



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA
SUPERESTRUCTURA DE PUENTES CARRETEROS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

JOSÉ GUILLERMO DOMÍNGUEZ MÁRQUEZ

ASESOR: DR. DARÍO RIVERA VARGAS

MAYO 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIAS:

Quiero agradecer profundamente a mis padres **Clara y José Isabel** por el gran esfuerzo que hicieron en formarnos, a mí y a mi hermano, como personas responsables y serias ante la vida. *Gracias por existir.*

A mi hermano **Alejandro** que espero darle un buen ejemplo en la vida, así como una motivación para lograr cada uno de sus objetivos planteados.

A mi compañera y esposa **Delitc Rosas Barreto** por su comprensión y apoyo incondicional.

¡LOS QUIERO MUCHO Y LES DOY LAS GRACIAS!

A las comunidades de **Chicontla y Contla** en el estado de Puebla, las cuales han sido una parte fundamental en mi vida.

A mis compañeros y amigos de toda la vida **José Alberto Salazar, Rubén Antonio, Moisés Sidauy, Ricardo Daniel Moreno y Mauricio Ergueta**, que he tenido la suerte de encontrarlos en este gran camino.

A mi Alma Mater la **Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM)** y la **Facultad de Estudios Superiores "Acatlán"**, por brindar una educación de calidad hacia la población en general, reconocida a nivel internacional, y por formar profesionistas con una gran visión humana y vanguardista para cada ámbito laboral, con el objetivo principal de transformar la sociedad en que vivimos en un lugar justo y sin limitaciones.

POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPIRITU

A la planta docente de la **carrera de Ingeniería Civil de la FES Acatlán**, por formar ingenieros civiles con una visión universitaria y con sentido humano, para enfrentar los retos que día a día nos encontramos en la vida laboral y resolverlos de una manera ética, profesional y eficiente.

A mi asesor el **Dr. Darío Rivera Vargas** por su gran amistad y colaboración en el desarrollo de cada uno de los temas, que sin duda, su apoyo, paciencia y esfuerzo logró la culminación de este trabajo

LE DEDICO ESTE TRABAJO Y MUCHAS GRACIAS POR SU APOYO

INDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
1. CONCEPTOS BÁSICOS Y TIPOLOGÍA DE PUENTES EN LA REPÚBLICA MEXICANA	
1.1. Antecedentes históricos.....	3
1.1.1. Del Siglo XIX a la Revolución Mexicana.....	3
1.1.2. Periodo después de 1910 y los puentes de concreto.....	4
1.1.3. Periodo entre 1970 y 1980.....	10
1.1.4. Fin del Milenio.....	11
1.2. Conceptos.....	13
1.2.1. Definición de puente.....	13
1.2.2. Clasificación de los puentes.....	13
1.2.3. Terminología.....	17
1.3. Control e inventario de puentes.....	27
1.4. Elaboración de un proyecto ejecutivo de un puente carretero.....	29
1.4.1. Estudios preliminares del proyecto.....	29
1.4.2. Elaboración de anteproyectos.....	31
1.4.3. Elaboración del proyecto ejecutivo.....	31
1.5. Tipología de Puentes Carreteros.....	33
1.5.1. Geometría.....	33
1.5.2. Sistema Estructural.....	34
1.5.3. Elementos Adicionales.....	37
2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LOS PUENTES	
2.1. Antecedentes.....	39
2.2. Sismo de Limón, Costa Rica (1991).....	40
2.3. Sismo de Northridge, California (1994).....	42
2.4. Sismo de Kobe, Japón (1995).....	48
2.5. Sismo de Chi Chi, Taiwán (1999).....	53
2.6. Sismo de Tecomán, Colima (2003).....	57
2.7. Sismo de Chile (2010).....	63

3. ACTIVIDAD SÍSMICA EN LA REPÚBLICA MEXICANA	
3.1. Antecedentes.....	66
3.2. Sismicidad en México.....	68
3.3. Historia de los sismos en México.....	71
3.4. Regionalización Sísmica de la República Mexicana.....	73
4. VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES	
4.1. Antecedentes.....	75
4.2. Aspectos básicos de la Vulnerabilidad Sísmica.....	76
4.3. Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica.....	77
4.4. Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de algunos puentes en México.....	86
4.4.1. Puente “Barranca del Muerto”.....	87
4.4.2. Puente “Coahuayana”.....	90
4.4.3. Puente “Las Adjuntas”.....	93
4.4.4. Puente “Nexpa”.....	96
5. EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA SUPERESTRUCTURA	
5.1. Criterios de Análisis y Diseño de Topes Laterales.....	103
5.2. Revisión de Puentes con daño en sus Topes Laterales.....	107
5.2.1. Tope Sísmico del Puente Coahuayana.....	107
5.2.2. Tope Sísmico del Puente Las Adjuntas.....	110
5.2.3. Tope Sísmico del Puente Nexpa.....	113
5.3. Propuestas de Funciones de Vulnerabilidad.....	117
5.3.1. Tope Sísmico del Puente Coahuayana.....	118
5.3.2. Tope Sísmico del Puente Las Adjuntas.....	122
5.3.3. Tope Sísmico del Puente Nexpa.....	124
5.4. Reducción de la Vulnerabilidad Sísmica de la Superestructura.....	128
5.4.1. Aislamiento sísmico.....	128
5.4.2. Disipación de Energía.....	130
6. CONCLUSIONES	134
REFERENCIAS	136

INTRODUCCIÓN

A principios del Siglo XX se ha notado un gran crecimiento en la construcción de vías de comunicación a lo largo de la Republica Mexicana, en las cuales diariamente se comercializan productos y servicios lo que promueve el crecimiento de la economía en varios estados; por lo que las vías de comunicación son un factor determinante en el crecimiento de la economía de un país.

Los puentes son elementos fundamentales en cualquier vía de comunicación, los cuales tienen la función de salvar obstáculos ya sean del tipo natural (ríos y barrancas), así como del tipo artificial (carreteras, vías de ferrocarril, entre otras); con el principal objetivo de asegurar la comunicación entre dos puntos distantes. Debido a lo anterior, se debe de garantizar el buen funcionamiento de un puente, tanto en condiciones de servicio como en su estabilidad estructural, ante un posible evento extraordinario como es el caso de un terremoto.

Por lo anterior, el objetivo principal de este trabajo radica en establecer criterios para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes carreteros en las regiones con mayor actividad sísmica en la Republica Mexicana, poniendo énfasis en la superestructura, debido a que se ha observado que durante los últimos eventos sísmicos el daño se ha concentrado en los topes laterales. Para lograr lo anterior se procederá a desarrollar funciones de vulnerabilidad sísmica para simplificar su evaluación.

En el primer capítulo de esta investigación se definirán los conceptos y elementos fundamentales que conforman un puente con el fin de que se tenga una idea clara de los componentes básicos y su función estructural. Además, se describirán brevemente las tipologías estructurales más utilizadas en los puentes carreteros en México, así mismo, se dará una reseña histórica de la construcción de puentes a lo largo de la Republica Mexicana.

En el segundo capítulo se expondrá una breve descripción de los eventos sísmicos más importantes a nivel mundial, en donde se observaron daños considerables en las construcciones, particularmente, en estructuras de puentes que desarrollaron un deficiente comportamiento sísmico en sus elementos estructurales, tanto de la subestructura como de la superestructura. Como consecuencia del inadecuado comportamiento estructural, se detallan los mecanismos de falla observados en puentes urbanos y carreteros.

En el tercer capítulo se comentará brevemente sobre la actividad sísmica de la Republica Mexicana, así como delimitar las zonas con mayor número de registros de sismos importantes. En el capítulo cuatro se describirá una metodología para evaluar el nivel de vulnerabilidad de la estructura en un puente ante un movimiento sísmico, tomando en cuenta los parámetros de tipología estructural, dimensiones, tipo de terreno, reglamento de diseño, entre otros; con el objetivo de construir una curva de vulnerabilidad sísmica que nos defina el índice de daño físico que tendrá dicho puente ante un nivel de aceleración demandada.

Tomando como referencia los daños observados en los elementos estructurales del puente, particularmente, en los topes sísmicos de la subestructura, y la metodología descrita anteriormente para evaluar su vulnerabilidad sísmica, en el capítulo cinco se propondrá un planteamiento que servirá para evaluar el desempeño de los topes ante una excitación sísmica, debido a que en los últimos eventos sísmicos se ha observado el colapso parcial o total de dicho elemento. Por lo tanto, este tema se enfocará a la construcción de funciones que ayuden a evaluar el índice de daño de los topes sísmicos con base a un nivel de aceleración demandada.

En el último capítulo se describirán las principales conclusiones derivadas de esta investigación.

1. CONCEPTOS BÁSICOS Y TIPOLOGÍA DE PUENTES EN LA REPÚBLICA MEXICANA

En este capítulo se presentan los conceptos básicos de los componentes de un puente, en cuanto a la superestructura y subestructura, así como dar una reseña histórica de los puentes construidos en la República Mexicana, haciendo mención del sistema estructural y características de los materiales empleados, de igual forma se hace una descripción de la tipología predominante de los puentes carreteros que existen en el país.

1.1. Antecedentes históricos

Las autopistas y puentes de cuota han sido factor fundamental en el desarrollo económico, político, social y cultural de México durante los últimos 50 años, ya que han permitido la creación de infraestructuras como la educativa, la hidráulica, la agrícola, la urbana y la de salud, entre otras, a la vez que han integrado y comunicado a diversas zonas y regiones, lo que han facilitado su articulación con el resto de la Republica (Baños, 2005).

En México, al igual que en otros países que cuentan con sistemas de carreteras, puentes y túneles de cuota de altas especificaciones, los beneficios que estos han aportado a las sociedades a las que sirven son evidentes, al ofrecer a los usuarios ahorros en tiempos de recorrido, consumo de combustible y desgaste de vehículos, a los que suman más y mejores servicios que se manifiestan en comodidad, eficiencia y seguridad en sus traslados.

1.1.1. Del Siglo XIX a la Revolución Mexicana

Para finales del siglo XVIII se tiene una larga lista de obras de construcción que avalan el espíritu reformista de la época. En la capital de la Nueva España prosiguió la actividad de comercio y extracción de materiales de construcción obtenidos en las cercanías de la Ciudad de México (Ortiz L. *et al.*, 1988).

Durante la construcción del camino Veracruz – México, los caminos cercanos a los cerros Plan del Río y San Miguel Soldada, se construyeron los puentes que cruzarían los ríos de Paso de Ovejas y Plan del Río, ya estaban comenzados los trabajos del más importante de ellos: el del Río La Antigua. Inaugurado en 1811, se componía de 7 arcos en mampostería de piedra y contaba con una longitud total de 218 m y casi 11 m de ancho.

La historia que envuelve al Puente Nacional en Veracruz ayuda a comprender el periodo de transición del trazado de los caminos coloniales al mundo industrializado del siglo XIX.

A pesar de la difícil situación en que se encontraba la edificación de puentes a principios del siglo XIX en México, los esfuerzos de Francisco Tresguerras hicieron posible llevar a cabo el puente sobre el río de La Laja en Celaya, Guanajuato. Los largos periodos de guerra que azotaron a México a lo largo del siglo XIX se vieron reflejados en el número de construcciones que se perdieron.

A partir de 1822 las comunicaciones y los transportes dependían de la Secretaria de Relaciones Exteriores y hasta 1853 del Ministerio de Fomento, Colonización, Industria y Comercio cuya preocupación esencial fueron los caminos y puentes de México (Ortiz L. *et al.*, 1988).

En la década de los cuarenta del siglo XIX, el Colegio de Minería ofrecía preparación para ingenieros en minas, topógrafos y ensayadores, pero no contemplaba la necesidad de especialistas en carreteras, puentes, entre otros. En 1856, el presidente Comonfort decretó que había tres grupos de ingenieros: los topógrafos, los mecánicos y los ingenieros de puentes y calzadas, pero de lo contrario, la Academia de San Carlos decidió fusionar las carreras de ingeniería y arquitectura.

En la medida en que se fueron instituyendo los avances técnico – arquitectónicos de construcción de puentes, se abrieron las limitaciones que aquejaban al caso mexicano y aparecieron más obras novedosas en México.

1.1.2. Periodo después de 1910 y los puentes de concreto

La accidentada geografía del país fue, poco a poco, mudo testigo de las habilidades y técnicas de los ingenieros que pisaban esos territorios. En 1926 el Estado inició la construcción de carreteras en México. Los ingenieros encargados de proyectar y construir los puentes de esas carreteras, formularon una colección de “proyectos tipo” para resolver la mayoría de los problemas de cruzamiento.

Esta colección se utilizó en casi todos los puentes de las antiguas carreteras, principalmente las de México-Laredo y México – Acapulco, así como en la de México – Morelia – Guadalajara.

Los primeros puentes que se construyeron en México, contemplaban claros entre 1 y 6 m, y se utilizaban losas planas de concreto; para claros de 7 m a 15 m, se empleaban losas con nervaduras. En esta primera etapa de construcción de puentes se limitaba el uso de puentes de concreto para claros superiores a 15 m.

En el año 1965 los claros de los puentes que salvaban en México, fueron del orden de 50 m y aun mayores con concreto reforzado (en claros continuos o articulados, y hasta del orden de 100 m con concreto presforzado) se entiende que las fuentes de información de los primeros proyectistas provenían de Estados Unidos, donde por motivos económicos (gran producción de acero y mano de obra cara) fueron más económicas las estructuras de acero (para claros mayores de 15 m) que las de concreto.

El tipo de superestructura más empleado en esa época para puentes de camino, era el tipo de losa con nervaduras, en tramos libremente apoyados (Figura 1.1).

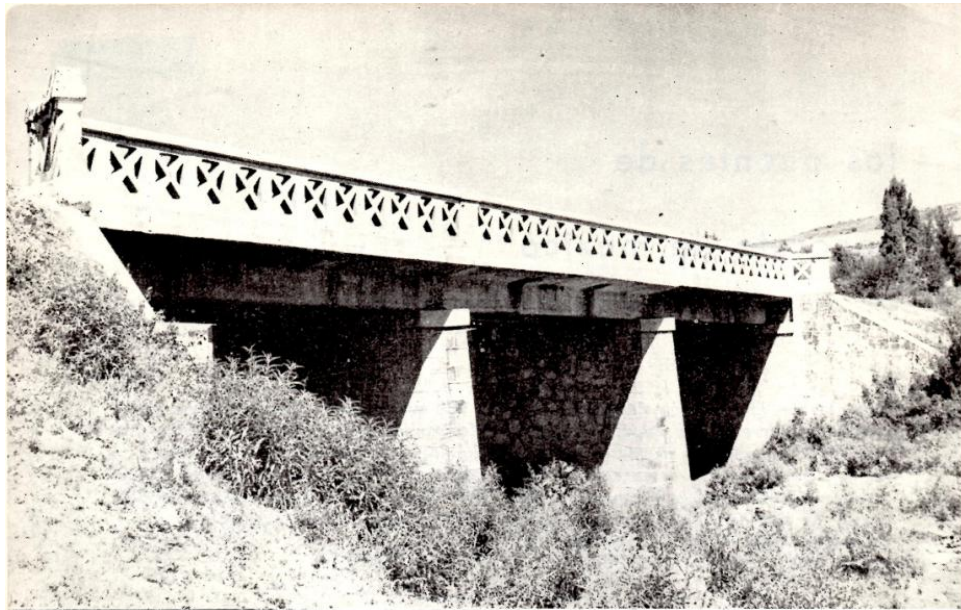


Figura 1.1 Puente Jaripo, Carretera México – Morelia – Guadalajara

Todos los puentes de caminos fueron proyectados para el paso de un camión de 14 t, y sus anchos de calzada variaban entre 5.20 m y 5.70 m.

Posteriormente, en 1946 se formuló otra colección de proyectos tipo de losas con nervaduras, desde 7 hasta 16 m de claro, con ventajas sobre las primeras porque se calcularon para el paso simultáneo de dos bandas de circulación de camiones de 14 t, debido a que el ancho de la calzada se aumentó a 6.70 m. Además, se consideró un concreto de mayor resistencia y acero que admitía esfuerzos superiores a los considerados en los primeros proyectos.

Hubo una tercera colección de proyectos formulada en 1952 por el extinto Comité Nacional de Caminos Vecinales, que mejoraba los proyectos hechos en 1946.

En 1963, la Secretaría de Obras Públicas formó una cuarta colección de proyectos tipo, más completa en lo que se refiere a superestructuras de concreto, ya que incluía claros de mayor longitud (hasta de 35 m) de concreto reforzado y superestructuras de concreto presforzado, desde 30 hasta 45 m de claro. Por lo que se refiere a las losas con nervaduras, éstas se proyectaron con un ancho de calzada de 7.50 m y para una carga viva de tráiler de 24.5 t en dos bandas de circulación (Guerrero y G., 1965).

Haciendo una comparación de los “proyectos tipo” de esta cuarta colección con las anteriores, para el mismo claro de 15 m, sólo fue requerido el 72% de concreto respecto a la segunda colección.

En la tabla 1.1 se presenta una comparativa de las colecciones de los proyectos tipo, en cuanto al porcentaje de utilización de concreto, ancho de calzada y del valor de la carga viva.

Tabla 1.1 Comparación entre la colección de proyectos tipo

Colección	Calzada (m)	Carga Móvil (t)	Vol. Concreto (m³)	% Concreto requerido
1926	5.70	14	56	100
1946	6.70	27	53	95
1963	7.50	49	39	70

El incremento en el claro de aplicación de las losas con nervaduras de concreto reforzado, se debió a que en 1949 el extinto Comité Nacional de Caminos Vecinales empezó a emplear este sistema estructural para claros de 25 m, siendo más económicas que las armaduras de acero, a igualdad de carga viva y de ancho de calzada. Un ejemplo es el Puente Coyuca de Catalán, en el estado de Guerrero, sobre el río Balsas (Figura 1.2).

En 1951, el Comité Nacional de Caminos Vecinales proyectó para Monterrey los puentes Pino Suárez y Gonzalitos, los cuales presentan avances en varios aspectos (Figura 1.3).

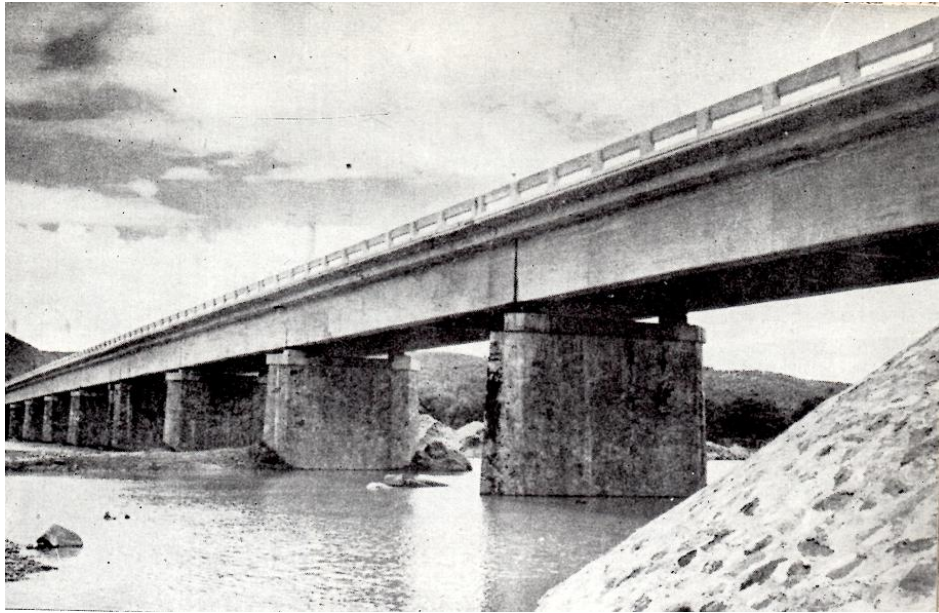


Figura 1.2 Puente Coyuca de Catalán, sobre el Río Balsas



Figura 1.3 Puente Pino Suárez, Monterrey, N.L.

Ambos puentes tienen las mismas características: su longitud es de 177.50 m; la superestructura es de concreto reforzado; pilas de concreto, tienen una articulación tipo Masnager a 5 m abajo de la corona.

Las estructuras continuas de concreto reforzado de gran claro, se iniciaron en México entre 1953-1955. Un ejemplo de éstas es el puente Corona, en la carretera Victoria - Matamoros (Figura 1.4). La superestructura, de 180 m de longitud, está formada por tres tramos centrales de 40 m cada uno y de dos laterales de 30 m. El ancho de calzada es de 6.70 m; se utilizaron dos vigas maestras con peralte constante de 2.00 m.

