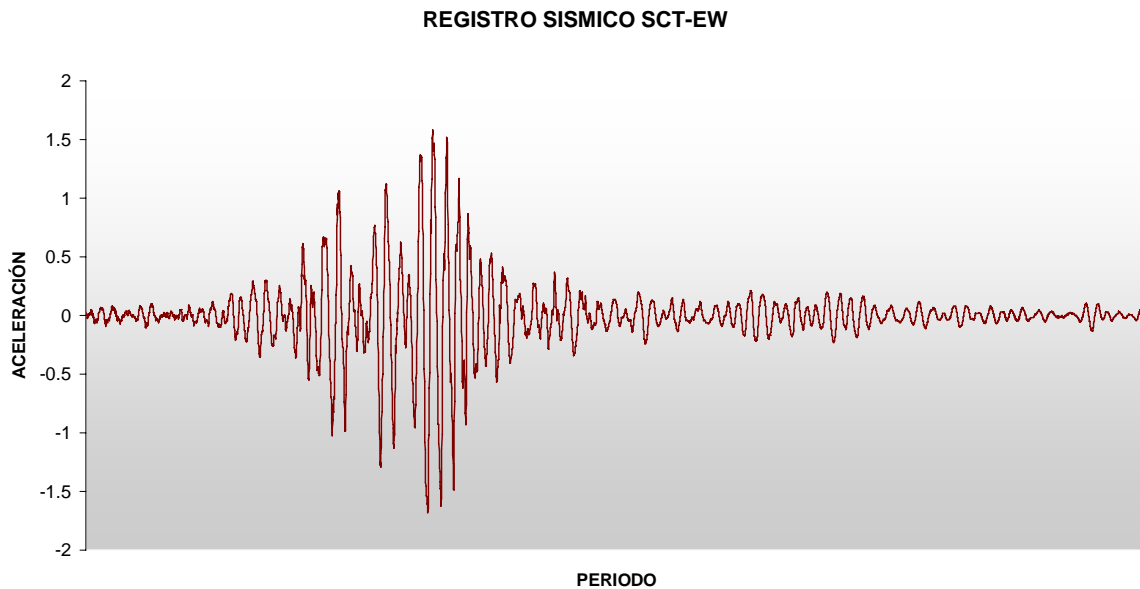


Figura IV.29. Registro Sísmico SCT-EW.

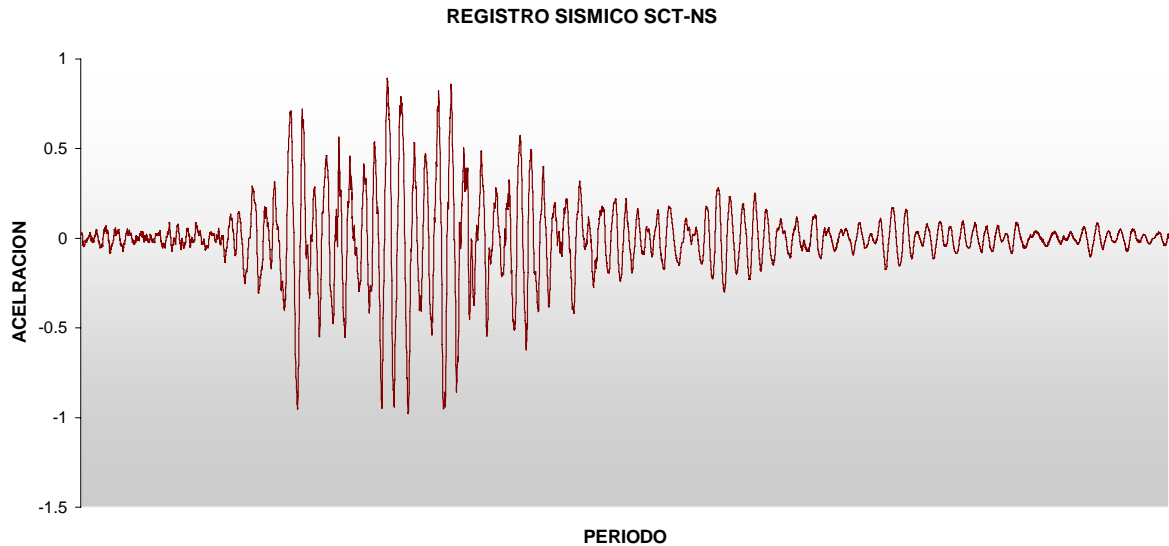


Figura IV.30. Registro Sísmico SCT-NS.

IV.4. MODELO ESTRUCTURAL CON APOYOS DE NEOPRENO.

Para este caso básicamente se realizó una revisión del puente, ya que este originalmente cuenta con dichos apoyos, se tomaron dos combinaciones de cargas que son:

1. Peso propio.
2. Carga dinámica, representada por los registros sísmicos SCT-EW y SCT-NS aplicados al mismo tiempo pero en las direcciones mencionadas.

Las diferentes secciones de la estructura son como las descritas anteriormente, así como también los diversos tipos de materiales.

IV.5. MODELO ESTRUCTURAL SIN APOYOS DE NEOPRENO.

Este modelo es muy similar al anterior, solo que sin apoyos de neopreno, pero las condiciones de carga, las secciones y los materiales son los mismos.

V. PRESENTACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS.

En este capítulo se analizarán los diversos resultados que se obtuvieron mediante la ayuda del programa SAP 2000. Como se comentó en el capítulo anterior, se realizaron dos tipos de análisis del puente, uno con apoyos elastoméricos y el otro sin apoyos elastoméricos; cada caso cuenta con dos combinaciones de carga, el peso propio de la estructura y la carga dinámica con los registros de la SCT. A continuación se presentan dichos resultados para cada caso.

V.1. FORMAS MODALES.

Para evaluar el comportamiento dinámico del puente, se propuso comparar las primeras 10 formas modales, mismas que se presentan en la tabla V.1.

Tabla V.1. Periodos del puente con y sin Apoyos Elastoméricos.

Modo No.	Con Apoyos Elastoméricos (seg)	Sin Apoyos Elastoméricos (seg)
1	1.046104	0.829573
2	1.018316	0.675677
3	1.010483	0.539546
4	0.995951	0.468278
5	0.989221	0.462577
6	0.809185	0.421223
7	0.72685	0.389741
8	0.726573	0.387261
9	0.723847	0.34179
10	0.720551	0.308369

Como se puede observar hay una diferencia importante entre ellos, siendo mayores cuando se tienen apoyos elastoméricos, debido al incremento en la flexibilidad que proporcionan estos elementos. En la figura V.1 se grafican la comparación de dichos periodos.

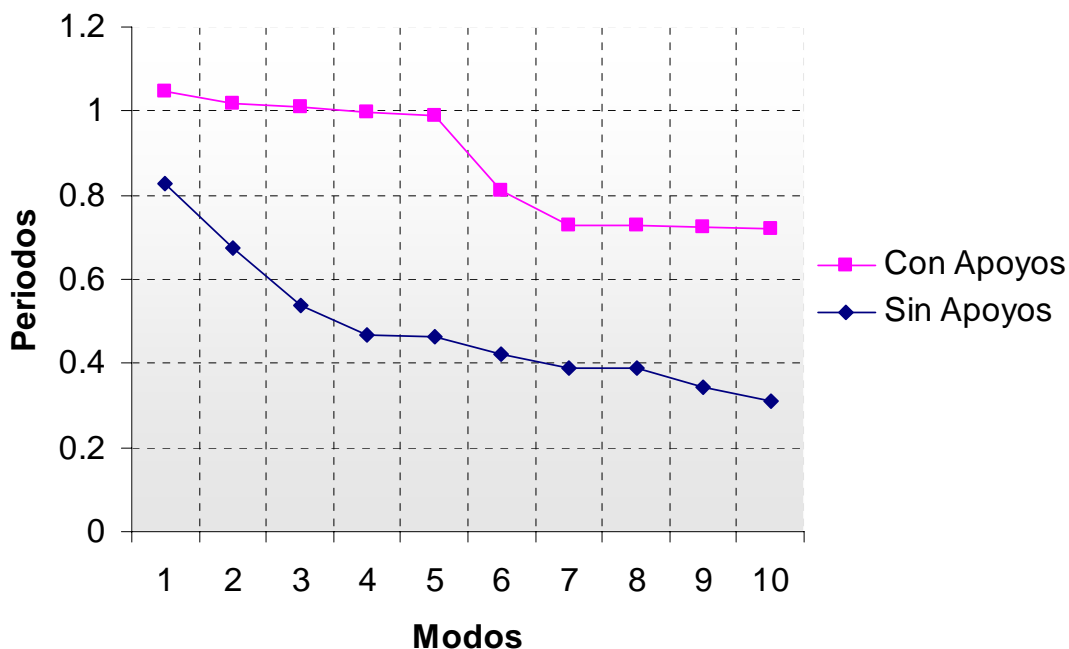


Figura V.1. Comparación de periodos.

V.2. DESPLAZAMIENTOS.

En relación con los desplazamientos se tienen resultados también con una diferencia considerable. Para fines de comparación se tomaron en cuenta los desplazamientos ocasionados por la carga dinámica. En la tabla V.2 aparecen los valores de los desplazamientos sin apoyos elastoméricos a lo largo de la calzada, y en la tabla V.3 se tabulan los desplazamientos con los apoyos elastoméricos. En estas tablas, la dirección X es la longitudinal, la dirección Y es transversal y Z es la vertical.

Tabla V.2. Valores de desplazamientos sin apoyos elastoméricos en la calzada.

Pila No.	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	0	0	0
2	0.003061	0.00099	0.000008195
3	0.005852	0.004322	0.000009617
4	0.008263	0.013929	0.000012
5	0.01012	0.021146	0.000027
6	0.011292	0.022136	0.000052
7	0.011797	0.022297	0.000034
8	0.011676	0.019424	0.000028
9	0.010971	0.013536	0.000017
10	0.009724	0.011545	0.000012
11	0.00798	0.009217	0.000017
12	0.005713	0.006235	0.00001
13	0.002979	0.001882	0.000005977
14	0	0	0

Tabla V.3. Valores de desplazamientos con apoyos elastoméricos en la calzada.

Pila No.	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	0	0	0
2	0.002396	0.006322	0.000409
3	0.004645	0.017065	0.000233
4	0.006742	0.031117	0.000398
5	0.008492	0.048546	0.000982
6	0.009676	0.061841	0.000532
7	0.010231	0.066148	0.00038
8	0.010186	0.061443	0.000556
9	0.009548	0.048796	0.000568
10	0.008385	0.03367	0.000507
11	0.006678	0.021688	0.000323
12	0.004717	0.014381	0.000322
13	0.002435	0.0059	0.000309
14	0	0	0

Para fines de comparación se graficaron estos desplazamientos, se muestran en las figuras V.2, V.3 y V.4.