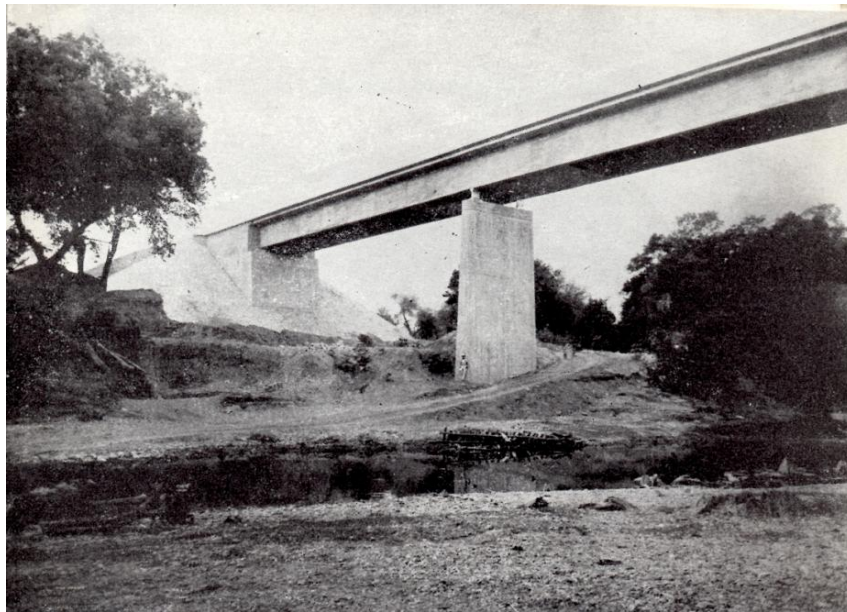


Figura 1.4 Puente Corona, Carretera Victoria – Matamoros

Este caso contribuyó decisivamente a la eliminación de las armaduras de acero en tramos hasta de unos 40 m, que tampoco compiten con las traveses de concreto presforzado (en puentes para carreteras).

En el campo de los puentes de concreto presforzado isostáticos, de 1953 en que se concluyó el primero (el Zaragoza, en Monterrey), a 1958 habían sido proyectados y construidos 63 puentes de este tipo, casi en su totalidad para carreteras y unos cuantos para ferrocarril, estos últimos en la línea Chihuahua – Pacífico.

Los 63 puentes proyectados de 1953 a 1958 cubren en total 5,280 m, con una longitud media de 84 m. De 1959 a 1964, se proyectaron 35 puentes de concreto presforzado cubriendo una longitud total de 7,078 m, lo que resulta una longitud media de 200 m (Guerrero y G., 1965).

El puente de mayor longitud construido en la República Mexicana es el puente mixto para ferrocarril y para carretera, de Coatzacoalcos, de 966 m.

La superestructura consta de 27 tramos libremente apoyados de concreto presforzado, de 31 m de claro cada uno, y de una armadura de acero, levadiza, de 69 m de claro. La superestructura para ferrocarril tiene tres traveses, también de concreto presforzado, cada tramo de 31 m. La subestructura está cimentada por medio de cilindros de concreto, de 4.50 m de diámetro exterior, hincados hasta una profundidad media de 29 m bajo el fondo del río (Figura 1.5).



Figura 1.5 Puente Coatzacoalcos, Carretera Coatzacoalcos – Puerto Juárez

El mayor de los puentes de la autopista México - Puebla es el puente continuo El Emperador, ubicado en el Km 50 y construido sobre una barranca de 48 m de profundidad. La superestructura, de concreto presforzado, colada en sitio, tiene una longitud total de 90 m. El tramo central es de 45 m y los dos laterales de 22.50 m cada uno. Las pilas de concreto son muy esbeltas, tienen 26 m de altura, un espesor de 0.70 m y su ancho es de 5.80 m (Figura 1.6).

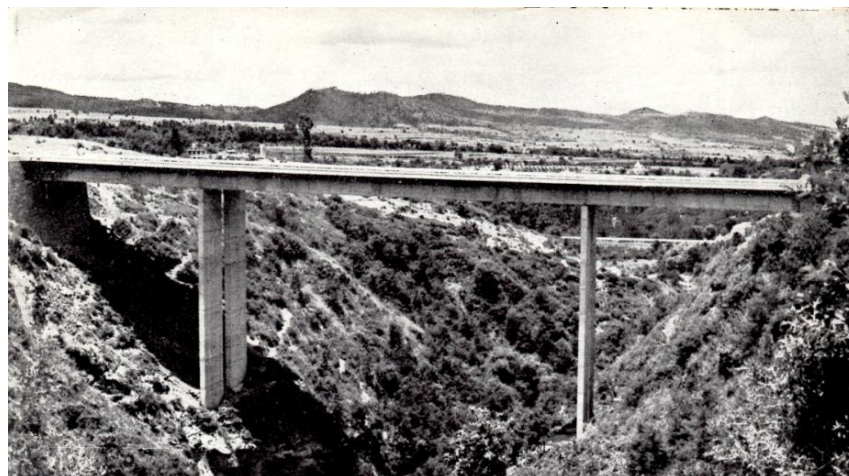


Figura 1.6 Puente El Emperador, Carretera México – Puebla

En la tabla 1.2 se da un resumen de los puentes proyectados desde el año 1959 hasta 1964, conforme a lo reportado por el Departamento de Estructuras de la Secretaría de Obras Publicas.

Tabla 1.2 Puentes Proyectados de 1959 a 1964

Tipo de Material	1959		1960		1961		1962		1963		1964	
	Puentes	Long. (m)	Puentes	Long. (m)	Puentes	Long. (m)	Puentes	Long. (m)	Puentes	Long. (m)	Puentes	Long. (m)
Concreto Reforzado	20	1,149	71	2,813	81	2,455	48	2,668	120	4,927	216	7,977
Concreto Presforzado	5	1,221	11	1,593	3	1,076	6	1,225	8	1,563	2	330
Acero común	2	468	4	463	1	165	11	259	2	177	1	13
Acero Presforzado	-	-	5	285	1	32	-	-	-	-	1	180
TOTAL	27	2,838	91	5,154	86	3,728	65	4,152	130	6,667	220	8,500

De acuerdo a la tabla anterior, se puede observar que en el país se ha optado por la construcción de puentes a base de concreto, ya sea de tipo reforzado o presforzado; el 71% son de concreto reforzado, el 22% de concreto presforzado y el 7% restante son a base de acero.

1.1.3. Periodo entre 1970 y 1980

Las carreteras construidas entre 1970 y 1982 integran una larga lista de puentes en su recorrido. En el caso específico de la carretera Transpeninsular, entre los más importantes está el puente Mulegé, en el tramo Loreto – Santa Rosalía, que tiene una longitud de 260 m y un ancho de 10 m. La superestructura consta de seis tramos continuos de losa de concreto reforzado, sección cajón, y la subestructura está formada por siete apoyos (Montoya, 1996).

En la carretera Costera del Pacífico se construyeron, entre otros, el puente Purificación, ubicado en el tramo de Puerto Vallarta a Barra de Navidad, y que tiene 293 m de longitud, así como también el de San Nicolás, que igualmente alcanza los 293 m.

El puente El Verde está en la carretera que va de Pinotepa Nacional a Puerto Escondido y da servicio sobre el río Verde. Tiene una longitud de 622 m y ocupó en su época el tercer lugar entre los puentes carreteros más extensos del país.

Algunos puentes, cuya construcción se inició en 1979, como el de La Unidad y el Coatzacoalcos II, empezaron a utilizar el diseño de superestructuras con armadura tridimensional formada en acero, lo que significó un avance importante para la ingeniería mexicana.

El puente de La Unidad es el puente de caminos más largo del país: con una longitud total de 3,247 m, y une la isla del Carmen, Campeche, con tierra firme. La superestructura tiene 30 m de claro entre los ejes de apoyo y se integra por 104 tramos, cada uno formado por cinco traveses de concreto presforzado, apoyadas en caballetes constituidos por doce pilotes precolados de concreto reforzado.

El puente Coatzacoalcos II tiene una longitud total de 1,170 m; está formado por tramos de 60 m de claro y cuenta con un tramo principal atirantado de 698 m. Las pilas son de sección rectangular, huecas, reforzadas y preesforzadas, mismas que están sujetas a efectos de mayor consideración, excepto las que corresponden al tramo principal; el puente lleva el nombre del insigne ingeniero Antonio Dovalí Jaime.

1.1.4. Fin del Milenio

De igual manera que en otras administraciones, comenzó a incentivarse la obra pública a principios de 1989, como paliativo al desempleo y con el propósito de reactivar la economía. A través de la Subsecretaría de Infraestructura se realizaron los proyectos de autopistas en zonas donde la actividad comercial y turística, de alguna manera, garantizará su rentabilidad. El objetivo original de aquel gobierno fue el de acrecentar la red carretera en 4,000 km y concluyó con 2,000 más de los que tenía previsto (Montoya, 1996).

Entre las que tuvieron mayor relevancia por su magnitud, estaban la de Mazatlán – Culiacán, puesta en operación en Octubre de 1992; la de Cadereyta – Reynosa, con 18 puentes, 41 pasos a desnivel y siete entronques. Igualmente destacables fueron el puente San Miguel (río Fuerte), próximo a Los Mochis, Sinaloa, que consta de cuatro carriles y su concesión fue por 17 años y medio.

La de Guadalajara – Zapotlanejo, que se dio en concesión por 20 años; en esa misma región quedó concluida la carretera Zapotlanejo – Lagos de Moreno. Otra carretera fue la que comunica Puebla y Oaxaca; en Chiapas también se terminó el tramo de Cosoleacaque – Tuxtla Gutiérrez.

El puente de Mezcala que, con su pila número tres de 160 m y un pilón sobre la misma de 75, suma los 235 m de altura, para ser el más grande de América Latina. Además, el puente El Zacatal, en Campeche, que convirtió a la Isla del Carmen en un paso que ahorra 80 km de ruta hacia la península de Yucatán.

Una de las obras de construcción más desafiantes de la ingeniería mexicana, el Puente Baluarte, el cual es un puente atirantado localizado en los municipios de Pueblo Nuevo en Durango y Concordia en Sinaloa, a lo largo de la Autopista Durango – Mazatlán. Se inició su construcción el 21 de Febrero de 2008 y se inauguró el 5 de Enero del 2012.

El puente se construyó sobre el río Baluarte, nombre que se le asignó al puente, el cual soportará dos carriles en cada sentido de la autopista, teniendo un ancho total de 20 m. Tiene una longitud de 1,124 m y se eleva sobre una barranca de 400 m de profundidad, y libra un claro central de 520 m (Figura 1.7).

La superestructura para el claro principal es a base de dovelas metálicas de 12 m, los viaductos de acceso en doble voladizo, la subestructura consta de dos estribos extremos y 10 columnas, 8 de sección rectangular hueca incluyendo la No. 5 de 169 m, la más alta y los apoyos principales son columnas en “V” de 62 y 43 m de altura y un mástil en “Y” invertida de 104 m de altura de concreto reforzado que alojará los 152 tirantes de acero divididos en abanicos de tirantes (Durán *et al.*, 2010).



Figura 1.7 Vista general del Puente Baluarte (SCT)

1.2. Conceptos

1.2.1. Definición de puente

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, tales 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 (Baños, 2005).

Los puentes son construcciones vitales para la sociedad pues suelen sustentar un camino, una vía de comunicación así como, tuberías de abastecimiento de agua potable y líneas de distribución de energía. Este tipo de obra, como la mayoría, debe cumplir con las condiciones de seguridad, funcionamiento, durabilidad y estética posible.

En lo que se refiere a su estructura, frecuentemente se emplean configuraciones estructurales que consisten en un sistema de piso sobre vigas o traveses, que salvan claros relativamente cortos de longitud. Usualmente, el sistema de piso es a base de una losa de concreto la cual descansa en sus apoyos y pueden ser algunos de los siguientes tipos: secciones de acero laminado o soldado, vigas de concreto reforzado o presforzado, vigas de madera, entre otros.

Actualmente, existe una amplia variedad de configuraciones estructurales en uso (en forma de arco, atirantados, cajones de concreto, entre otros), sin embargo, en las redes de transporte modernas es común el sistema de piso sobre vigas o traveses.

1.2.2. Clasificación de los puentes

Existen tres factores principales que son utilizados para la descripción de un puente, los cuales dan una descripción general de los diferentes tipos de puentes:

- a) Función
- b) Tipo de material de construcción
- c) Claro y Forma (Tipo de estructura)

Según su función y utilización:

- Puentes peatonales
- Puentes carreteros
- Puentes ferroviarios
- Puentes urbanos

Según el tipo de material de construcción:

- Madera
- Mampostería
- Acero estructural
- Concreto reforzado o presforzado

De acuerdo al tipo de estructura:

- Librementemente apoyados (Figura 1.8).



Figura 1.8 Puente con vigas simplemente apoyadas (SCT)

- Tramos continuos (Figura 1.9).

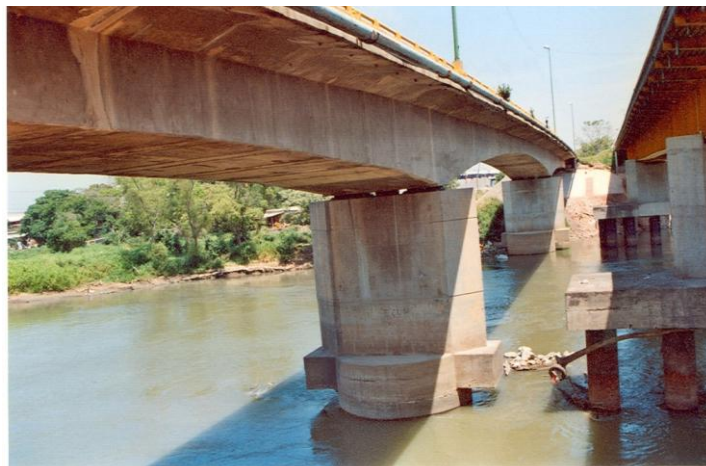


Figura 1.9 Puente con una viga continua de sección variable (SIPUMEX)

- Arcos (Figura 1.10).



Figura 1.10 Puentes formados por arcos de estructura metálica (SCT)

- Atirantados (Figura 1.11).



Figura 1.11 Puentes atirantados con cables de acero (GRUPO TRADECO)

- Colgantes (Figura 1.12).



Figura 1.12 Puentes colgantes soportados por torones de presfuerzo (SCT)

- Doble voladizos (Figura 1.13).



Figura 1.13 Puente con sistema de vigas en doble voladizo (MEXPRESA)

De acuerdo a la Norma N-PRY-CAR-6-01-001/01 (2001) para proyectos carreteros de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (S.C.T.), contiene los criterios generales para la elaboración del proyecto de un puente carretero, según su propósito y ubicación, los puentes se clasifican como sigue:

- Puente: Estructura con una longitud mayor que 6 m, y que se construye sobre corrientes o cuerpos de agua.
- Viaducto: Estructura que se construye sobre barrancas, zonas urbanas u otros obstáculos.
- Paso Superior Vehicular (P.S.V.): Estructura que se construye en un cruce de la carretera de referencia por encima de otra vialidad.
- Paso Inferior Vehicular (P.I.V.): Estructura que se construye en un cruce de la carretera de referencia por abajo de otra vialidad.
- Paso Superior de Ferrocarril (P.S.F.): Estructura que se construye en un cruce de la carretera de referencia por encima de una vía de ferrocarril.

- Paso Inferior de Ferrocarril (P.I.F.): Estructura que se construye en un cruce de la carretera de referencia por abajo de una vía de ferrocarril.

1.2.3. Terminología

La Ingeniería de Puentes posee su propia terminología y nomenclatura, la cual debe ser bien interpretada por cualquier diseñador con el fin de que tenga bien definidas las bases para crear su propio criterio.

Paso a desnivel

Se denomina *Paso a desnivel* a la estructura de un puente que soporta el tránsito de vehículos por encima de otra vialidad, tal como se muestra en la figura 1.14.



Figura 1.14 Paso a desnivel del Puente Tecomán, Colima (SIPUMEX)

Claro

El claro es el segmento de la superestructura de un puente que se encuentra apoyado de un extremo al otro. En la figura 1.14 se aprecian los claros de un puente simplemente apoyado.

Infraestructura del puente

A continuación se hará una breve definición de los componentes que conforman un puente:

➤ Superestructura

La superestructura de un puente comprende todos los elementos que se encuentran por encima de los apoyos o soportes. En la figura 1.15 se observan los componentes principales de la superestructura de un puente:

- 1) Elementos primarios
- 2) Elementos secundarios
- 3) Sistema de piso
- 4) Superficie de rodamiento

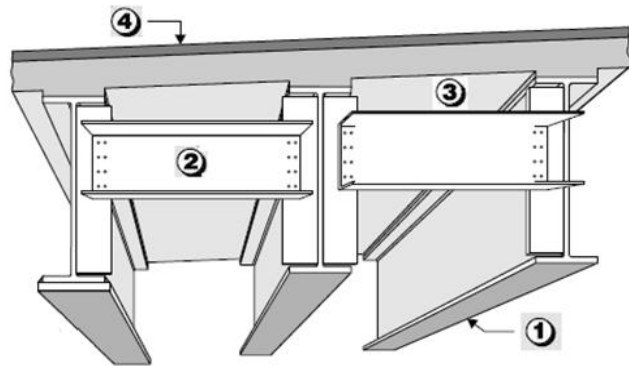


Figura 1.15 Componentes principales de la superestructura

✓ Elementos o miembros primarios (1)

Estos elementos distribuyen las cargas actuantes en el sentido longitudinal del puente, son diseñados para resistir esfuerzos a flexión principalmente. Dichos elementos se les identifica como largueros, traveses o vigas, y los cuales pueden ser fabricados en acero estructural (perfiles laminados o soldados), de madera estructural, secciones mixtas (concreto y acero), entre otras.

En la figura 1.16, se puede apreciar una vista de la estructura del Puente Nexpa, donde la superestructura consiste en cuatro vigas longitudinales de concreto presforzado simplemente apoyadas en columnas de concreto reforzado; las secciones utilizadas son del tipo AASHTO.

Cuando se presenta un obstáculo en un tramo curvo de una carretera, ya sea del tipo natural o artificial, se puede emplear en la superestructura una sección cajón debido a que su geometría ofrece mayor resistencia a la torsión ocasionada por las fuerzas centrífugas de los vehículos (Figura 1.17).

✓ Elementos o miembros secundarios (2)

Estos elementos son diseñados para resistir las deformaciones transversales de la superestructura y ayudan a distribuir parte de la carga vertical hacia las vigas, comúnmente se le denominan *diafragmas*.

En la figura 1.16, los elementos secundarios de la superestructura son vigas de concreto reforzado.



Figura 1.16 Vista lateral de la estructura del Puente Nexpa, Michoacán (SIPUMEX)



Figura 1.17 Puente La Manzanilla I, Michoacán (SIPUMEX)

Algunos tipos de diafragmas utilizados en los puentes carreteros, pueden ser a base de vigas metálicas de sección “I”, perfiles de ángulos de lados iguales, perfiles tubulares de acero “OC”, entre otros.

Existe otro elemento secundario que se utiliza frecuentemente, el cual se encuentra ligado en la parte superior e inferior de las vigas longitudinales, y su función es resistir las deformaciones laterales, comúnmente se le ha denominado soporte lateral (lateral bracing). Como se puede apreciar en la figura 1.18, las vigas longitudinales del puente están ligadas por el diafragma y por el soporte lateral en ambos patines de la viga.



Figura 1.18 Superestructura del Puente Pigua II, Tabasco (SIPUMEX)

✓ Sistema de piso (3)

El sistema de piso de un puente es el elemento que permite el cruce de la calzada sobre el claro a salvar. En la figura 1.15, el sistema de piso del puente está representado a base de una losa de concreto reforzado.

La función principal de un sistema de piso es la de distribuir las cargas actuantes (vivas, muertas, de impacto, entre otras), hacia los elementos transversales del puente. Por ejemplo, el sistema de piso se puede apoyar o estar integrado en un marco estructural u otro sistema diseñado para distribuir las cargas a lo largo del puente.

✓ Superficie de rodamiento o de contacto (4)

Es una porción de la sección transversal del sistema de piso y su función es la de recibir el desgaste del tránsito de los vehículos (Figura 1.19).

Regularmente, esta capa se realiza con un material bituminoso (concreto asfáltico) o un firme simple de concreto. El espesor de la capa puede variar de 2" a 4" (51 a 102 mm); no obstante, este espesor puede ser más grueso debido a la exposición al paso de vehículos, el cual puede variar durante el ciclo de vida del puente (Chen W. F. y Duan L., 1999).



Figura 1.19 Superficie de rodamiento del Puente Motín del Oro I, Michoacán (SIPUMEX)

➤ **Subestructura**

La subestructura de un puente consiste en todos los elementos necesarios para soportar la superestructura y los pasos a desnivel. Los componentes básicos de la subestructura consisten en lo siguiente:

- ✓ Estribos o muros de retención

Los estribos o muros de retención son estructuras que soportan el peso de la superestructura en los extremos (Figura 1.20), además, tienen la función de resistir los empujes del suelo contenido por debajo de un paso a desnivel.



Figura 1.20 Estribo de Tierra Armada del Puente Tecomán, Colima (SIPUMEX)

Estos elementos pueden ser construidos a base de concreto simple o mampostería de piedra de la región, son diseñados como muros de gravedad y en voladizo principalmente, para el caso de muros de concreto reforzado (Figura 1.21).

En la mayoría de los puentes construidos en carreteras rurales como federales, de claros simplemente apoyados no mayores a 15 m, los estribos son a base de mampostería de piedra braza y trabajan como muros de gravedad.



Figura 1.21 Estribo de Concreto del Ent. Lázaro Cárdenas, Chihuahua (SCT)

✓ Pilas o columnas

Son estructuras que soportan la superestructura en puntos intermedios entre los apoyos extremos. Como en el caso de los estribos, también existe una diversidad de formas y tamaños que dependen, primordialmente, del sitio en donde se va a construir el apoyo.

Las características físicas del sitio donde se va a construir un puente juegan un papel muy importante en la toma de decisiones sobre el tipo de apoyo a emplear. Por ejemplo, cuando se tienen claros muy grandes, la alternativa sería utilizar columnas con ampliación de base, mientras que en sitios con cursos de agua superficial la opción sería utilizar pilas inclinadas.

A continuación se muestran algunas de las formas más comunes de pilas o columnas utilizadas en puentes carreteros.

En la figura 1.22 se muestra una columna del puente Nexpa, la cual es de sección constante con topes antisísmicos.



Figura 1.22 Columna o Pila central del Puente Nexpa, Michoacán (SIPUMEX)

En la figura 1.23 se aprecia el apoyo central del puente Barranca del Muerto, el cual es a base de un muro solido de concreto reforzado.



Figura 1.23 Pila – Muro solido del Puente Barranca del Muerto, Colima (SIPUMEX)

En la figura 1.24 se observa el marco estructural de un puente que está conformado por tres columnas de concreto reforzado.



Figura 1.24 Marco central del Puente ubicado en el Libramiento de Mexicali Km. 9+400, en Baja California Norte (SIPUMEX)

✓ Elementos de la cimentación

Los elementos que conforman un puente de acuerdo a la denominación que le da la Ingeniería de Puentes, son: la superestructura, la subestructura y la infraestructura, esta última es la que se encarga de transmitir las cargas al suelo de cimentación, ya sea suelo o roca, sobre la cual se apoya la totalidad del peso del puente (Trejo, 2005).

Por lo tanto, se puede definir que la cimentación es el elemento estructural que soporta el peso tributario del puente y que transmite esfuerzos hacia el subsuelo, en donde se deben revisar los estados límites de falla y de servicio.

De acuerdo con la forma en que transmiten la carga, las cimentaciones se clasifican en superficiales y profundas. Las cimentaciones superficiales son las que la profundidad de desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento, tales como las zapatas aisladas, zapatas corridas, estribos, losas de cimentación, entre otras.

En la figura 1.25 se puede apreciar la cimentación de la pila central del Puente Barranca del Muerto, la cual consiste en una zapata aislada de concreto reforzado.

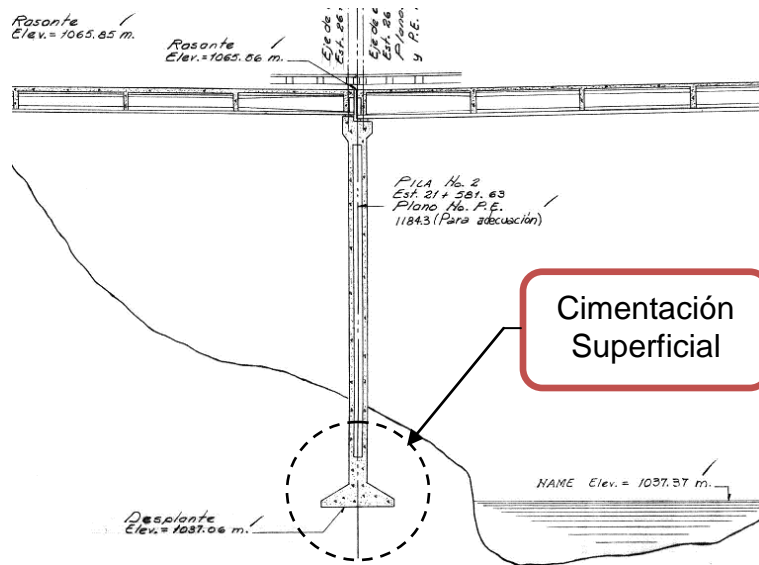


Figura 1.25 Cimentación de la pila central del Puente Barranca del Muerto, Colima (SIPUMEX)

Por otro lado, cuando se presentan dificultades para apoyar la cimentación en el subsuelo debido a que no se pueda garantizar un buen soporte para la subestructura, tales como sobrepasar la capacidad de carga, inestabilidad por volteo o asentamientos diferenciales, se puede emplear la alternativa a base de una cimentación profunda, la cual se puede manejar hasta mayores profundidades donde se encuentre el estrato de suelo firme. Las cimentaciones profundas que se utilizan en puentes son los pilotes, ya sean de concreto o acero estructural, las pilas, cilindros y cajones.

En la figura 1.26 se ilustra un corte longitudinal del puente Coahuayana cuya cimentación de las pilas centrales son a base de pilotes inclinados de concreto reforzado.

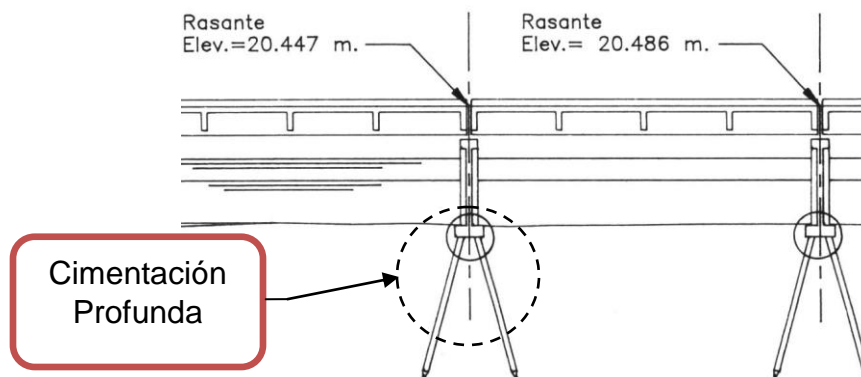


Figura 1.26 Cimentación de las Pilas Centrales en el Puente Coahuayana, Colima (SIPUMEX)

✓ Dispositivos de asiento

Los dispositivos de asiento son sistemas mecánicos que transmiten las cargas verticales de la superestructura hacia la subestructura (Figura 1.27). Algunos de estos dispositivos son hechos con rodillos de acero, que actúan sobre placas de acero o cojinetes rectangulares de neopreno. El uso y la funcionalidad de cada uno de los dispositivos varían ampliamente, y dependen del tamaño y la configuración del puente.

Existen algunos dispositivos que permiten la rotación en ambos sentidos y la traslación en el sentido longitudinal, los cuales son llamados como *dispositivo de expansión*, y los que solo permiten la rotación son denominados como *dispositivos fijos* (Chen W. F. y Duan L., 1999).



Figura 1.27 Dispositivo de asiento de un apoyo del Puente Pigua II, Tabasco (SIPUMEX)

✓ Pedestales o Bancos de Apoyo

Un pedestal o banco de apoyo es un elemento similar a una columna corta que se encuentra sobre el estribo o pila, el cual soporta directamente el elemento primario de la superestructura. Es construido a base de concreto reforzado, en donde la geometría y el armado dependen del diseño que rijan, ya sea por compresión o por aplastamiento.

En la figura 1.28, se puede observar los bancos de apoyo de una pila del puente ubicado en el Libramiento de Mexicali Km. 11+700, en el estado de Baja California Norte.



Figura 1.28 Puente ubicado en el Libramiento de Mexicali Km. 11+700, en Baja California Norte (SIPUMEX)

La función principal del pedestal es la de recibir un elemento primario de la superestructura, sobre un dispositivo de asiento o cojinete para transmitir la carga al elemento de la subestructura.

1.3. Control e Inventario de Puentes

El Sistema de Puentes de México “SIPUMEX” es parte esencial de la SCT para dar mantenimiento a los puentes de la red federal de carreteras libres de peaje. El sistema contiene un inventario detallado de todos los puentes que están a cargo de la Dirección General de Conservación de Carreteras (D.G.C.C.), el cual en el año de 2009 registró un total de 7,514 puentes.

Según el SIPUMEX, de los 7,514 puentes construidos (Figura 1.29); 2,544 (34%) corresponden al Corredor, 2,250 (30%) a la Red secundaria y 2,720 (36%) a la Red básica; dentro de estas cifras están contemplados los puentes en servicio, en mantenimiento y los que están obsoletos o fuera de servicio (Frías, 2010).

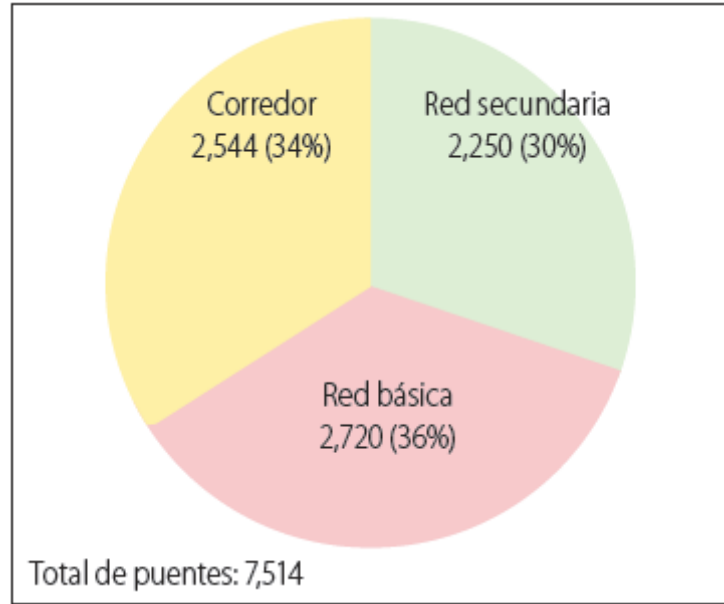


Figura 1.29 División de los puentes por tipo de red carretera

En la figura 1.30 se muestra la distribución del número de puentes construidos en cada entidad federativa de la Republica Mexicana, como puede apreciarse, el estado con mayor número de puentes es Michoacán; le siguen Oaxaca, Sonora, Veracruz, Chiapas, Tamaulipas y Guerrero, todos ellos con un número superior a los 400 en su inventario. La gran cantidad de puentes construidos se debe a la orografía accidentada de cada uno de los estados mencionados.

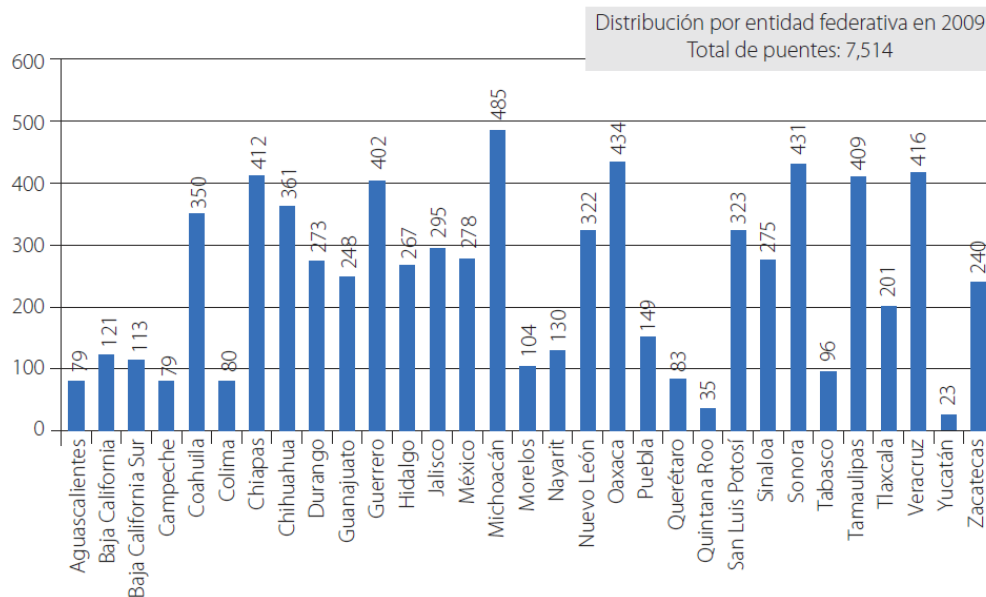


Figura 1.30 Número de puentes por división política

En la figura 1.31 se muestran los diferentes tipos de sistemas constructivos presentes en la superestructura del inventario de SIPUMEX en el 2009. Puede observarse que la gran mayoría de los puentes de la red federal de carreteras libres de peaje posee una superestructura de concreto reforzado (61% del total). El siguiente sistema estructural más utilizado es el concreto presforzado, con un 24% del total; le siguen por mucha diferencia el sistema estructural combinado de concreto y acero estructural, con un 8%.

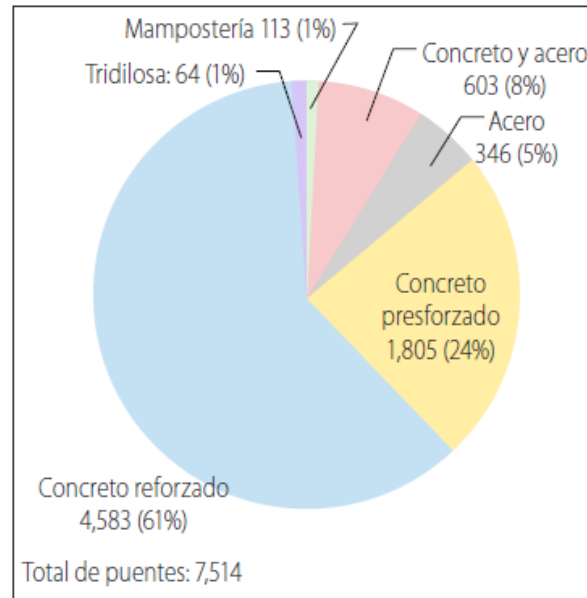


Figura 1.31 División de puentes por sistema constructivo de la superestructura

1.4. Elaboración de un proyecto ejecutivo de un puente carretero

A continuación, se describen brevemente los requisitos generales para la elaboración de un proyecto ejecutivo de un puente carretero, de acuerdo a lo establecido en la Norma N-LEG-2/02 en la Fracción C.1, Ejecución de Estudios, Proyectos y Consultorías de las Normas de Proyecto de Puentes y Estructuras de Carreteras, de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2001).

1.4.1. Estudios preliminares del proyecto

- Proyecto Geométrico de la Carretera

Se determina el trazo, las elevaciones de la rasante, las secciones transversales de construcción, bancos de nivel y las referencias topográficas.

- Proyecto Geométrico de un Entronque (Si aplica)

Si la estructura por proyectar es un paso superior vehicular (P.S.V.) o un paso inferior vehicular (P.I.V.) para un entronque, al igual que en el proyecto geométrico de la carretera se determina el trazo, las elevaciones de rasante, las secciones transversales de construcción de todas las ramas, bancos de nivel y las referencias topográficas.

- Estudio Topográfico o Hidráulico – Hidrológico

Este estudio consiste en realizar un levantamiento que muestre detalladamente la topografía del sitio, y debe contener los siguientes elementos:

- ✓ Información fisiográfica
- ✓ Información hidrológica
- ✓ Reconocimiento de campo
- ✓ Levantamiento topográfico:
 - ❖ Planta general
 - ❖ Planta detallada
 - ❖ Perfil de construcción
 - ❖ Perfil detallado
 - ❖ Pendientes y secciones hidráulicas
 - ❖ Puentes sobre el cauce en estudio
 - ❖ Croquis de localización

- Estudio de Mecánica de Suelos o Geotécnico

Consiste en determinar las características y la estratigrafía del suelo en el sitio, el tipo de cimentación más conveniente, los niveles de desplante y las capacidades de carga correspondientes. Asimismo, dará las recomendaciones para el diseño y el procedimiento constructivo de la cimentación.

- Estudio de Tránsito

Se refiere al análisis de aforos vehiculares y composición del tránsito.

- Estudio de Impacto Ambiental

Este estudio consiste en analizar el contorno ambiental del sitio para efectos de realizar una manifestación de impacto ambiental y, en su caso, el dictamen de impacto ambiental expedido por el Instituto Nacional de Ecología.

1.4.2. Elaboración de anteproyectos

Con el propósito de seleccionar el tipo y las características de la estructura a proyectar, se elaboran anteproyectos que contemplen diferentes sistemas estructurales, tipos de materiales, procedimientos constructivos, entre otras características que sean necesarias.

- Tipo de material de la estructura

Se selecciona el tipo de material de la estructura, tomando en cuenta las características del entorno ambiental a fin de incluir medidas que mitiguen los daños ambientales, faciliten las tareas de conservación y alarguen la vida de la estructura.

- Predimensionamiento

Una vez seleccionado el material para la estructura, se definirán las dimensiones preliminares de la estructura y de cada uno de sus elementos.

- Cargas

Para la estructura predimensionada se deducirán las cargas a que estará sujeta la estructura.

- Diseño simplificado

Con base a las cargas determinadas se realiza el diseño simplificado de la estructura predimensionada, deduciendo las deformaciones y los elementos mecánicos internos de cada elemento, determinando las características de resistencia de los materiales que se van a emplear y ajustando, en su caso, las dimensiones preliminares de la estructura y de sus elementos.

- Valoración

Se determinan los conceptos de obra y sus volúmenes aproximados, así como el costo de la misma.

1.4.3. Elaboración del proyecto ejecutivo

Con base al anteproyecto aprobado por la Secretaría o, en su defecto, en el tipo y las características que la misma establezca para la estructura por proyectar, se elaborará el proyecto mediante la ejecución de la ingeniería de detalle necesaria para diseñar, geométrica y estructuralmente, todos los elementos de la estructura que integren su cimentación, subestructura y superestructura.

- Cargas y acciones

Las cargas y acciones externas actuantes sobre la estructura se determinarán, para estructuras de tipos y dimensiones comunes, para puentes de grandes dimensiones o de estructuración especial y cuando por circunstancias especiales en el proyecto sea necesario adoptar cargas diferentes.

- Combinaciones de cargas y distribución

Se definen las combinaciones y la distribución de cargas, de acuerdo a las Normas correspondientes.

- Modelo estructural

De acuerdo con el tipo de estructura, se selecciona el modelo estructural conveniente, en función del cual se definirá el modelo matemático a considerar en el análisis de la estructura.

- Análisis

Determinar los elementos mecánicos internos y las deformaciones que experimentará cada parte, se ejecutará asumiendo que éstas tienen un comportamiento elástico, aun cuando el diseño se realice por factores de carga, considerando la plastificación de las secciones críticas.

- Elementos mecánicos internos y deformaciones

Mediante el análisis se evalúan los elementos mecánicos internos y las deformaciones de la estructura en general y de cada uno de sus elementos estructurales.

- Presentación de resultados

Los resultados del análisis se presentan en forma ordenada y clara, con textos suficientemente explicativos para su fácil comprensión por parte del revisor.

- Diseño estructural

Implica el diseño estructural de todos los elementos de la estructura, cuyo propósito es el dimensionamiento definitivo de los mismos, con base en el método de cargas de trabajo o por factores de carga.

1.5. Tipología de Puentes Carreteros

Como se ha observado en las principales vías de comunicación, las características de un puente carretero pueden variar de acuerdo al tipo de cruce (natural o artificial), el claro a salvar, el sistema estructural, etc., sin embargo, cada uno tiene la misma función, que es la de comunicar dos puntos distantes.

En este apartado se describirán brevemente las tipologías o sistemas estructurales más comunes en los puentes carreteros de México, principalmente, en las carreteras federales libres de peaje. Por lo que se recopilará información de las memorias de obras realizadas, anualmente, por la SCT y del sistema de clasificación de puentes *SIPUMEX*.

De acuerdo al inventario de puentes construidos en la red federal de carreteras libres de peaje, realizado por el sistema *SIPUMEX*, en el año 2009 se registró un total de 7,514 puentes.

Posteriormente, se realizó una división de los puentes según el sistema estructural de la superestructura (Figura 1.31), de los cuales se tiene que el 61% poseen una superestructura de concreto reforzado, el 24% de concreto presforzado y el 8% de sistema mixto (concreto y acero); por mencionar los más sobresalientes.

A continuación, se mencionan las características principales de las tipologías estructurales más empleadas en los puentes carreteros, tales como su geometría, sistema estructural, entre otros elementos adicionales.

1.5.1. Geometría

La geometría de un puente dependerá, principalmente, de su ubicación en un segmento de una vialidad ya sea en un tramo curvo o recto.

En el caso de que se tenga un tramo curvo, también llamado esviado, en un puente, frecuentemente el proyectista proponga una superestructura con vigas de sección cajón debido a que la fuerza centrífuga de los vehículos provoca esfuerzos de torsión. Así como, cuando se tiene un tramo recto se propone una solución estructural simple y fácil de construir, como es el caso de una losa o vigas simplemente apoyadas.

A continuación se presentan algunas imágenes donde se observa la geometría de puentes carreteros.

- Puente en un tramo curvo



Figura 1.32 Puente simplemente apoyado en un tramo curvo (SCT)

- Puente en un tramo recto



Figura 1.33 Puente simplemente apoyado en un tramo recto (SCT)

1.5.2. Sistema Estructural

Como se vio en el tema 1.2.2, un puente está conformado por dos elementos principales, la superestructura y la subestructura. El primero consiste en el sistema de piso y los elementos soportantes de la superficie de rodamiento de los vehículos; mientras que el segundo se conforma por los apoyos y la cimentación del puente.