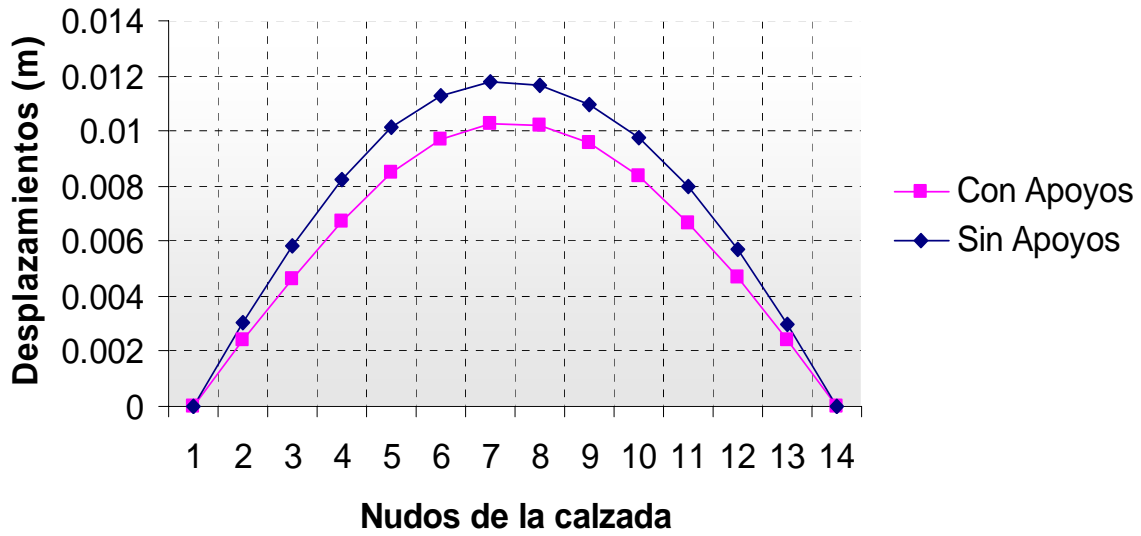


Figura V.2. Gráfica de desplazamientos con y sin apoyos elastoméricos en dirección longitudinal (X) a lo largo de la calzada.

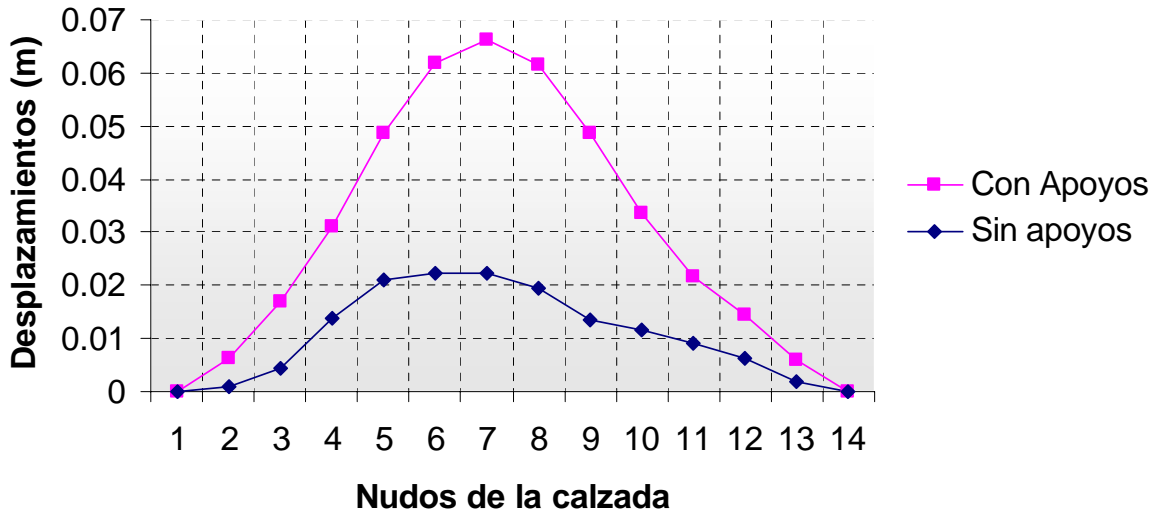


Figura V.3. Gráfica de desplazamientos con y sin apoyos elastoméricos en dirección transversal (Y) a lo largo de la calzada.