A continuación se mencionan los sistemas estructurales más empleados en la mayoría de los puentes carreteros.

- Losa de concreto con vigas simplemente apoyadas de concreto presforzado (Figura 1.34).

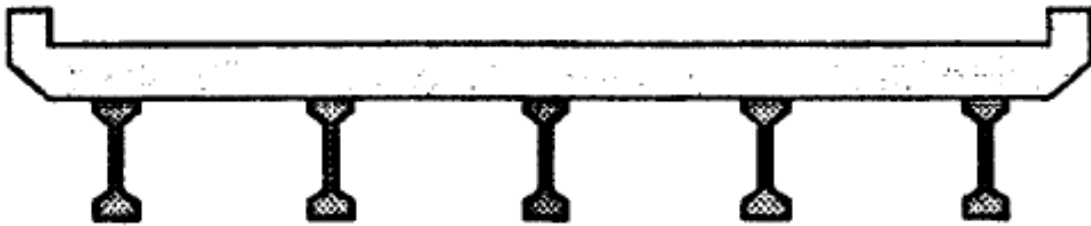


Figura 1.34 Superestructura de losa de concreto con vigas simplemente apoyadas

- Losa de concreto reforzado con vigas continuas de concreto reforzado (Figura 1.35).

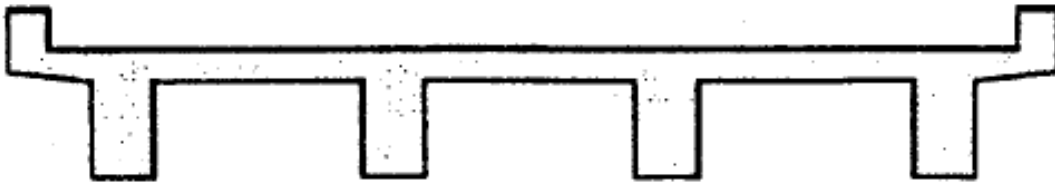


Figura 1.35 Superestructura de losa de concreto con vigas continuas

- Losa - viga de sección cajón de concreto presforzado (Figura 1.36).



Figura 1.36 Superestructura de losa - viga de sección cajón

- Estribo y aleros de mampostería (Figura 1.37).

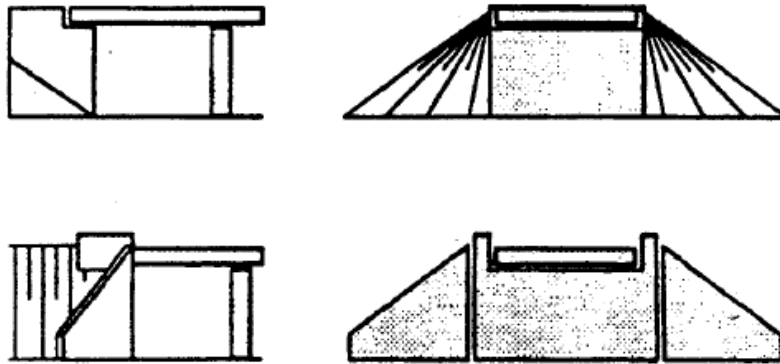


Figura 1.37 Subestructura a base de un estribo y aleros

- Columna o pila central de concreto reforzado (Figura 1.38).

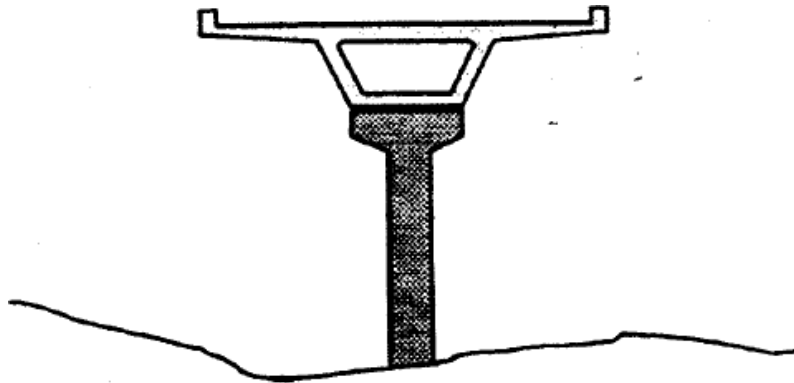


Figura 1.38 Subestructura a base de una columna o pila central

- Marco a base de dos o más columnas de concreto reforzado (Figura 1.39).

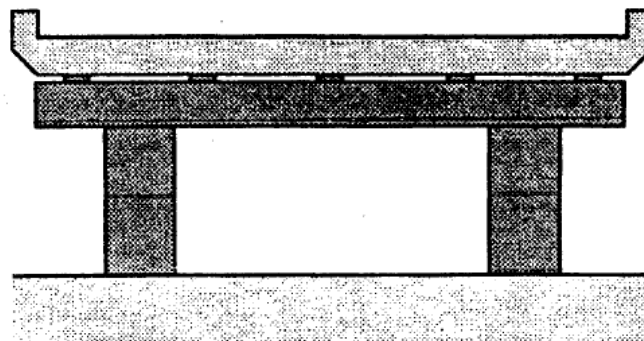


Figura 1.39 Subestructura a base de un marco de dos o más columnas

- Pila o muro sólido de concreto reforzado (Figura 1.40).

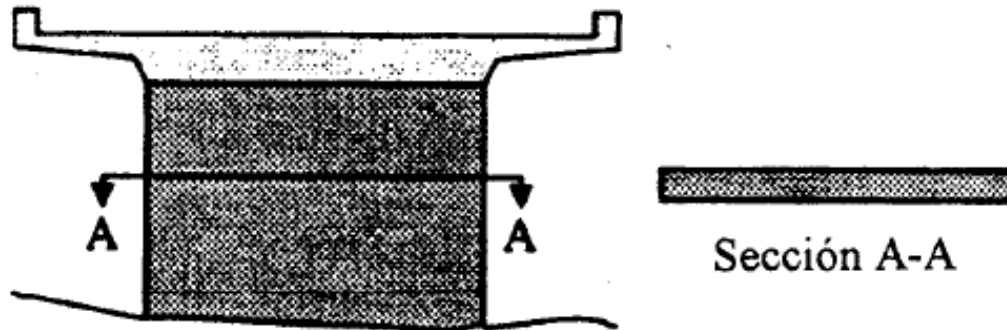


Figura 1.40 Subestructura a base de una pila o muro sólido de concreto

1.5.3. Elementos Adicionales

Finalmente, se mencionan los elementos adicionales que conforman un puente, como son los parapetos, señalamiento vial, juntas de expansión, entre otros.

- Parapeto (Figura 1.41).



Figura 1.41 Parapeto de estructura metálica (SCT)

- Señalamiento vial (Figura 1.42).



Figura 1.42 Señalamiento y letreros viales (SCT)

- Junta de expansión (Figura 1.43).



Figura 1.43 Junta de expansión de un material flexible (SIPUMEX)

2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LOS PUENTES

Con base en una serie de eventos sísmicos ocurridos en diferentes partes del mundo, donde se observó un deficiente comportamiento sísmico de estructuras de puentes, en este capítulo se describirá brevemente las características del sismo y su efecto en las estructuras de puentes, principalmente, donde se presentó el colapso parcial o total.

2.1. Antecedentes

En los últimos años, a nivel mundial, han ocurrido sismos de fuerte intensidad, tales como: Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995), Chile (2010), entre otros, los cuales han causado el colapso o daño severo en un número considerable de puentes, cuyo mecanismo principal de daño se concentró en las columnas debido a que los reglamentos anteriores a los años 70's no contemplaban la posibilidad de considerar el comportamiento plástico de las mismas, ya que esencialmente se pretendía que los elementos estructurales de la subestructura se comportarían elásticamente. Este comportamiento dio lugar a la discusión sobre la filosofía de diseño sísmico y en la investigación sobre el diseño sísmico de puentes nuevos, así como la evaluación y reforzamiento de puentes existentes (Priestley y Calvi, 1996).

Recientemente, varios autores (Kowalsky *et al.*, 1995; Priestley y Calvi, 1996), han trabajado y optado por el diseño sísmico en el control de desplazamientos, en el que se relacionan los desplazamientos con el nivel de daño esperado, como una alternativa más racional de plantear el problema del diseño sismorresistente, que el convencional basado en resistencia.

Dado que México es un país que cuenta con un elevado potencial sísmico, el diseño adecuado de las estructuras, como los puentes urbanos, es de vital importancia, y más si se toma en consideración que son estructuras fundamentales en las actividades diarias de los ciudadanos (Díaz Barriga, 2011).

A continuación se dará una reseña histórica de los grandes sismos ocurridos en diferentes partes del mundo, en donde se observaron daños severos en las estructuras de puentes.

2.2. Sismo de Limón, Costa Rica (1991)

El terremoto de Limón ocurrió el 22 de abril de 1991, con una magnitud de 7.5 en la escala de Richter, donde se observaron daños en puentes de carretera y ferrocarril, así como edificios, plantas industriales y estructuras especiales de ingeniería, como tanques para almacenamiento de combustible.

Los puentes de carretera modernos, diseñados y construidos en la década de los 70, mostraron un comportamiento sísmico deficiente. Cinco puentes importantes sufrieron colapso y 13 obras menores fueron severamente dañadas (Sauter, 1994).

El puente sobre el río Vizcaya (Figura 2.1) es un ejemplo típico del sistema de construcción empleado en la mayoría de los puentes de la Ruta 36 que corre a lo largo del litoral del Mar Caribe y que conecta el puerto de Limón con Sixaola y Changuinola en Panamá. Es un puente de un carril con tres tramos simples de 22.50 m.

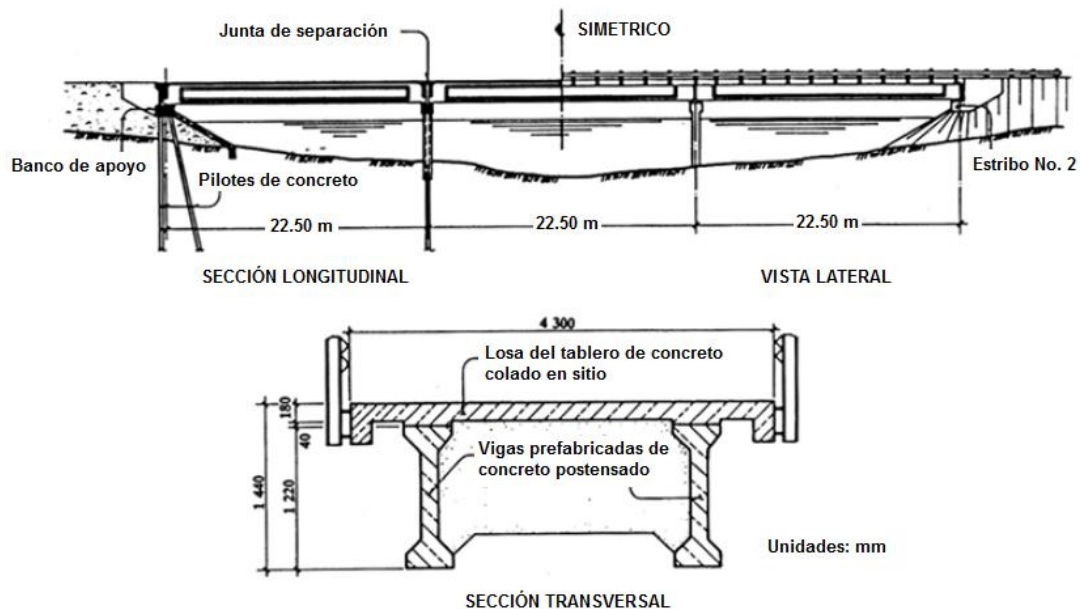


Figura 2.1 Puente sobre el río Vizcaya

El colapso de dos tramos del puente antes referido se debió principalmente a la falla de una pila. De acuerdo a Sauter (1992), la distribución de los pilotes en una sola hilera creó un sistema muy vulnerable a las acciones sísmicas, ya que posee una resistencia a flexión reducida en la dirección longitudinal (Figura 2.2).



a) Rotación del estribo debido al efecto de licuefacción y corrimiento lateral del material de relleno



b) Dos tramos sufrieron colapso debido a la falla de la primera pila

Figura 2.2 Falla del puente sobre el río Vizcaya

En la figura 2.3 se muestra el mecanismo de falla del puente sobre el río Vizcaya.

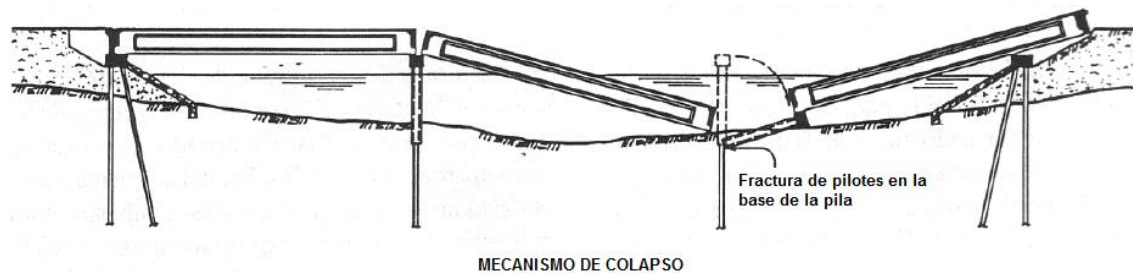


Figura 2.3 Mecanismo de falla en el puente sobre el río Vizcaya

2.3. Sismo de Northridge, California (1994)

El área alrededor de Los Ángeles ha sido bien conocida como una región altamente sísmica, por la cercanía a la famosa Falla de San Andrés, ubicada a una decena de kilómetros al noroeste. El 17 de Enero de 1994, ocurrió el terremoto de Northridge en una falla oculta al noroeste del centro de Los Ángeles, muy cerca de la ubicación del terremoto de San Fernando en 1971. Dicha área contempla muchas estaciones sismológicas, algunas localizadas en la región epicentral, las cuales registraron una aceleración máxima del suelo de, aproximadamente, 1 g.

A continuación se describen algunos de los daños observados en puentes durante la ocurrencia de este terremoto.

➤ I-5/14 South Connector

La estructura del puente del Conector Sur de la interestatal 5/14 fue construida en 1974 (Figura 2.4). La estructura consistía en vigas de sección cajón postensado, coladas en sitio, y estaban soportadas por columnas octagonales de 3.60 y 1.80 m; las cuales contemplaban una ampliación acampanada de 8.00 m en la parte superior.

Los movimientos de la superestructura durante el sismo, resultaron en la falla por cortante de la columna corta más cercana al estribo, la falla de los aleros de concreto y de los topes sísmicos del estribo, ocasionando la pérdida del soporte de la superestructura (Figura 2.5).

El armado de la columna estaba compuesto por 20 varillas del número 18 (57 mm de diámetro) y estribos del número 5 (16 mm de diámetro) a una separación de 30.5 cm en toda la sección.

En lo que respecta al confinamiento y al acero de refuerzo transversal era inadecuado para asegurar un comportamiento dúctil y prevenir una falla prematura por cortante (Mitchell D., *et al.*, 1996).



Figura 2.4 Vista general del colapso del I-5/14 South Connector



Figura 2.5 Vista de la columna acampada del I-5/14 South Connector

➤ State Route 118/Mission-Gothic

El paso inferior vehicular Mission-Gothic que cruzaba la Ruta Estatal 188 fue diseñado en 1973, y se terminó de construir en 1976. El puente comprendía dos estructuras separadas por una junta longitudinal, la superestructura consistía de vigas sección cajón postensado colados en sitio. La subestructura consistía de columnas octagonales de concreto reforzado de sección variable. Dichas columnas estaban reforzadas por 45 varillas del número 11 (35.8 mm de diámetro) y un zuncho del número 5 (16 mm de diámetro) con un paso de 8.90 cm a lo largo de todo el elemento (Figura 2.6) (Mitchell D., *et al.*, 1996).

Las bases de las columnas fueron ancladas durante la operación del postensado del refuerzo y posteriormente, se colocaron bloques de concreto para proveerles de la rigidez necesaria.

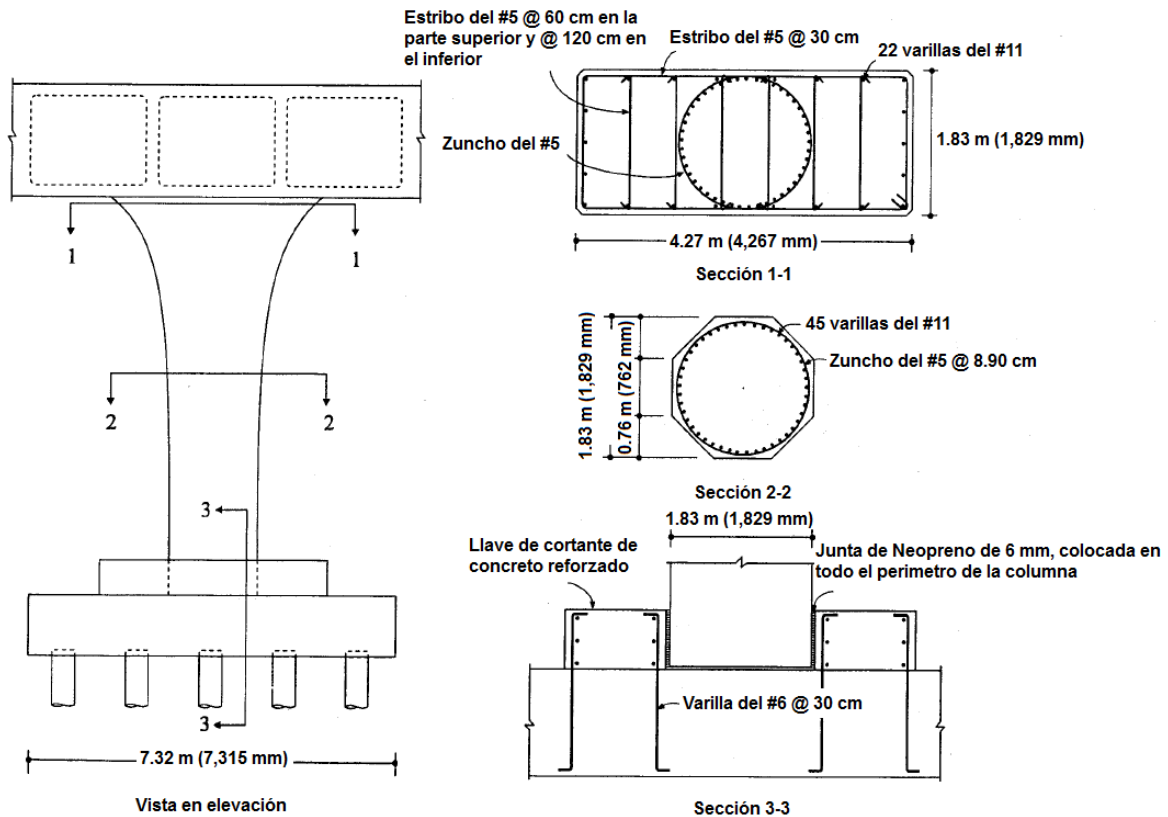


Figura 2.6 Detalles de columnas del Paso inferior Mission-Gothic Ruta 118

En la figura 2.7 se muestran las fallas que ocurrieron en las columnas, especialmente, en la zona donde ocurre el cambio de sección.



a) Vista general de los daños observados en el Puente



b) Falla local de la columna acampanada debido al deficiente detallado del refuerzo por confinamiento

**Figura 2.7 Daños observados en el Puente del Paso inferior Vehicular
Mission-Gothic Ruta 118**

De acuerdo al reporte de los daños (Priestley *et al.*, 1994), se resalta el hecho de que las columnas tuvieron un deficiente detallado del refuerzo, lo que ocasionó una falla frágil por cortante antes de la articulación por flexión, sin embargo, dicha falla ocurrió después de la articulación plástica por flexión que fue causada por una reducción de la capacidad por cortante del concreto y/o la falla del zuncho. (Figura 2.7)

➤ Interstate 10/Fairfax-Washington

Este puente se encuentra en la Interestatal 10, cruza las avenidas Fairfax y Washington, y fue construido en 1964. La subestructura del puente tenía apoyos esviajados y estaban soportados por columnas desplantadas sobre pilotes. (Figura 2.8)

Las columnas circulares de concreto tenían un diámetro de 1.20 m, las cuales contenían de 12 a 62 varillas del número 11 (35.8 mm de diámetro) y estribos del número 4 (12.7 mm de diámetro) a cada 30.5 cm en todo el elemento (Mitchell D., *et al.*, 1996).