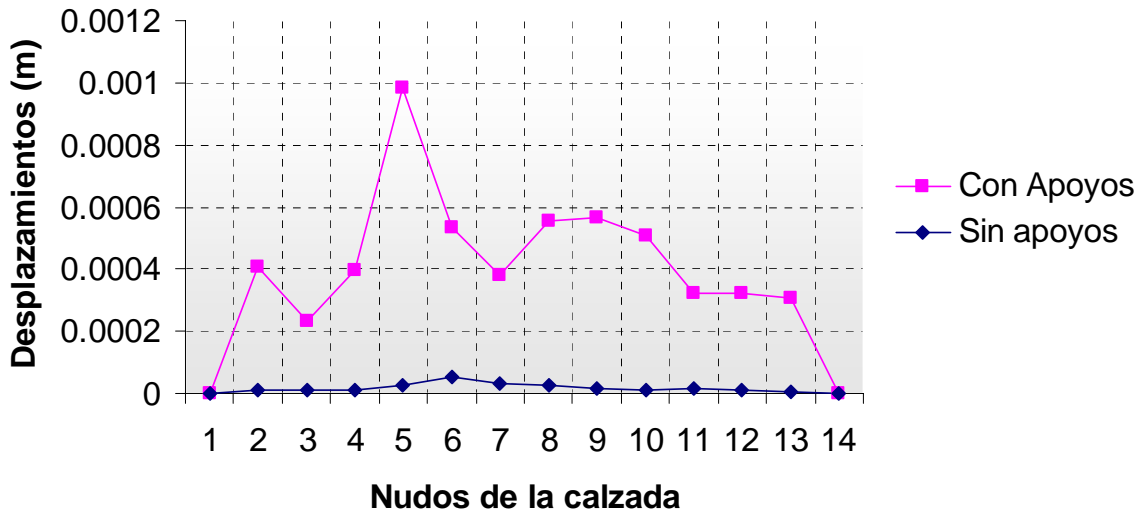


Figura V.4. Gráfica de desplazamientos con y sin apoyos elastoméricos en dirección vertical (Z) a lo largo de la calzada.

Como se puede observar se tienen desplazamientos mayores con apoyos elastoméricos, es decir, que en caso de sismo los apoyos absorben parte de la energía sísmica. Esta deformabilidad que experimentan los apoyos elastoméricos disminuye la transmisión de la fuerza sísmica hacia la superestructura, lo cual se traduce en menores elementos mecánicos como se podrá observar en las figuras que se presentan al final de este capítulo.

A continuación se presentan en las figuras V.5 y V.6 las deformadas debidas al peso propio con y sin apoyos elastoméricos.

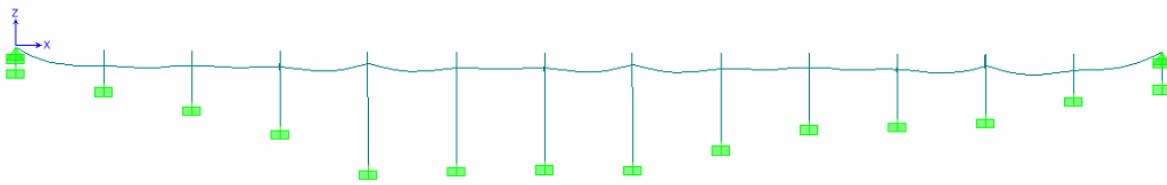


Figura V.5. Deformación del puente con apoyos elastoméricos y peso propio.

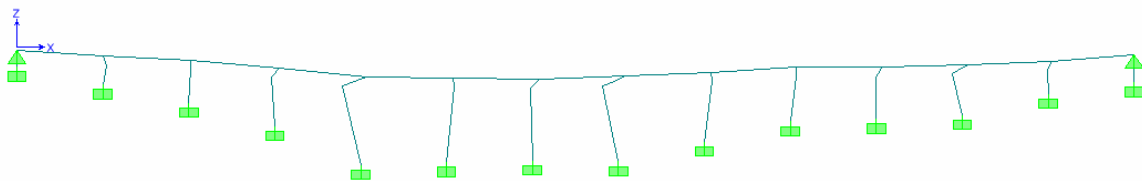


Figura V.6. Deformación del puente sin apoyos elastoméricos y peso propio.

En las figuras V.5 y V.6 se puede observar que el puente tiene un mejor comportamiento estructural con los apoyos elastoméricos, ya que las deformaciones en las pilas son reducidas comparadas con el caso en el que no se considera este tipo de apoyos.

V.3. ELEMENTOS MECÁNICOS.

Los elementos mecánicos también son muy importantes, ya que nos indican la intensidad y la naturaleza de la carga a que están sometidos cada uno de los elementos del puente. En las figuras V.7 y V.8 se muestran los diagramas de momentos flexionantes producto de la excitación dinámica actuando en el puente sin y con apoyos elastoméricos respectivamente.

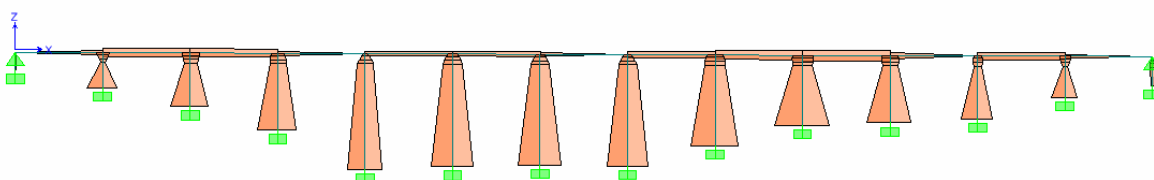


Figura V.7. Diagrama de momentos sin apoyos elastoméricos y con sismo.

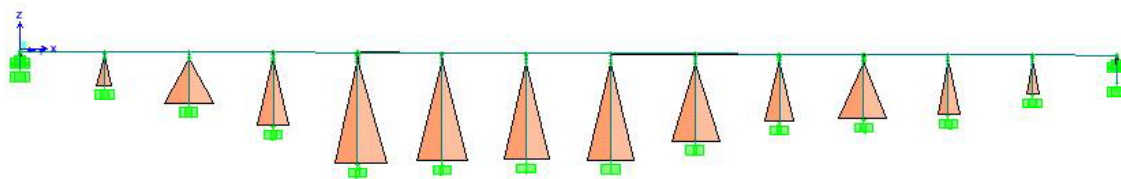


Figura V.8. Diagrama de momentos con apoyos elastoméricos y con sismo.

Comparando los diagramas de las figuras V.7 y V.8 se puede observar que en la parte alta de las pilas, la presencia del apoyo elastomérico hace que el momento sea casi nulo, es decir, el apoyo permite absorber giros que pueden ser dañinos para la superestructura. Esto mismo se puede observar en los valores de los momentos flexionantes que se producen en las vigas de la calzada, lo cual se traduce en un mejor comportamiento del puente.

Al ser las fuerzas cortantes función de los momentos flexionantes también hay una gran diferencia en ambos modelos. En las figuras V.9 y V.10 se muestran los diagramas de fuerzas cortantes debido a la excitación sísmica aplicada sin y con apoyos elastoméricos respectivamente.

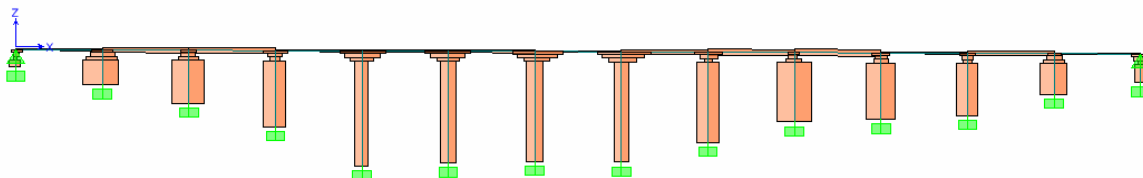


Figura V.9. Diagrama de fuerzas cortantes sin apoyos elastoméricos y con sismo.

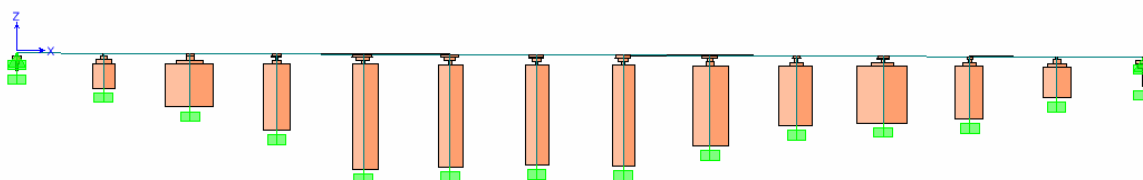


Figura V.10. Diagrama de fuerzas cortantes con apoyos elastoméricos y con sismo.

Cabe mencionar que los diagramas solo son ilustrativos ya que no están a escala. En la figura V.11 se muestra el sistema de referencia que se usó para el diseño estructural del puente. Los valores de momentos y fuerza cortante con apoyos elastoméricos a nivel del terreno en el plano XZ se muestran en la tabla V.4 y sin apoyos también en el plano XZ, aparecen en la tabla V.5.

Los valores de momentos y fuerza cortante con apoyos elastoméricos a nivel del terreno en el plano YZ se muestran en la tabla V.6 y sin apoyos también en el plano YZ, aparecen en la tabla V.7.

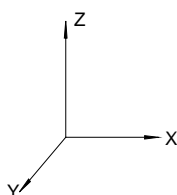


Figura V.11. Ejes de referencia.

En las figuras V.9 y V.10 hay una diferencia muy marcada, ya que las fuerzas cortantes son elevadas en la parte alta de las pilas cuando no se tienen apoyos elastoméricos y esto repercute también en el comportamiento de la calzada, por lo tanto los apoyos elastoméricos ayudan a la estructura a que tenga un buen y eficiente comportamiento.

Tabla V.4. Valores de Momentos y fuerza cortante con apoyos elastoméricos a nivel de terreno en el plano XZ.

No. Pila	Momento Máximo (t·m)	Momento Mínimo (t·m)	Cortante Máximo (t)	Cortante Mínimo (t)
1	6.61177	-7.8307	4.6739	-5.5378
2	95.55765	-107.16641	68.6852	-64.1229
3	153.81504	-144.48524	140.1326	-150.5746
4	44.9127	-41.89366	79.236	-80.8821
5	82.22844	-74.17216	86.4777	-65.9266
6	60.00645	-65.60688	75.2927	-69.0466
7	55.91773	-48.76734	70.5116	-65.3848
8	57.19817	-53.0655	71.2891	-65.8455
9	23.64202	-22.18956	108.6855	-102.9502
10	63.0597	-67.19334	94.8874	-103.1914
11	115.43764	-98.51229	140.9424	-158.484
12	73.08013	-73.57348	79.5017	-88.5945
13	108.89212	-125.35588	89.843	-78.1241
14	3.21572	-3.73276	0.83	-0.9636

Tabla V.5. Valores de Momentos y fuerza cortante sin apoyos elastoméricos a nivel de terreno en el plano XZ.

No. Pila	Momento Máximo (t·m)	Momento Mínimo (t·m)	Cortante Máximo (t)	Cortante Mínimo (t)
1	36.35699	-54.72205	23.4821	-35.3185
2	84.18949	-125.65763	85.532	-101.7841
3	355.1477	-397.34826	77.8391	-85.9635
4	421.45127	-494.14859	54.2627	-60.8792
5	447.12556	-491.60651	32.5688	-35.1583
6	586.39486	-588.25151	42.4703	-43.174
7	561.8007	-550.78002	43.8173	-43.8355
8	501.57658	-546.53993	40.6149	-40.1922
9	598.08386	-614.50351	59.0426	-60.9422
10	543.60649	-579.99042	85.7274	-91.1705
11	399.59372	-470.8192	70.2922	-79.105
12	230.39616	-269.30479	50.1303	-56.5533
13	122.60966	-160.96406	65.2748	-76.3128
14	136.91777	-144.20419	31.41	-33.0785

En la figura V.12 se graficaron los momentos flexionantes máximos que aparecen en las tablas anteriores para fines de comparación.