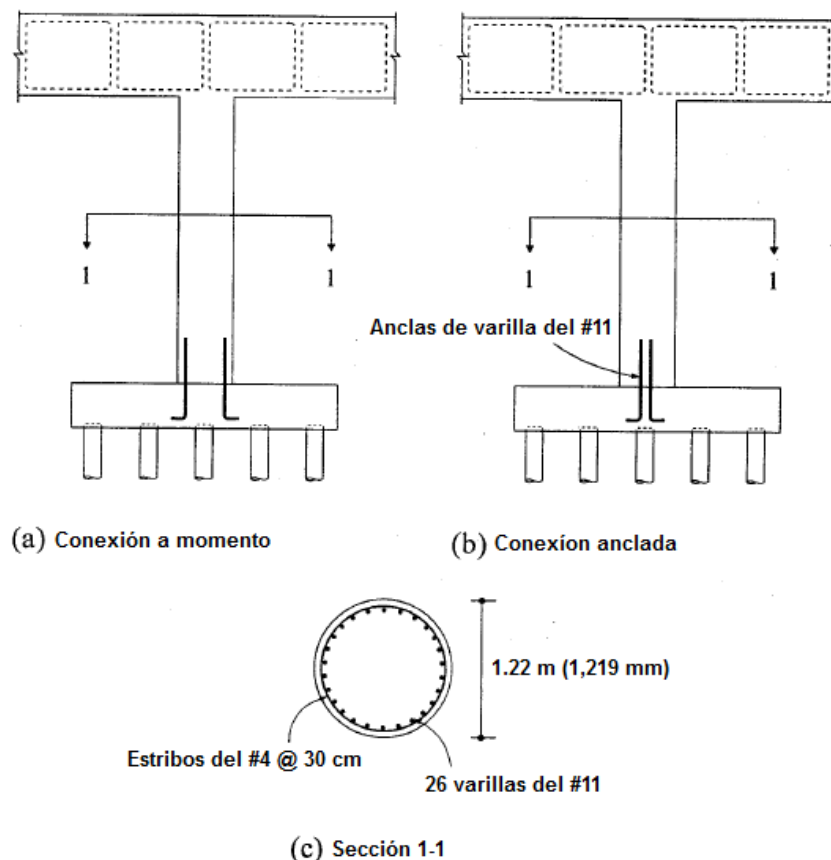
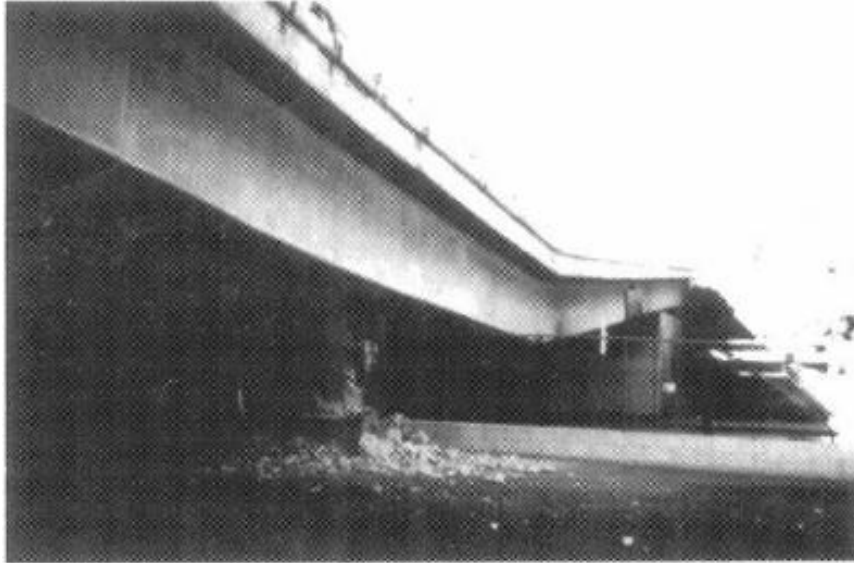
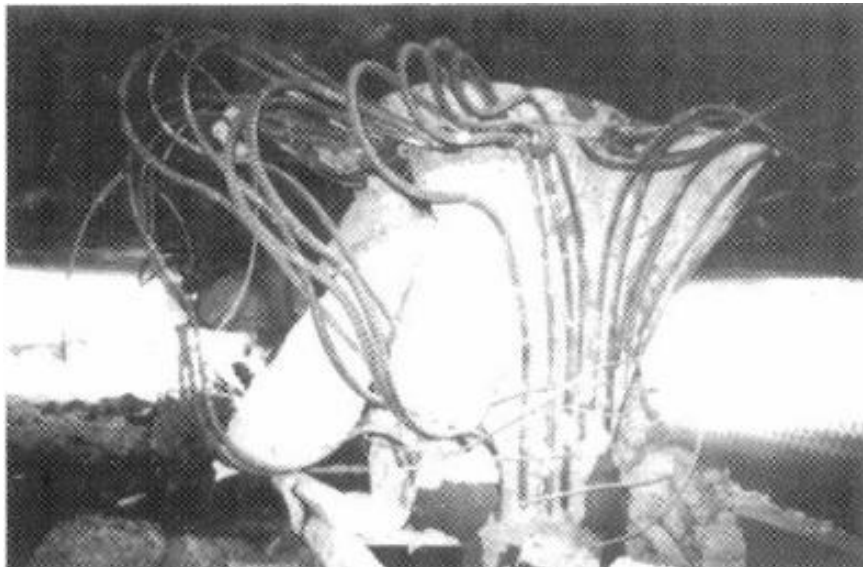


Figura 2.8 Detalles de columnas del Puente Interstate 10/Fairfax-Washington

La falla ocurrida en la parte superior de las columnas, probablemente, se debió a una inadecuada longitud de anclaje del refuerzo en la base lo cual fue insuficiente una vez desprendido el recubrimiento del concreto y el pandeo de las varillas longitudinales. Como resultado, ocurrieron una serie de fallas debido a una combinación de cortante, flexión y compresión (Figura 2.9).



a) Vista del claro colapsado sobre la Av. Fairfax; nótese el giro de la viga sobre la Pila No. 2



b) Falla de la columna por la combinación de flexión y cortante

Figura 2.9 Daños observados en el Puente Interstate 10/Fairfax-Washington

2.4. Sismo de Kobe, Japón (1995)

El 17 de Enero de 1995, a un año después del sismo de Northridge en Estados Unidos, ocurrió el Sismo de Kobe, el cual tuvo un gran daño destructivo en los puentes existentes, debido a que las columnas de concreto reforzado sufrieron fallas por cortante y a una insuficiente longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal lo que provocó que colapsaran muchos puentes. Además, fue la primera vez que se presentó a nivel mundial una extensa falla de columnas de acero.

Debido a los efectos del sismo, se observó en gran magnitud la licuefacción de los suelos teniendo como resultado asentamientos e inclinaciones de los elementos de la cimentación y de la superestructura.

A continuación, se comentan algunos daños observados en los elementos estructurales de los puentes.



Figura 2.10 Colapso total del Viaducto Fukae, (Sismo de Kobe, 1995)

En la figura 2.10 se puede apreciar la estructura colapsada del Viaducto Fukae, el cual estaba conformado por 18 claros de 20 m, aproximadamente, los cuales se colapsaron durante el sismo de Kobe.

El Viaducto fue proyectado de acuerdo a las especificaciones de 1964, el cual contempló coeficientes sísmicos, tanto horizontal como vertical, de 0.2 y 0.10, respectivamente, y para el diseño se utilizó el método de esfuerzos permisibles.

De acuerdo a las observaciones realizadas en el sitio y al comportamiento mecánico que tuvo la estructura durante el sismo, se identificaron tres posibles consideraciones que no se tomaron en cuenta en el diseño del Viaducto.

Una de las principales fue que se subestimó el valor del esfuerzo cortante en las columnas, y en el diseño se utilizó menos del 60% del valor admisible que se indica en las especificaciones; en segundo término, fue insuficiente la longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal, ya que solo se prolongó a la mitad de la altura, es decir, solo se desarrolló 20 veces el diámetro de la barra. Finalmente, la tercera observación fue que el refuerzo transversal se encontraba escaso (Kawashima K., 2011).

En la figura 2.11, se presenta el mecanismo de falla de las columnas del Viaducto Fukae:

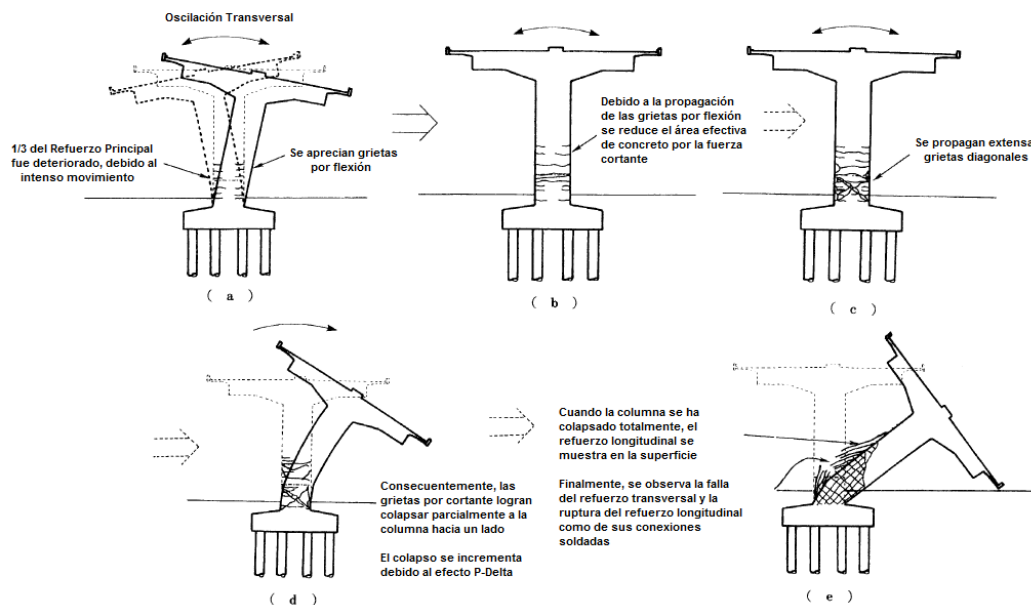


Figura 2.11 Mecanismo de falla de las columnas del Viaducto Fukae

Debido al moderado movimiento, en las columnas se desarrollaron grietas por flexión y extensas grietas diagonales a una altura de 2.50 m por encima de la cimentación, donde un tercio del refuerzo longitudinal fue colocado con una longitud de desarrollo insuficiente.

Como consecuencia del mal detallado del acero de refuerzo se presentó una falla prematura por cortante en las columnas del viaducto (Figura 2.12).



Figura 2.12 Falla prematura por cortante en la columna del Viaducto Fukae

En otras estructuras urbanas se presentaron ampliamente este tipo de fallas. Por ejemplo, se registró el colapso de la superestructura del Viaducto Takashio, la cual estaba conformada por vigas metálicas simplemente apoyadas. Dicha estructura fue construida en 1979, basándose en las especificaciones de diseño de 1971, donde se utilizaron coeficientes sísmicos de 0.23 en la dirección horizontal y 0.11 en la dirección vertical.

La subestructura del Viaducto Takashio estaba conformada por columnas de concreto reforzado con características similares al Viaducto Fukae, en lo que se refiere al detallado del acero de refuerzo. Los estribos de la columna tenían un diámetro de 16 mm y estaban colocados a cada 30 cm. El número de varillas longitudinales era de 150 en la parte inicial de la columna, y conforme iba ascendiendo se reducía a 120 y 60 varillas a una altura de 3.30 m y 5.70 m de la parte inferior, respectivamente (Kawashima K., 2011).

Como fue en el caso del Viaducto Fukae, la longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal fue insuficiente, así como, el escaso refuerzo transversal provocó una falla prematura por cortante en las columnas (Figura 2.13).



Figura 2.13 Colapso de apoyo del Viaducto Takashio, (Sismo de Kobe 1995)

En la figura 2.14, se presenta el mecanismo de falla de las columnas del Viaducto Takashio:

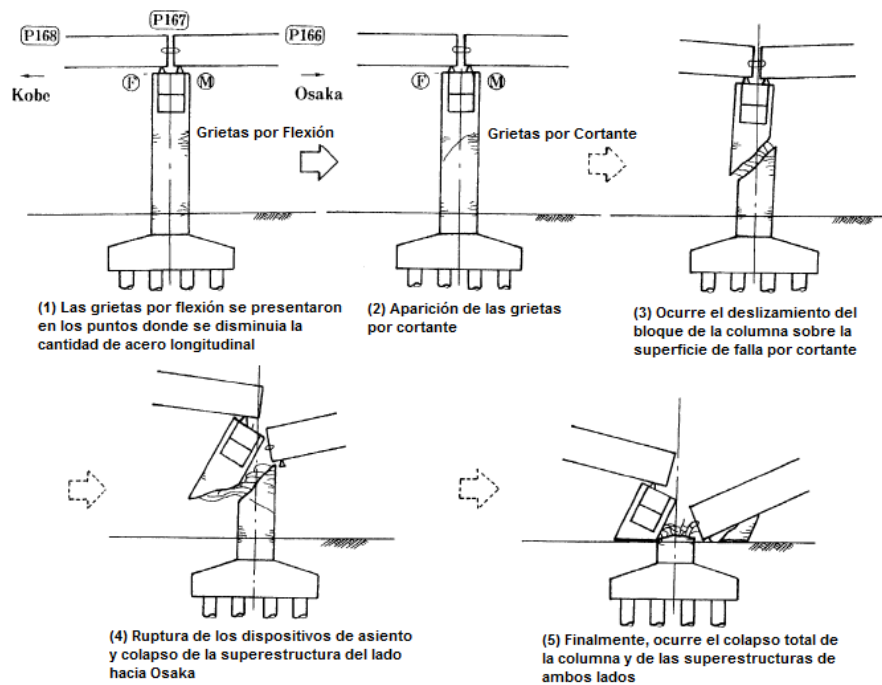


Figura 2.14 Mecanismo de falla de las columnas del Viaducto Takashio

En la figura 2.15 se observa el colapso de una columna metálica del Crucero Tateishi en la autopista Hanshin. Dicho puente fue construido en 1969, basándose en el diseño por esfuerzos permisibles, donde se utilizaron coeficientes sísmicos de 0.20 en la dirección horizontal y 0.10 en la dirección vertical.

Al principio la subestructura del puente constaba de un solo apoyo a base de una columna metálica, posteriormente, se adicionaron dos columnas de concreto reforzado en los extremos debido a una ampliación que se realizó en la vialidad.

Como consecuencia de este gran terremoto, la columna central del crucero falló por aplastamiento en el sentido vertical, mientras que las vigas laterales se pandearon y tuvieron un asentamiento de 6 m, aproximadamente.

Una de las posibles causas del colapso de la subestructura, fue que la columna metálica se encamisó en la parte inferior con concreto reforzado con el fin de darle protección ante un posible impacto de los vehículos en movimiento. El espesor del alma y de los patines de la columna variaba desde los 28 mm en el nudo viga – columna hasta los 18 mm en la parte inferior; los cuales se encontraban arriostrados por atiesadores verticales y diafragmas (Kawashima K., 2011).

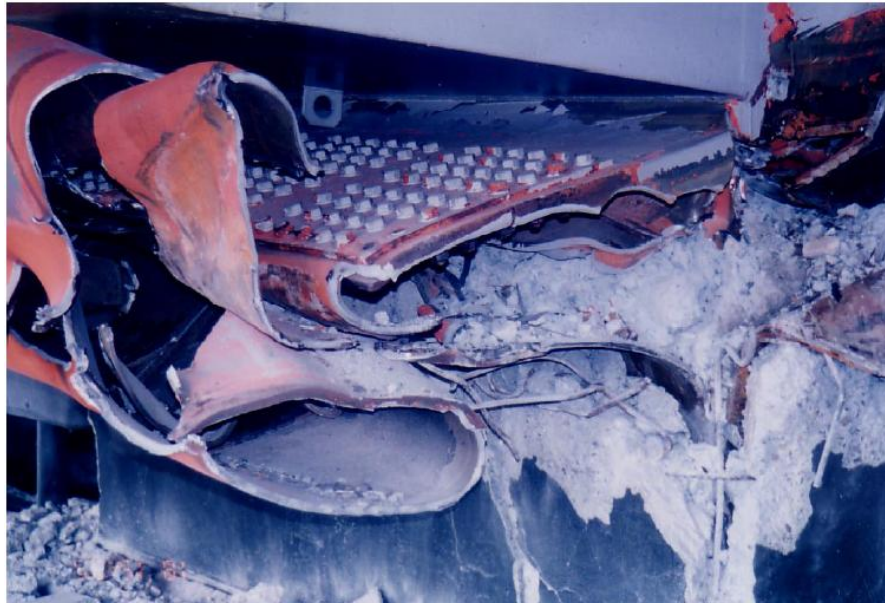


Figura 2.15 Colapso de la columna metálica del Viaducto Tateishi, (Sismo de Kobe 1995)

Debido al moderado movimiento, se originó el pandeo del alma y de los patines de la columna así como, la ruptura de la soldadura en la parte inferior de la columna.

Como consecuencia disminuyó su capacidad de carga en el sentido lateral y vertical, ocasionando el asentamiento de la columna debido al peso de la superestructura en ambos sentidos (Figura 2.16).

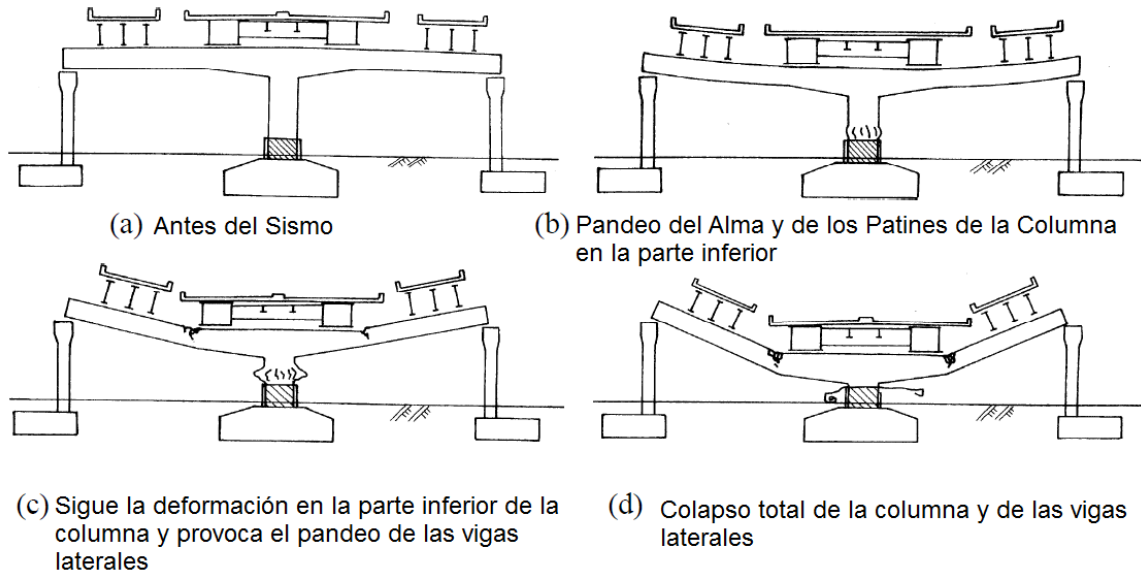


Figura 2.16 Mecanismo de falla de la columna metálica del Crucero Tateishi

2.5. Sismo de Chi Chi, Taiwán (1999)

El sismo de Chi Chi ocurrió el 21 de Septiembre de 1999 ($M_W = 7.60$) como resultado de la ruptura de la falla de Long – Pu, se presentó una falla inversa y la superficie de ruptura se localizó a 70 Km (Lee W. *et al*, 199).

a) Puente Bei-Fong

El puente estaba constituido por 13 claros simplemente apoyados a base de vigas “I” de concreto presforzado y se terminó de construir en 1991. La falla cruzó el puente entre el apoyo A2 y la pila P12 en un ángulo de 42° . Se colapsaron tres tramos más al sur, como se muestra en la figura 2.17 con otros tramos libres de daños.

El apoyo A2 y las pilas P12 y P11 fueron emergidos alrededor de 3 – 4 m, y la pila P12 y el apoyo A2 también fueron desplazados lateralmente del orden de 3.5 y 4.0 m, respectivamente, en el sentido aguas abajo del río (Figura 2.18).