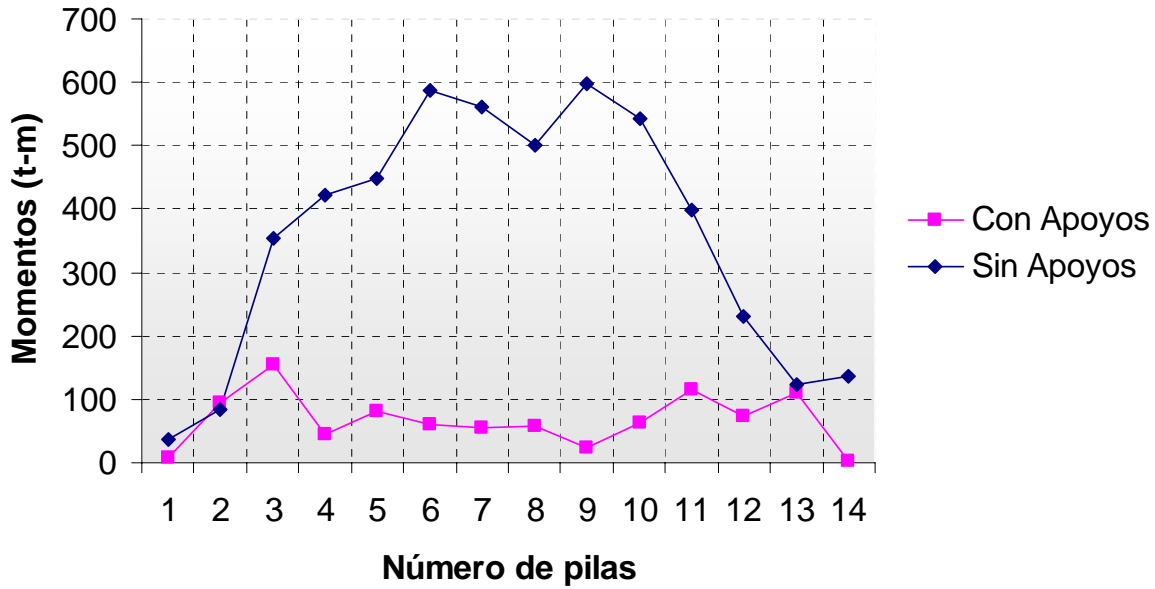


Figura V.12. Comparación de Momentos a nivel de terreno en el plano XZ.

En la figura V.13 se presenta la comparación de fuerzas cortantes a nivel de terreno.

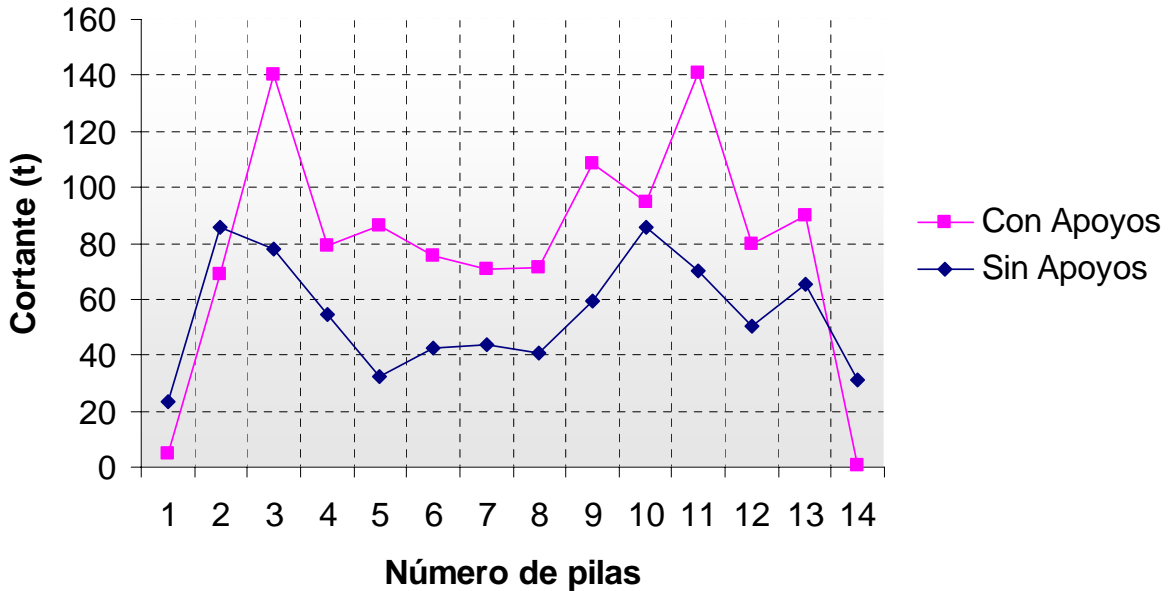


Figura V.13. Comparación de Fuerza cortante a nivel de terreno en el plano XZ.

Tabla V.6. Valores de Momentos y fuerza cortante con apoyos elastoméricos a nivel de terreno en el plano YZ.

No. Pila	Momento Máximo (t·m)	Momento Mínimo (t·m)	Cortante Máximo (t)	Cortante Mínimo (t)
1	20.82186	-20.99081	16.4407	-16.5733
2	254.16339	-254.26094	91.7924	-114.9992
3	691.96884	-749.6997	251.1412	-233.6166
4	1048.50567	-1048.47557	345.7297	-350.5398
5	799.6423	-673.60853	252.275	-255.3994
6	1107.06883	-1008.59173	360.2404	-378.0989
7	1219.48408	-1170.06065	402.0789	-431.3112
8	1114.85421	-978.60693	361.8473	-374.8886
9	1220.19054	-1159.75725	388.1499	-391.354
10	1113.8227	-1068.43047	321.682	-348.2377
11	623.19497	-611.35495	189.9231	-202.8826
12	428.5509	-440.79045	154.7652	-160.6574
13	300.24936	-301.85534	108.6805	-107.9408
14	57.96799	-60.60133	15.8325	-16.5518

Tabla V.7. Valores de Momentos y fuerza cortante sin apoyos elastoméricos a nivel de terreno en el plano YZ.

No. Pila	Momento Máximo (t·m)	Momento Mínimo (t·m)	Cortante Máximo (t)	Cortante Mínimo (t)
1	28.56954	-28.94785	23.3871	-23.6935
2	900.53076	-714.13687	207.1918	-255.6448
3	1576.3142	-1087.37379	316.2173	-456.3458
4	1477.54649	-1216.13753	405.4755	-468.4027
5	568.36848	-467.02286	210.6428	-254.7693
6	954.14095	-644.33389	231.6104	-385.4271
7	1009.54327	-673.71285	244.3519	-406.3625
8	727.35223	-528.90088	212.7127	-297.423
9	820.1322	-715.48187	253.0522	-264.7783
10	1053.40252	-1402.9531	434.5802	-329.3177
11	1261.85494	-1214.98332	387.8493	-397.4387
12	1108.14332	-993.29186	311.1543	-345.3095
13	893.62284	-948.98572	272.372	-252.427
14	89.37083	-88.07009	24.5961	-24.2407

En la figura V.14 se graficaron los momentos flexionantes máximos que aparecen en las tablas anteriores para fines de comparación.

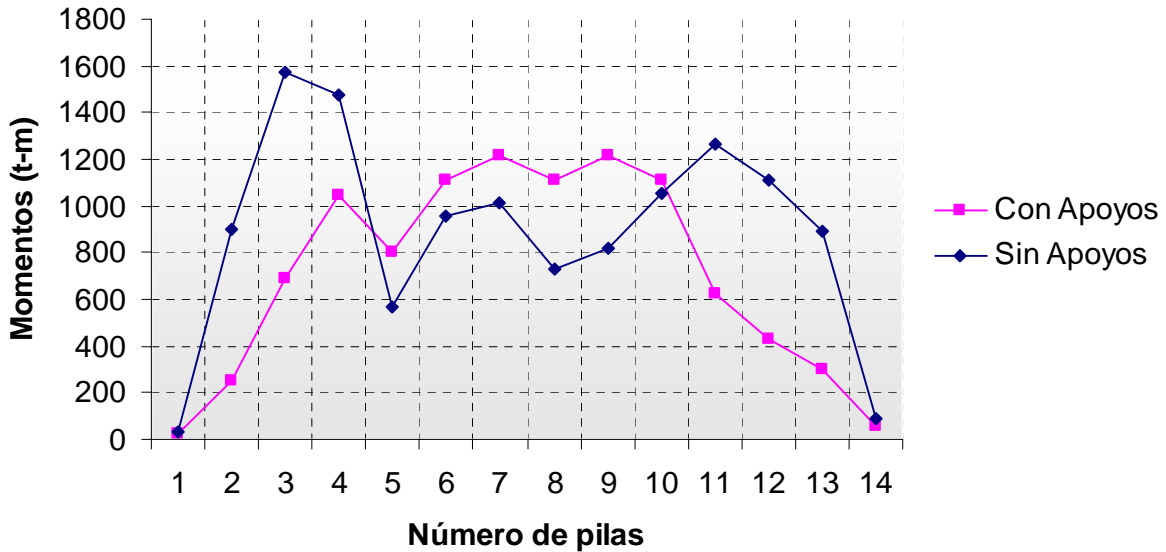


Figura V.14. Comparación de Momentos a nivel de terreno en el plano YZ.

En la figura V.15 se presenta la comparación de fuerzas cortantes a nivel de terreno.