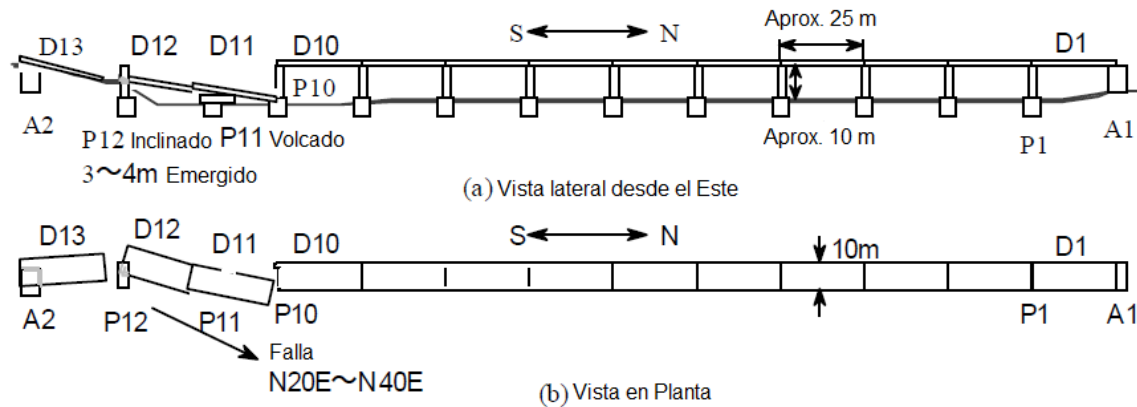


Figura 2.17 Colapso del Puente Bei-Fong, (Sismo de Chi Chi 1999)

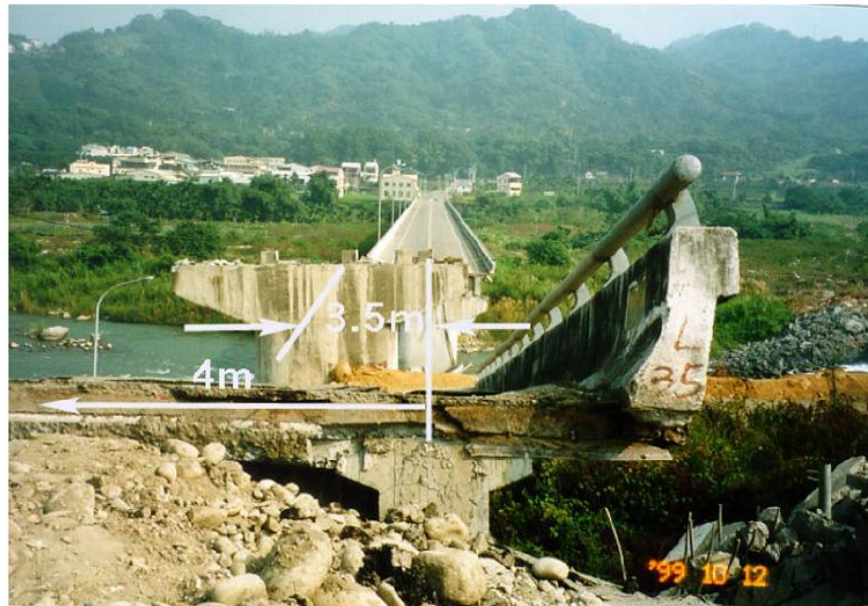


Figura 2.18 Desplazamiento lateral del Apoyo A2 y la Pila P12, Puente Bei-Fong, (Sismo de Chi Chi 1999)

b) Puente Wu-Shi

El puente Wu-Shi consistió en un puente en dirección norte (aguas arriba, al este) y un puente hacia el sur (aguas abajo, al oeste), como se muestra en la figura 2.19. Cada uno contemplaba 17 claros simplemente apoyados a base de vigas de concreto presforzado.

Como se puede apreciar en la figura 2.20, el puente norte estaba soportado por muros de gravedad de concreto reforzado con dimensiones de 3.00 x 8.50 m, mientras que el puente sur contaba con pilas cuadradas de concreto reforzado con dimensiones de 2.00 x 5.00 m (Kawashima K., 2011).

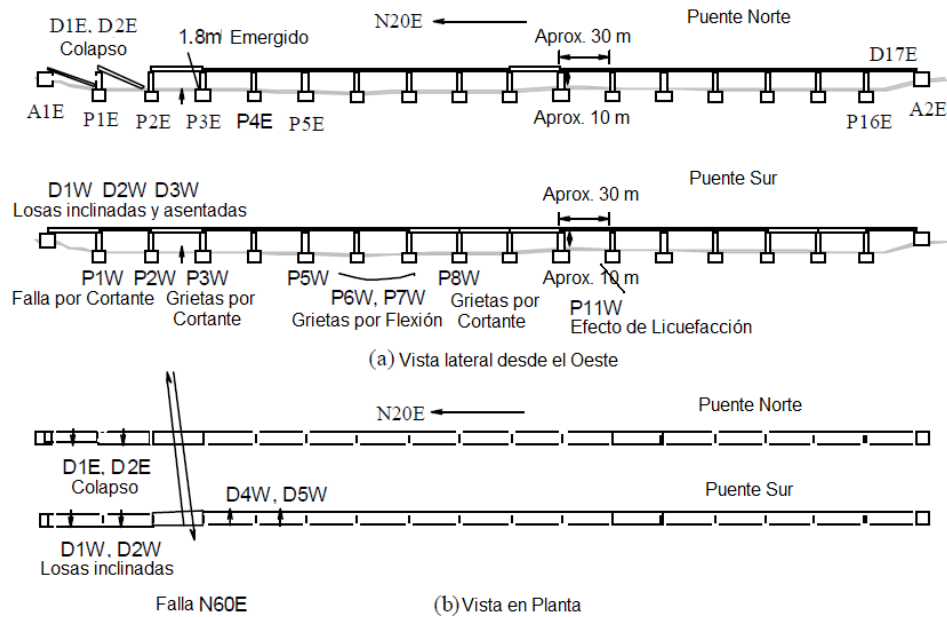


Figura 2.19 Colapso del Puente Wu-Shi, (Sismo de Chi Chi 1999)



Figura 2.20 Colapso de la cubierta del Puente Wu-Shi, (Sismo de Chi Chi 1999)

La falla cruzó el puente entre la pila P2 (P2 “este” y P2 “oeste”) y el apoyo P3 (P3 “este” y P3 “oeste”), en un ángulo de 40° N 60° E, aproximadamente. Como resultado, la mayoría de las pilas en el puente sur sufrieron un extensivo daño.

En particular, las pilas P1 “oeste” y P2 “oeste” tuvieron una falla por cortante que se originó de este a oeste, como se muestra en la figura 2.21.



Figura 2.21 Falla por Cortante de las Pilas P1 y P2 del Puente Sur Wu-Shi, (Sismo de Chi Chi 1999)

Así mismo el cajón de cimentación de la pila P3 “oeste” sufrió una falla por cortante en la misma dirección, como resultado directo de la falla geológica. (Figura 2.22).



Figura 2.22 Falla por cortante del cajón de cimentación de la Pila P3, (Sismo de Chi Chi 1999)

2.6. Sismo de Tecomán, Colima (2003)

El 22 de Enero del 2003, se registró un sismo a las 20:06 horas, tiempo local (02:06 horas GMT), localizado por el Servicio Sismológico Nacional (SSN) en 18.22° N y 104.6° , frente a las costas de Colima, a 50 Km al suroeste de Tecomán, con una magnitud 7.6 en la escala de Richter y profundidad de 9.0 Km (EERI, SMIS, 2006).

De acuerdo con datos de Dirección Estatal de Protección Civil de Michoacán (DEPC-Michoacán) y Secretaría de Desarrollo Urbano del Gobierno de Colima (SDUGC), hubo daños en algunos puentes carreteros y urbanos.

➤ Puentes Carreteros

Un ejemplo notable es el daño en el Puente Coahuayana, sobre el río del mismo nombre (Figura 2.23). El puente Coahuayana, en el límite de los estados de Michoacán y Colima, se observó la destrucción de todos los topes laterales, también llamados antisísmicos, en los 13 apoyos.

En cuatro claros se observaron desplazamientos laterales de las vigas de hasta 15 cm. En una de las pilas hubo un asentamiento con una inclinación de la pila. En la figura 2.24 se ilustra el daño en los topes laterales del puente y se aprecia un desplazamiento lateral permanente.

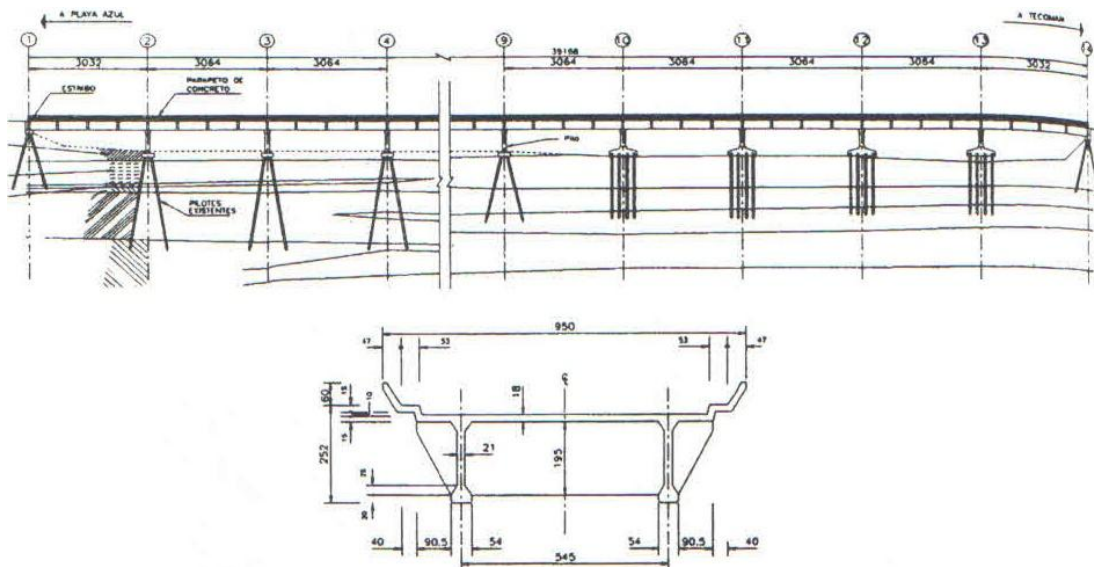


Figura 2.23 Elevación y sección transversal del Puente Coahuayana

Con el sismo de Manzanillo de 1995, el puente sufrió daños en los topes laterales, asentamientos en los accesos, agrietamientos en la pila y el cabezal del estribo del lado de Tecomán y desprendimiento de juntas de calzada.

A consecuencia de los daños sufridos, se decidió rehabilitarlo con el reforzamiento de los cimientos varias pilas, alineación de vigas, reconstrucción de los topes laterales y renivelación de los accesos (Gómez *et al.*, 1997).



Figura 2.24 Daño severo en topes laterales del Puente Coahuayana

El Puente “La Grulla” en la carretera Colima – Manzanillo consta de una estructura de concreto reforzado con sección en cajón. El puente se localiza en una curva de la carretera y consta de cuatro tramos. En los estribos del puente por la parte inferior del cajón se observaron defectos de colado pudiéndose que incluso dejan expuesto el acero de refuerzo. En la zona de apoyo de los estribos fue posible apreciar algunas grietas inclinadas que podrían atribuirse a hundimientos de la zona de acceso del puente que generó asentamientos diferenciales en los estribos (Figura 2.25).

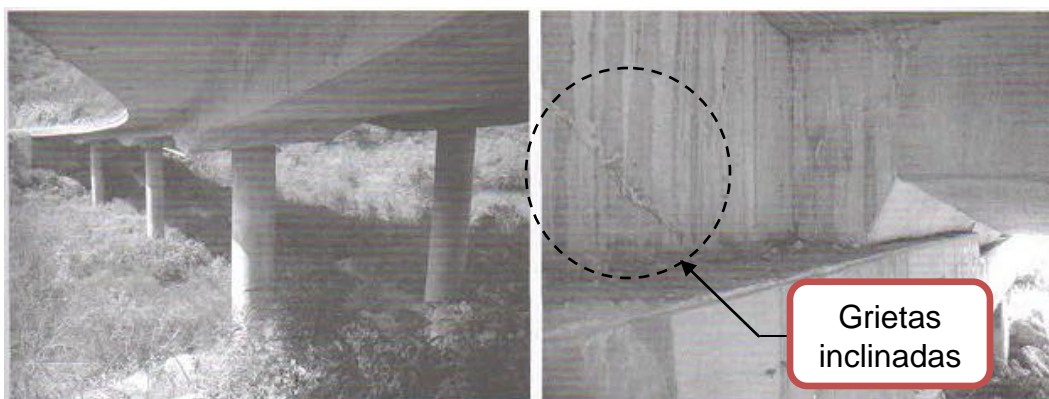


Figura 2.25 Puente “La Grulla”, carretera Colima-Manzanillo. Algunas de las grietas observadas en la zona de estribos

En la carretera Aeropuerto – Colima, a 7 y 4 km de la Ciudad de Colima hay dos puentes esviados hechos a base de vigas presforzadas de concreto reforzado con una y dos pilas tipo marco, respectivamente. Cada una de ellas está compuesta entre cinco y siete columnas de concreto reforzado. En los dos puentes se observaron agrietamientos en los topes laterales (Figura 2.26).

Este puente fue construido aproximadamente en 1999. En este puente se pudieron apreciar fundamentalmente fallas en los topes sísmicos, así como grietas diagonales en algunas de las columnas de las pilas. También se detectaron deficiencias constructivas como las que aparecen en la figura 2.27.

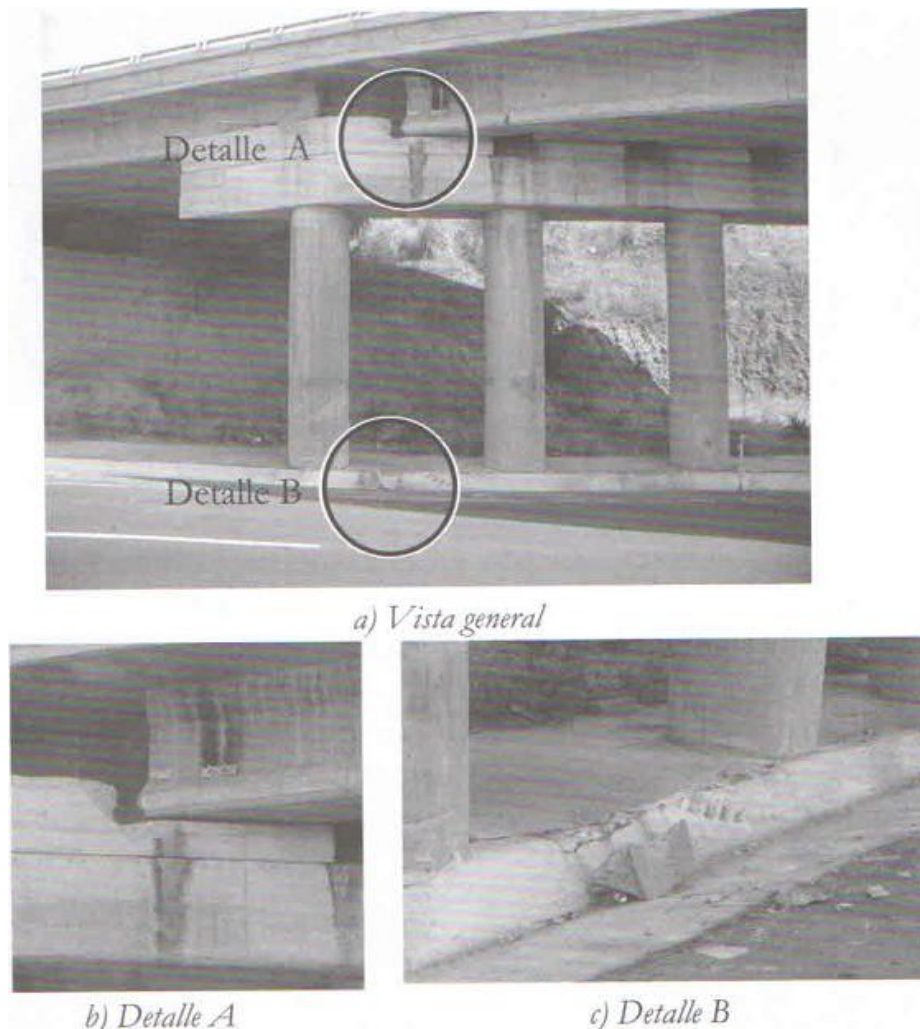


Figura 2.26 Falla en topes sísmicos en el Puente a 4 km de la Ciudad de Colima en la carretera Aeropuerto-Colima

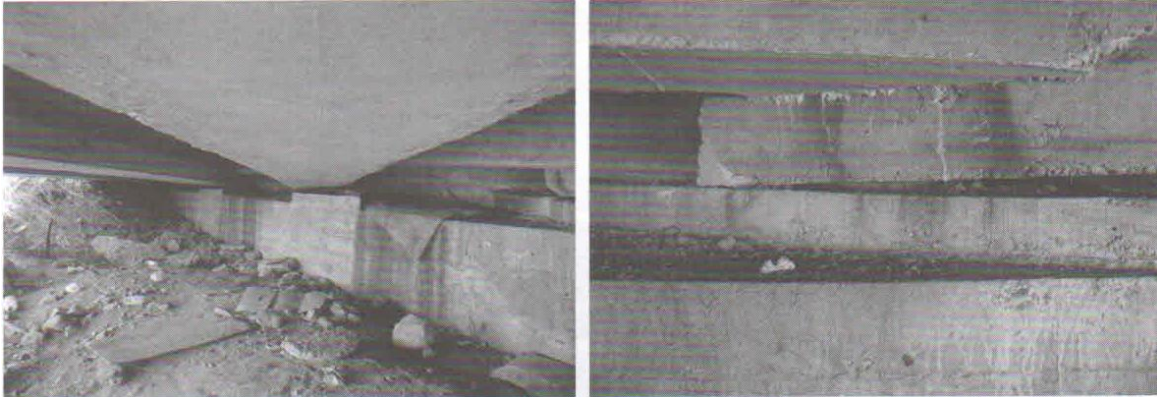


Figura 2.27 Deficiencias de colocación de vigas y de apoyos de neopreno

➤ Puentes Urbanos

La inspección de los puentes urbanos de la Ciudad de Colima y de algunos de la entrada a la Ciudad de Tecomán por la carretera Colima – Tecomán se observó que la gran mayoría de los topes laterales habían fallado. La estructura de estos puentes son a base de vigas de concreto presforzado apoyadas sobre pilas tipo marco que están compuestas por tres y cinco columnas de concreto reforzado cada una de ellas o algunas sobre pilas tipo muro (Figura 2.28).



Figura 2.28 Vista general del Puente “Manzanillo”

El mayor de los puentes inspeccionados fue el Carlos de la Madrid localizado en el Libramiento Oriente de la Ciudad de Colima. Es un puente de cinco claros.

Los daños observados abarcan prácticamente todas las afectaciones evidenciadas en este tipo de puentes ante las sollicitaciones producidas por el sismo de Tecomán.

Destacan las fallas de los topes laterales. También, se observó que debido al movimiento lateral de las vigas prefabricadas y al daño en los topes, éstas quedaron desfasadas de su posición original, tal como se observa en la figura 2.29. Además, se encontraron algunos daños por choque entre las vigas longitudinales y la zona de apoyo en los estribos debido a la falta de holgura entre ambas.



Figura 2.29 Daño en topes laterales y desfase de su posición original de las vigas precoladas en el Puente “Manzanillo”

Los puentes Gonzalo de Sandoval, Central de Autobuses que están en el Libramiento Oriente de la Ciudad se observaron fallas en los topes antisísmicos y asentamientos en los estribos.

➤ Puente Peatonal de la Ciudad de Tecomán

Se trata de un puente a base de dos vigas de concreto presforzado apoyadas sobre pilas de concreto reforzado (Figura 2.30). Los accesos al puente son rampas de concreto reforzado apoyadas sobre columnas de sección transversal circular del mismo material. El daño observado en este puente se puede atribuir a la falta de holgura en los apoyos de las vigas, así como a la mala calidad en la ejecución de esta obra (Figura 2.31).



Figura 2.30 Puente peatonal en Tecomán

Con base a la recopilación de información y a la observación de los daños físicos en las estructuras, en general, la mayor parte de los puentes tuvieron un comportamiento sísmico satisfactorio. Sin embargo, debe destacarse la falla de los topes laterales de concreto reforzado de las pilas para restringir los desplazamientos laterales de los extremos de las vigas de concreto presforzado.

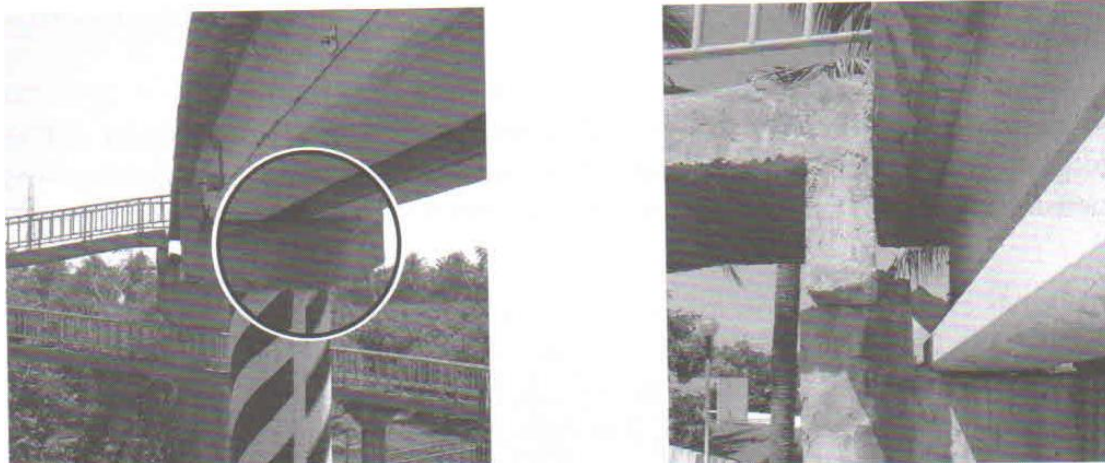


Figura 2.31 Falla en los apoyos en un puente peatonal en Tecomán

Con el sismo de Manzanillo de 1995 también se observó, en varios puentes, un deficiente comportamiento de los topes. Por lo tanto, es necesario rediseñar estos elementos para no reincidir en este tipo de daño que constituye un riesgo para los usuarios. Con respecto a los puentes peatonales, se hallaron algunas deficiencias constructivas y de diseño que requieren corregirse, ya que también implican un riesgo para los usuarios.

2.7. Sismo de Chile (2010)

El sismo del 27 de Febrero de 2010, tuvo una magnitud $M_w = 8.8$ y en San Pedro de la Paz un registro sísmico tuvo una aceleración máxima horizontal de 0.648 g, a los 32.5 s. El sismo tuvo una duración de 140 s (Aguar, 2010).

Con base a la observación de daños en varias edificaciones, principalmente en puentes, se presentaron algunos tipos de fallas estructurales, como son: pérdida de apoyo de vigas principales, colapso de tableros en puentes esviados, daños por cortante en pilas y cimentación de puentes recién construidos (Kawashima *et al.*, 2010).

Una gran parte de los puentes que sufrieron daño en Chile durante el sismo, fue debido a que no tuvieron vigas transversales, que les permitiera soportar en forma adecuada la fuerza sísmica en el sentido transversal del puente, y sobre todo mantener la geometría del tablero con una rigidización apropiada.

En la figura 2.32, se observan los daños sufridos en el puente Llacolen en donde se aprecia el daño en la losa de la cubierta entre las vigas longitudinales, esto debido a que no contempla un diafragma en el sentido transversal.



Figura 2.32 Falla del tablero del Puente Llacolen

Así como en la figura 2.33 se observa el colapso de un tramo del puente, principalmente se debe a que no contemplaba elementos de restricción lateral y una suficiente longitud de asiento de las vigas principales.



Figura 2.33 Colapso de un tramo del Puente Llacolen

De acuerdo al reporte de Kawashima, 2010 los puentes que sufrieron extensos daños en su estructura fueron los que se diseñaron con base en el reglamento de construcción actual de Chile, en comparación con los puentes que se construyeron a inicios de los 90's se registraron daños menores en sus elementos.

En la figura 2.34 se observan dos puentes en donde se registraron daños, el puente de lado izquierdo es a base de una superestructura con vigas sección cajón y está apoyada sobre una pila – muro sólido de concreto; mientras que el del lado derecho la superestructura es base de vigas de concreto presforzado simplemente apoyadas sobre un marco de columnas de sección circular.



Figura 2.34 Puentes construidos con diferentes reglamentos de construcción

Como se puede observar en la figura anterior, la superestructura del puente del lado derecho se encuentra desfasada de su banco de apoyo debido a los grandes desplazamientos de la cubierta, mientras que el puente del lado izquierdo no se observan a primera vista daños ni desplazamientos permanentes.

La principal causa del desplazamiento de las vigas principales fue a que se colapsaron los elementos de restricción lateral del apoyo, como se puede observar en la figura 2.35.



Figura 2.35 Daño severo en un elemento de restricción lateral

Como conclusión del sismo de Chile, se hace notar que varios puentes tuvieron un deficiente comportamiento sísmico, principalmente, los puentes que se diseñaron con base a un reglamento reciente; además, se tiene que resaltar el hecho de que este tipo de estructuras se debe garantizar la seguridad y estabilidad ante este tipo de eventos extraordinarios.

3. ACTIVIDAD SÍSMICA EN LA REPÚBLICA MEXICANA

En este capítulo se identifican y analizan las posibles causas de la generación de movimientos telúricos en la República Mexicana, los cuales afectan directamente a las construcciones en una región determinada, principalmente, las estructuras de puentes, en donde se han observado algunos daños estructurales, tal como se comentó en el capítulo anterior.

3.1. Antecedentes

La corteza terrestre está constituida por grandes placas poco deformables. Arrastradas por corriente magmáticas del manto y empujadas por la nueva corteza que se forma en ciertas aberturas, principalmente submarinas, las placas se mueven unas con respecto a otras. Estos movimientos relativos son resistidos por fricciones cuyo vencimiento suele dar origen a temblores (Figura 3.1).

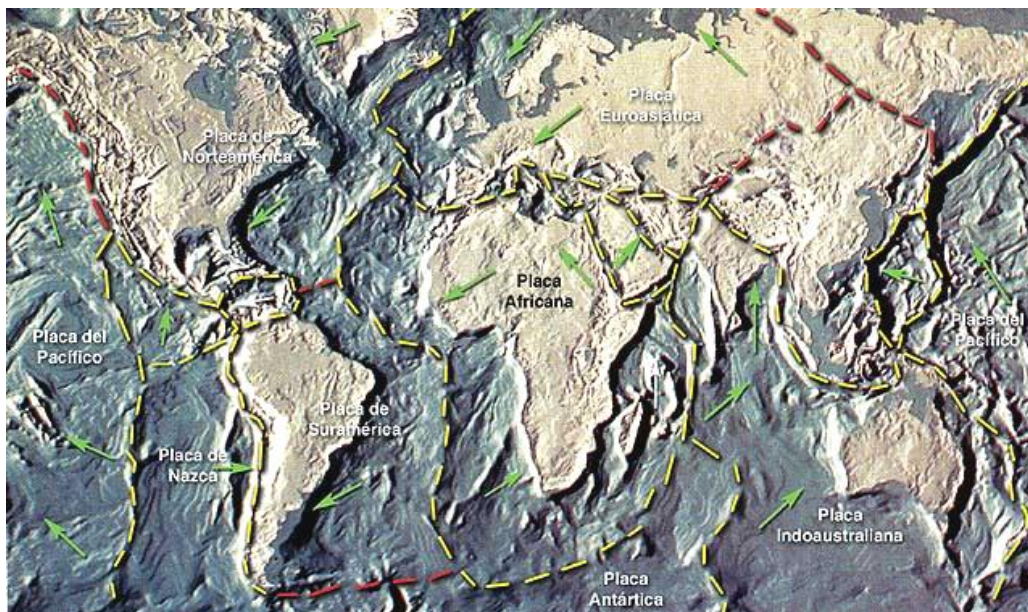


Figura 3.1 Distribución de las Placas Tectónicas en la Tierra

Los movimientos relativos entre placas alcanzan varios centímetros por año. Pueden ser de tres tipos:

- De separación horizontal en las aberturas. Causan temblores débiles que generalmente no ocurren cerca de áreas pobladas.
- De deslizamiento horizontal relativo. Estos tienen lugar en las llamadas fallas de transformación.

- De subducción. Se presentan porque una placa se doble y penetran bajo otra.

Particularmente, solo son de gran interés los movimientos del segundo y tercer tipo.

Como consecuencia de los deslizamientos entre placas y de movimientos del magma, aquellas se ven sujetas a esfuerzos que pueden llegar a fracturarlas, incluso lejos de sus fronteras. Tales fracturas son fallas geológicas donde también se producen sismos (Figura 3.2). La mayor parte de nuestro territorio está afectada por estos fenómenos.

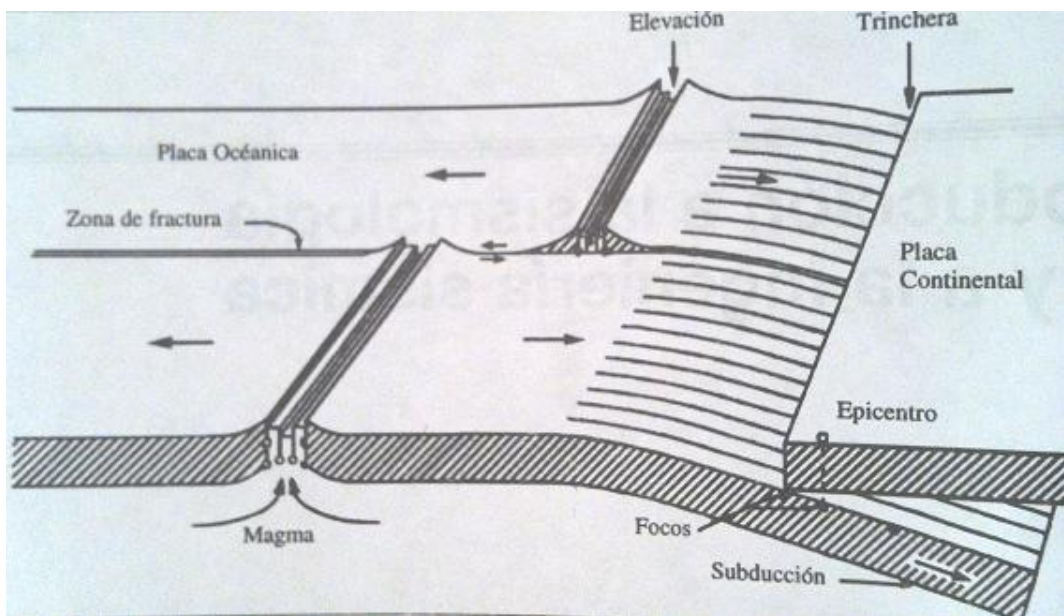


Figura 3.2 Movimiento de placas y generación de sismos. Mecanismo de subducción

Los sismos son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta explosiones. Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida dicha corteza.

Las presiones que se generan en la corteza por los flujos de magma desde el interior de la tierra llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y producen caídas de esfuerzos y liberación de enormes cantidades de energía almacenada en la roca.

La energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza. Esta vibración de la corteza terrestre es la que pone en peligro las edificaciones que sobre ella se desplantan, al ser éstas solicitadas por el movimiento de su base.

Además de la vibración, hay otros efectos sísmicos que pueden afectar a las estructuras, principalmente los relacionados con fallas del terreno, como son los fenómenos de licuación, de deslizamiento de laderas y aberturas de grietas en el suelo.

3.2. Sismicidad en México

La Republica Mexicana se encuentra en una de las zonas sísmicas más importantes del mundo. En diversas regiones del territorio del país existe notable actividad sísmica, la cual da lugar a una liberación de aproximadamente del 3% de la energía sísmica en el mundo. En promedio, en la Republica Mexicana ocurre un sismo de magnitud Richter mayor a 7.0, cada dos años. La actividad sísmica de México tiene su origen en los fenómenos neotectónicos, producidas por las interacciones de cuatro grandes placas: la de Norteamérica, la del Pacífico, la de Cocos y la del Caribe. También, debe tomarse en cuenta las pequeñas Placas de Rivera, situada frente al estado de Jalisco.

La mayor parte de masa de tierra de la República Mexicana se encuentra en el oeste moviendo la Placa de Norteamérica. El fondo del Océano Pacífico en el sur de México está siendo desplazado hacia el noreste por una placa subyacente, denominada Placa de Cocos. A causa de esto, la corteza oceánica es relativamente densa, cuando el fondo del Océano Pacífico se encuentra con la liviana corteza continental de masa de tierra, el fondo es sumergido por debajo de la Placa de Norteamérica con esto creando la profunda Trinchera de América a lo largo de las costas del sur de México (Bazán *et al.*, 2010).

El área oeste del Golfo de California, incluyendo la península de Baja California, se está moviendo hacia el noreste con la Placa del Pacífico, alrededor de 95 mm por año.

Anteriormente, entre las placas del Pacífico y de Norteamérica se ocasionaba un aplastamiento lo que terminó por crear una falla de corrimiento que se extiende hacia el sur de California, mejor conocida como la Falla de San Andrés. Con base a lo anterior, se puede decir que es la principal causa de generación de sismos en el Golfo de California.

En la figura 3.3 y 3.4, se muestran unas imágenes de los eventos sísmicos ocurridos en México, desde el año 1900 al 2010, donde se resaltan las zonas del Golfo de California y los estados de la costa del Pacífico.

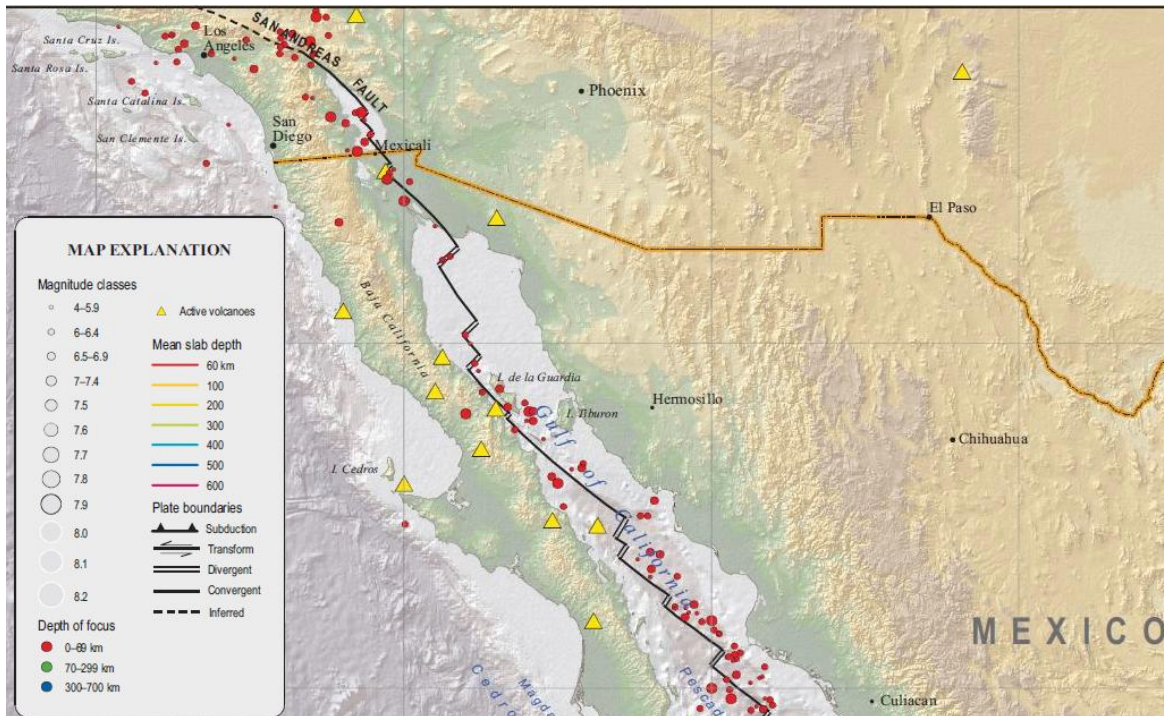


Figura 3.3 Sismicidad del Norte de México, Periodo de 1900-2010, (USGS)

En la figura 3.4 se muestran las fronteras de las placas tectónicas que interactúan (líneas negras), como es la Falla de San Andrés y la Trinchera Mexicana, así como los eventos sísmicos más importantes y de gran magnitud que han ocurrido a lo largo de la Republica Mexicana; haciendo la notación de la magnitud, profundidad del epicentro y el año en que se presentó.

A continuación se dará una breve reseña de las regiones con mayor intensidad sísmica en la Republica Mexicana.

➤ Baja California

El movimiento relativo entre las Placas de Norteamérica y el Pacífico es el origen de la actividad sísmica en el Golfo de California y en la parte norte de la Península de Baja California, donde el movimiento relativo con una velocidad estimada entre 2.5 y 10 cm por año, puede considerarse como una prolongación de las fallas de San Andrés y San Jacinto, en los Estados Unidos.

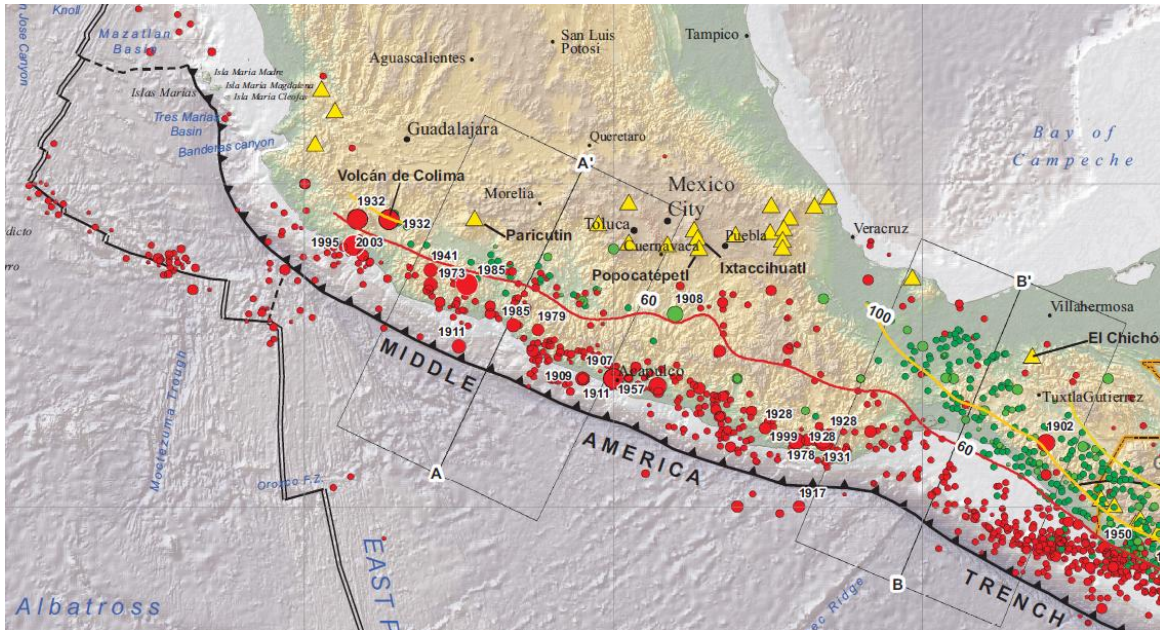


Figura 3.4 Sismicidad del Centro y Sur de México, Periodo de 1900-2010, (USGS)

➤ Las Costas del Pacífico

A lo largo de las costas del Pacífico tiene su origen la mayoría de los grandes temblores que ocurren en la República Mexicana. Se origina por la subducción de las Placas oceánicas de Cocos y de Rivera bajo la placa de Norteamérica.

La Placa de Rivera, que se encuentra a la altura del estado de Jalisco, subduce a la placa continental con una velocidad relativa de unos 2.5 cm por año, en tanto que la placa de Cocos, cerca de Tehuantepec, se desliza bajo el continente a una velocidad, desde unos 5 hasta 8 centímetros por año.

En el sur del país, la interacción de las Placas de Cocos y Norteamérica da lugar a sismos intensos, que se consideran divididos en cuatro grandes tipos:

1. Debido al movimiento relativo entre ambas placas. Ocurren con poca profundidad entre 15 y 35 kilómetros.
2. Por fracturamiento de la Placa de Cocos, al subducir en la Placa Continental, con profundidades intermedias, entre 40 y 150 kilómetros.
3. Por deformaciones de tensión en la corteza terrestre, entre 5 y los 125 kilómetros de profundidad. Se debe fenómenos de origen volcánico.

4. Y por deformación de compresión de la corteza y el Manto, en la Placa de Norteamérica, con profundidades pequeñas, de 20 a 30 kilómetros.

➤ Zona del Valle de México

La presencia de estratos de suelo blando por lo que transitan las ondas sísmicas para llegar a la superficie, altera en forma significativa las características de las ondas. En general, la intensidad sísmica aumenta en los sitios de terreno blando y los daños en los sismos importantes han sido sistemáticamente más graves en estos sitios que en los de terreno firme (Bazán *et al.*, 2010).

Un área donde los efectos de sitio son extraordinariamente importantes es el Valle de México. Por estar lejos de la costa del Pacífico donde se generan los sismos de gran magnitud, esta área se ubica en una región de peligro sísmico moderado.

Sin embargo, las condiciones geológicas particulares de esta área producen una amplificación generalizada de las ondas sísmicas en toda la región, independientemente del tipo de terreno; debido que las ondas que llegan al Valle por la roca base sufren modificaciones y amplificaciones extraordinarias al transmitirse hacia la superficie a través de los estratos de arcilla sumamente compresible (Bazán *et al.*, 2010).

3.3. Historia de los Sismos en México

A continuación se hará una descripción breve de los principales sismos que han ocurrido en México con base a sus fuentes sísmicas.

Sismos de subducción. Los grandes temblores en México ($M > 7.0$) a lo largo de la costa del Pacífico, son causados por la subducción de las Placas oceánicas de Cocos y de Rivera bajo la Placa de Norteamérica y por ello son conocidos como sismos de subducción.

La Placa de Rivera, que es relativamente pequeña, se desplaza bajo el estado de Jalisco con una velocidad relativa de 2.50 cm/año frente a la costa de Manzanillo, aunque algunos trabajos recientes sugieren que esta velocidad podría alcanzar los 5 cm/año (Kostoglodov y Bandy, 1995). Por otra parte, la velocidad relativa de la Placa de Cocos con respecto al continente varía desde unos 5 cm/año cerca de Manzanillo hasta 7 cm/año en Chiapas. El terremoto de Jalisco del 3 de Junio de 1932, cuya magnitud fue de $M = 8.2$, que ocurrió sobre la interfaz de la Placa de Rivera y la de Norteamérica (Singh *et al.*, 1985a), demuestra que una placa pequeña, joven y con una velocidad relativamente baja de subducción es capaz de generar grandes temblores.