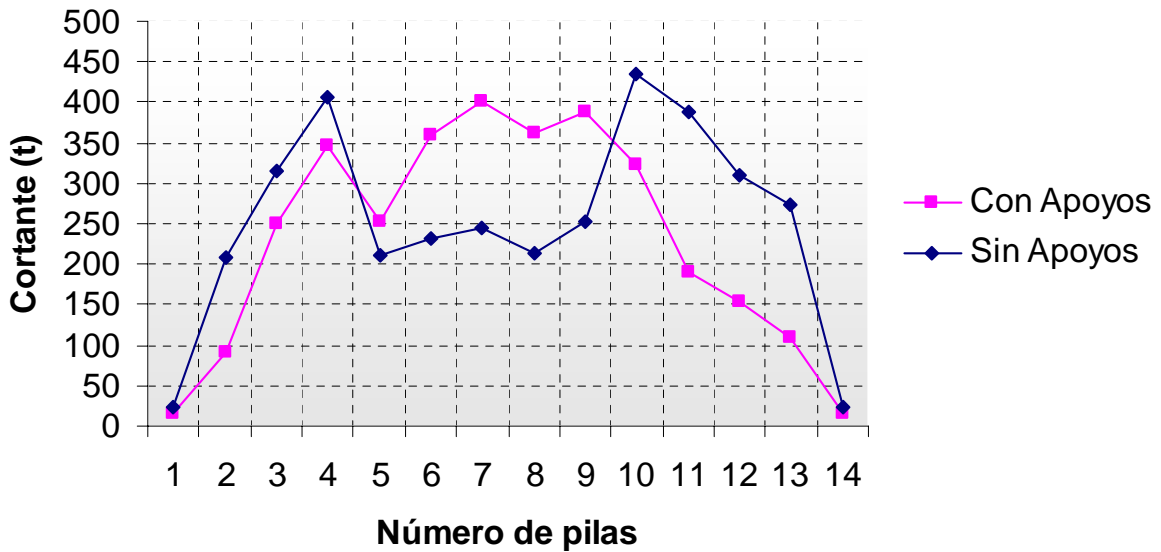


Figura V.15. Comparación de Fuerza cortante a nivel de terreno en el plano YZ.

VI. CONCLUSIONES.

A lo largo del presente trabajo, se han destacado algunas características y propiedades físicas de los apoyos elastoméricos como disipadores de energía sísmica; como se demostró, estos son una excelente opción para disminuir los efectos sísmicos generados en estructuras de puentes carreteros, ya que son económicos, su instalación es fácil y su mantenimiento es casi nulo.

La absorción de movimientos sísmicos es una de las funciones más importantes de los apoyos elastoméricos, es así como las distribuciones de las cargas ocasionadas en la subestructura pueden atenuar su efecto al ser transmitidas hacia la calzada. Desafortunadamente en México no hay una reglamentación que diseñe dichos apoyos con estos fines, los reglamentos existentes son británicos, franceses e ingleses entre otros.

Generalmente para el diseño de puentes, no se realiza un estudio tan completo como este, ya que aquí se involucró al neopreno con todas sus propiedades físicas para observar su comportamiento en conjunto con diversas condiciones de carga.

Para el diseño de apoyos elastoméricos se tomaron en cuenta las normas francesas (SETRA), se realizaron dos ejemplos diferentes, además se dan otras alternativas de diseño de diferentes empresas dedicadas a la fabricación de apoyos, en algunas de ellas uno tiene la libertad de elegir las normas de diseño pero, todas ellas cumplen con los requisitos mínimos para el buen comportamiento de apoyos elastoméricos bajo solicitaciones estáticas y dinámicas. Hoy día gracias a los equipos de computo, se pueden llevar a cabo análisis mas precisos, los cuales pueden servir para la verificación de normas y reglamentos y decidir el criterio a seguir.

Es de gran importancia conocer el clima y la temperatura que rige en donde será la construcción del puente, ya que las temperaturas extremas pueden causar daños en los apoyos, se vuelven muy rígidos en un ambiente muy frío, haciéndose frágil y pierden sus propiedades de disipación de energía, lo mismo pasa cuando se trata de temperaturas elevadas.

Otro enemigo del elastómero, es el envejecimiento, ocasionando un incremento en la dureza y reduciendo la deformación a la ruptura, esto se ocasiona por el oxígeno atmosférico, el ozono, el calor etc. esto se puede controlar cubriéndolos con una capa de pintura.

En el análisis estructural del puente Viaducto Atizapán, se estudiaron dos casos, con y sin apoyos elastoméricos y en la comparación de resultados, se pudo observar que al utilizar apoyos, disminuyó considerablemente la respuesta sísmica de la estructura debido a la función de aislamiento que proporcionaron los apoyos.

Los desplazamientos ocasionados en el puente debido a la carga dinámica, no excedieron las deformaciones permisibles según los reglamentos, por lo tanto no se presenta fatiga en los apoyos elastoméricos.

En las consideraciones de carga, se tomaron dos diferentes, una carga dinámica y la otra solo tomando en cuenta el peso propio de la estructura, ya que las dimensiones del puente son grandes y si comparamos la carga muerta con la carga viva, es decir la carga vehicular, esta última es muy pequeña. Para otros casos se debe evaluar esta consideración ya que en otras circunstancias quizás sea necesario incluir ambos tipos de carga.

BIBLIOGRAFÍA.

1. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Última edición.
2. *American Association of State Highway and Transportation Officials*. Standard Specifications for Highway Bridges, Fifteenth Edition, 1992.
3. Lara, J. M. Dispositivos para reducir los daños provocados por temblores. Tesis de Doctorado, UNAM, 1995.
4. *Apoyos SLIDE para puentes y estructuras*. Centro de trabajos técnicos, S. A. México, D.F.
5. Apuntes de Diseño de Apoyos Elastoméricos facilitados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (SCT)
6. Ing. Acosta Juárez. Información de Neopreno. Apuntes de la SCT.
7. Plano General del puente "Viaducto Atizapán" km 532 + 738, material facilitado por la SCT.
8. http://www.construaprende.com/Tesis2/CAP2/CAP2_5.html
9. Memorias de cálculo del Departamento de Puentes para ayuda de los ejemplos.
10. Apoyos Mecánicos TETRON CD, Freyssinet Industries.
11. Inspección detallada de campo del puente Viaducto Atizapán realizada por Euro Estudios S.A. de C.V. Septiembre 1998.