El origen del terremoto del 19 de Septiembre de 1985 se encontró en la rotura del contacto entre las Placas de Cocos y de Norteamérica, en una extensión de 50 km y a unos 18 km de profundidad. Su magnitud fue de 8.1. La intensidad en la superficie directamente sobre la zona de ruptura alcanzó IX en la MM.

Por la estratigrafía profunda del Valle de México, las ondas que llegaron a la superficie superior rocosa tenían, en comparación con temblores en otros sitios, un contenido excepcionalmente alto de energía en un intervalo de frecuencia que abarcaba justamente aquellas que más amplifican las arcillas del Valle. A su vez, las construcciones que, al experimentar grandes oscilaciones, vibraban naturalmente en este rango de frecuencias (en general edificios de 7 a 15 pisos) sufrieron los máximos daños.

Sismos de fallamiento normal y profundidad intermedia. Los grandes temblores también ocurren en el continente con profundidades entre 30 y 100 km. En este caso los temblores presentan un mecanismo de fallamiento normal que refleja el rompimiento de la litosfera oceánica subducida (Singh *et al*, 1985b).

Algunos ejemplos de este tipo de sismos son el de Oaxaca del 15 de Enero de 1931 ($M = 7.8$), el de Orizaba del 23 de Agosto de 1973 ($M = 7.3$), el de Huajapan de León del 24 de Octubre de 1980 ($M = 7.0$) y el de Tehuacán del 15 de Junio de 1999 ($M = 7.0$). En México, el Eje Neovolcánico no es paralelo a la trinchera. Esto es algo anormal en comparación con otras zonas de subducción en el mundo y es muy probable que se deba a la morfología de la Placa de Cocos.

Sismos superficiales de la corteza continental. Aún menos frecuentes son los temblores que ocurren dentro de la placa continental ($M \leq 7.0$). Dependiendo de su ubicación, estos eventos pueden generar daños considerables en diversos asentamientos humanos. Dos ejemplos son: el temblor de Jalapa del 3 de Enero de 1920 ($M = 6.4$) y el de Acambay del 19 de Noviembre de 1912 ($M = 7.0$).

Sismos del sistema de fallas Polochic-Motagua. La frontera entre las Placas del Caribe y la de Norteamérica es difusa, con un ancho aproximadamente de 120 km (White, 1991). El movimiento relativo entre las dos placas se disipa, principalmente, a lo largo de las fallas de Chixoy-Polochi y Motagua. La Falla de Motagua es una falla transformante en Guatemala, localizada al sur de Chiapas, que sigue el curso del río Motagua. El mayor sismo registrado a lo largo de esta frontera con fallas de rumbo fue el ocurrido el 4 de Febrero de 1976 ($M = 7.5$), que se produjo cerca de 250 km de movimiento lateral izquierdo a lo largo de la Falla Motagua. Sin embargo, se tiene constancia que un gran temblor ocurrió a lo largo de la falla Chixoy-Polochic en 1538. Posteriormente, se reportan 25 sismos históricos destructivos en esta frontera de placas (White, 1994).

3.4. Regionalización Sísmica de la Republica Mexicana

El territorio mexicano está clasificado según el peligro sísmico al que están sujetas las construcciones. De acuerdo al Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1993), se han delimitado cuatro zonas: A, B, C y D, cuyo peligro es de menor a mayor, básicamente se determinaron en función de la sismicidad propia de cada región (Figura 3.5).

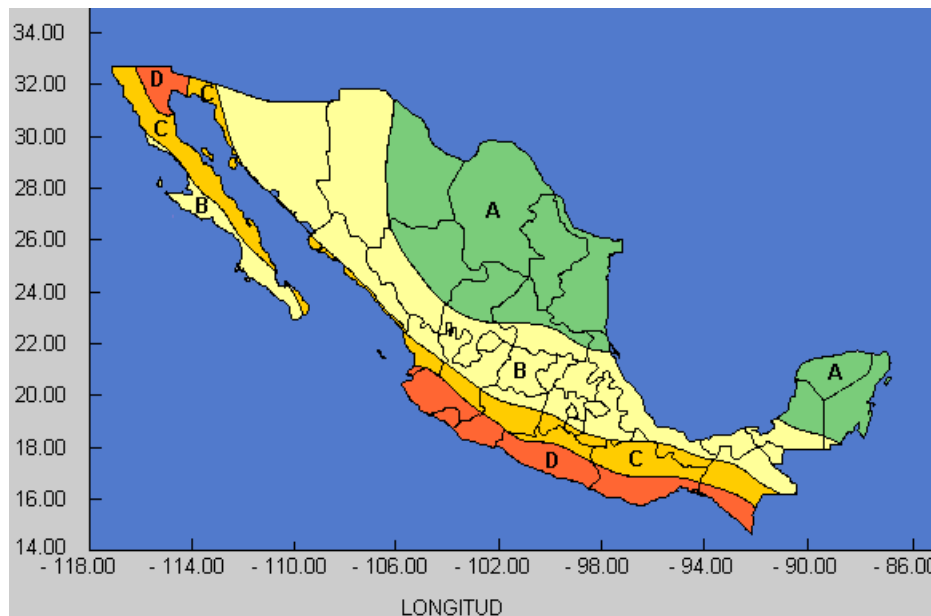


Figura 3.5 Regionalización Sísmica de la Republica Mexicana (CFE, 1993)

A esta clasificación se le conoce como regionalización sísmica y tiene como objetivo principal proporcionar a los diseñadores y constructores la información necesaria para el cálculo de valores para diseño de obras (espectros de diseño), de tal manera que resulten suficientemente seguras y su costo no sea excesivo. **Se advierte que esta regionalización es aplicable a estructuras construidas en terreno firme; no se toma en cuenta el fenómeno de amplificación del movimiento sísmico por efecto de suelos blandos.**

En las zonas C y D (de mayor peligro), que juntas incluyen 1,001 municipios de los 2,443 que tiene la Republica Mexicana, se concentraron para entonces poco más de 24 millones de habitantes. Si a estos se agregan los 8.6 millones correspondientes al Distrito Federal, área donde la amplificación del movimiento sísmico en terreno blando implica un nivel de peligro alto, se tiene que cerca de 32.6 millones de un total de 97.4 millones de habitantes están expuestos a un nivel de peligro por sismo alto o severo (CENAPRED, 2001).

La zona **A** es aquella donde no se tienen registros históricos, no se han reportado sismos grandes en los últimos 80 años y donde las aceleraciones del terreno se esperan menores al 10% del valor de la gravedad (g).

Las zonas **B** y **C**, presentan sismicidad con menor frecuencia o bien, están sujetas a aceleraciones del terreno que no rebasan el 70% de g .

En la zona **D** han ocurrido con frecuencia grandes temblores y las aceleraciones del terreno que se esperan pueden ser superiores al 70% de g .

Según la nueva versión del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008), los avances en materia de sismología e ingeniería realizados en los últimos tres lustros han contribuido significativamente al conocimiento del peligro sísmico en México, especialmente en los siguientes aspectos:

- 1) Geometría de la Placa de Cocos, en su porción subducida bajo la Placa Continental de Norteamérica. El refinamiento de la geometría de la profundidad focal permite definir mejor la localización de los sismos de profundidad y fallamiento normal que se presentan en esta región.
- 2) Leyes de atenuación para los sismos de profundidad intermedia. En los últimos años se ha presentado una actividad inusualmente grande de sismos de este tipo que las redes acelerográficas han registrado. Se cuenta con un considerable número de acelerogramas producidos por estos eventos.
- 3) Leyes de atenuación para sismos corticales. En los últimos años se han desarrollado en los Estados Unidos de América nuevas leyes de atenuación para sismos corticales que incluyen datos de numerosos sismos registrados en diversas partes de ese país, especialmente en el estado de California. Estas leyes de atenuación parecen adecuadas para algunos de los sismos que se producen en México, por lo que se ha revaluado el peligro sísmico en nuestro país utilizando estas nuevas leyes de atenuación.

4. VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES

En este capítulo se describirá una metodología que servirá para realizar una evaluación de la vulnerabilidad de puentes ante acciones sísmicas, tomando como parámetros el tipo de estructuración, las dimensiones geométricas, el reglamento de diseño empleado, entre otros; con el objetivo de construir curvas de vulnerabilidad indicando el nivel de daño físico esperado (I_{DF}) sometido a un valor de aceleración demandada (S_a).

4.1. Antecedentes

En México no se ha dado prioridad a la investigación sobre el comportamiento sísmico de puentes, prueba de ello es que no existe una práctica establecida común en el diseño sísmico de puentes, lo que se atribuye a una carencia de normatividad nacional específica que permite justificar los criterios de diseño empleados.

Esto representa un gran riesgo hacia la población debido a que no se puede definir un nivel de seguridad de este tipo de construcciones ante la acción de un sismo, las cuales son vitales para la comunicación y que su falla o mala operación generan daños colaterales a la población, tales como: problemas de tráfico, pérdidas económicas que repercuten en varios sectores de la sociedad, dificultad del personal de protección civil o de alguna otra de institución de auxilio para llegar a sitios donde se requiera atender los siniestros producidos por el sismo.

Por ejemplo, en otros países las estructuras de los puentes han evidenciado un mal comportamiento, tal como ocurrió durante los eventos sísmicos de Northridge, Estados Unidos (1994), Kobe, Japón (1995), Chi Chi, Taiwán (1999), y recientemente en Chile (2010).

En la Republica Mexicana se han reportado daños moderados en puentes durante los últimos sismos registrados, tales como los de Michoacán (1985), Manzanillo (1995) y Tecomán (2003), suficientes para interrumpir el tránsito vehicular. Así, se han podido apreciar daños en muros de contención, daños en juntas de dilatación, falla en la unión de la columna y su cabezal, y fallas en topes de las pilas que impiden el deslizamiento lateral de la superestructura (Román, *et al.*, 1999; Orozco J.M. y Hernández I.E., 2005).

4.2. Aspectos básicos de la Vulnerabilidad Sísmica

➤ Conceptos fundamentales

La *vulnerabilidad* se define como la susceptibilidad o propensión de los sistemas expuestos a ser afectados o dañados por el efecto de un fenómeno perturbador, es decir el grado de pérdidas esperadas. Al hablar de vulnerabilidad sísmica de puentes se está haciendo alusión a una probabilidad de daño de la construcción expuesta a la acción del sismo (Rivera, 2007).

Comúnmente, la vulnerabilidad sísmica se expresa mediante una función matemática o matriz de vulnerabilidad con valores entre cero y uno; cero implica que el daño sufrido ante un evento sísmico de cierta intensidad es nulo, mientras que uno implica que este daño es igual al valor total del bien expuesto (Figura 4.1).

La evaluación del daño físico que sufre una construcción se determina por el máximo valor de su distorsión durante su respuesta al movimiento del terreno. El índice del daño físico $I_{DF}(y)$, se puede calcular mediante una expresión de la forma (Esteva *et al.*, 2002):

$$I_{DF}(y) = 1 - e^{-au^m} \quad (1)$$

$$u = \frac{\gamma_i(y)}{\gamma_c} \quad (2)$$

donde:

a y m, son parámetros que dependen del tipo de arreglo estructural, de los materiales y de los detalles constructivos que determinan la capacidad de deformación,

γ_i , es la distorsión máxima asociada con la respuesta sísmica del sistema y,

γ_c , es la capacidad de deformación, expresada también como distorsión,

y, es la intensidad del movimiento sísmico considerado.

➤ Elementos de un puente y su influencia en la respuesta sísmica

Las características de las diferentes partes de un puente, miembros estructurales de la infraestructura y la superestructura, son trascendentales en su respuesta dinámica e influyen en el buen o mal comportamiento sísmico.

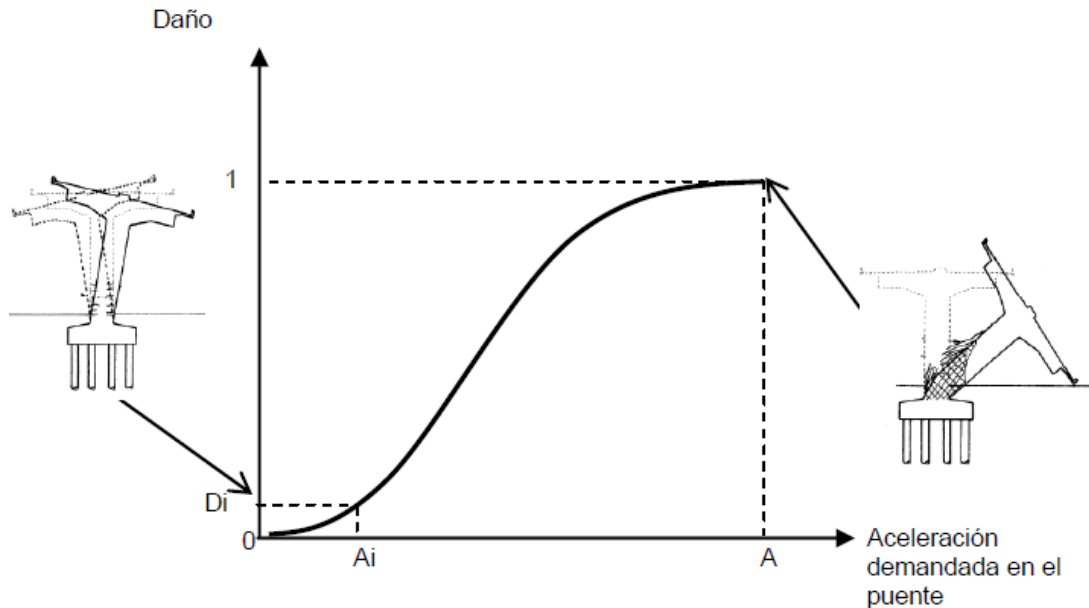


Figura 4.1 Ejemplo de una función de vulnerabilidad sísmica de un puente

En el caso de la infraestructura es relevante saber el tipo de apoyo que se está utilizando, y tomando en cuenta que en la mayoría de los casos se utilizan estribos, pilas o columnas de concreto reforzado, es indispensable saber la forma y dimensiones de la sección, además de las resistencias de los materiales y la cantidad de acero colocado; todos estos parámetros definen la capacidad de deformación y resistencia sísmica.

En lo que respecta a la superestructura, es importante reunir información básica sobre su geometría, en la cual se pueda discernir si la estructura tendrá posibles movimientos de torsión ante tramos curvos o tramos rectos con un ángulo de esviajamiento fuerte. Además, de saber la altura a la cual se encuentra respecto al terreno con objeto de poder intuir el nivel de amplificación del movimiento de la superestructura, entre otros parámetros.

4.3. Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica

➤ Establecimiento de variables

Las variables que afectan la respuesta sísmica de los puentes y que por consiguiente da una idea de su grado de vulnerabilidad, son las siguientes:

- ❖ Tipo sistemas de apoyo: estribos y columnas.
- ❖ Forma y dimensiones de la sección transversal de los elementos de apoyo.
- ❖ Cantidad de acero de refuerzo en los elementos de apoyo:

- a) Refuerzo longitudinal
- b) Refuerzo transversal

- ❖ Resistencia de los materiales:
 - a) Resistencia a compresión del concreto, f'_c
 - b) Esfuerzo nominal a la fluencia del acero de refuerzo, f_y
- ❖ Ubicación del puente
- ❖ Tipo de suelo
- ❖ Tipo de cimentación
- ❖ Geometría de la superestructura en planta
- ❖ Tipo de juntas
- ❖ Altura y longitud del puente
- ❖ Entre otras.

- Tipos de daño

Los puentes, al igual que cualquier obra de ingeniería, pueden experimentar distintas formas de falla o de daño físico, las que a su vez pueden conducir a consecuencias de diversas clases, entre las que se encuentran los costos directos, como los de reparación, o los indirectos, como los asociados a la interrupción del servicio, entre otros.

Entre las formas de falla o de daños físicos, los más frecuentes son los siguientes:

- ❖ *Daños en la subestructura:* agrietamientos por flexión y/o cortante, desconchamiento del concreto, falla del refuerzo longitudinal o del estribo.

- ❖ *Daños en la superestructura:* golpeteo de tableros contiguos y falla de topes sísmicos.

- ❖ *Inclinaciones remanentes y deformaciones residuales.*

- Criterios para evaluar el daño físico

Existen dos formas de estimar, de manera aproximada, el tipo de daño que puede generar el sismo sobre los puentes:

- ❖ *Evidencia física.* Esta puede ser obtenida de puentes que fueron dañados ante sismos reales, o bien de resultados experimentales donde se reproduce en el laboratorio el prototipo de una columna de puente sometida a fuerzas laterales que simulan la acción del sismo.

- ❖ *Modelos analíticos.* Con estos se busca estimar la respuesta dinámica de sistemas estructurales y relacionarla con ciertos niveles de daño.

Para el desarrollo de la evaluación, se combinó la información de resultados de ensayos de laboratorio con modelos teóricos.

➤ Metodología

Con el objeto de tener una idea sobre la construcción de funciones de vulnerabilidad se describirá brevemente el método propuesto por Rivera (2007) que se basa en el desempeño sísmico de las columnas de apoyo, el cual servirá de base para la deducción de dichas funciones aplicadas a la superestructura de puentes, que es el objetivo primordial de este trabajo.

De acuerdo a Rivera (2007) se debe partir de cierta información básica, como son los siguientes datos:

- ❖ Altura de las columnas del puente, H ,
- ❖ Número de columnas, en el caso de que se trate de un marco, n ,
- ❖ Diámetro de la columna (cuando la sección de la columna sea circular) y la base y altura de la sección rectangular, respectivamente, D , b y L ,
- ❖ Reglamento utilizado en su diseño y/o año de construcción.

Dada la dificultad que se pueda tener en conocer información específica, como es: $f'c$, f_y y el peso que cargan las columnas (W_c), entre otros, se pueden suponer los valores que se enlistan a continuación:

- ❖ **Resistencia a compresión del concreto ($f'c$)**, debido a la incertidumbre de la variabilidad de este parámetro y siendo conservadores ante su desconocimiento se recomienda suponer un valor de 200 kg/cm².
- ❖ **Esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo (f_y)**. Para el refuerzo longitudinal como transversal es común suponer que f_y es de 4,200 kg/cm², sin embargo, se han reportado valores de 4,000 kg/cm², por lo que se puede adoptar dicho valor.
- ❖ **Peso que cargan las columnas (W_c)**. Lo recomendable para estimar este valor sería realizar la bajada de cargas correspondiente por concepto de carga muerta y carga móvil. Sin embargo, puede resultar una labor muy elaborada y difícil.

Por lo que si se toma en consideración que en la literatura se reportan valores promedio de W_c del orden del 10% de la resistencia a compresión de la sección bruta de la columna, es decir, $0.10 f'c A_g$ (Wehbe *et al.*, 1996), aunque en el caso de puentes con columnas aisladas pueden alcanzar $0.15 f'c A_g$.

- ❖ **Cuantía de refuerzo longitudinal (ρ_l) y cuantía de refuerzo transversal (ρ_t , λ_e).** En lo que respecta a ρ_l , se puede suponer de 0.02, ya que regularmente se utilizan cuantías alrededor de este valor, mientras que para ρ_t y λ_e , se pueden suponer con base en el año en que se construyó, como se muestra en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Cuantías de refuerzo transversal o de confinamiento de acuerdo al año de construcción

Año de construcción	Refuerzo de confinamiento	
	Sección circular	Sección rectangular
Antes de 1972	$\rho_t = 0.0015$	$\rho_t = 0.0015$ $\lambda_e = 0.0007$
Entre 1972 y 1992	$\rho_t = 0.005$	$\rho_t = 0.005$ $\lambda_e = 0.003$
Después de 1992	$\rho_t = 0.007$	$\rho_t = 0.007$ $\lambda_e = 0.005$

➤ Procedimiento

Para la construcción de funciones de vulnerabilidad con base a la información anterior, se deriva el procedimiento que a continuación se presenta.

a) Cálculo de la distorsión de fluencia (γ_y)

La capacidad de distorsión de fluencia, γ_y , se define como la capacidad de desplazamiento lateral a la fluencia, Δ_y , normalizado con respecto a la altura de la columna, H . Para columna tipo aislada o en voladizo, se usa la siguiente ecuación:

$$\gamma_y = \frac{1}{3} \phi_y H \quad (3)$$

En el caso de que las columnas formen un marco (suponiendo que la cubierta se comporta como diafragma rígido):

$$\gamma_y = \frac{1}{6} \phi_y H \quad (4)$$

donde;

Φ_y , es la curvatura de fluencia de la sección que está en función de la cuantía de refuerzo longitudinal (ρ_l) y del peralte de la sección (h_c).

b) Evaluación de la distorsión última (γ_u)

Para evaluar la capacidad de deformación lateral última, se han desarrollado ecuaciones (Rivera, 2005) tomando como criterio de falla del elemento, la ruptura del estribo, considerando los niveles de carga axial que son aplicables en puentes, y una gama de relaciones de aspecto, y las características de detallado del refuerzo transversal.

A continuación se presentan las ecuaciones que permiten evaluar la capacidad de distorsión última de columnas de puentes de concreto reforzado, en cantiliver, tanto para secciones rectangulares como circulares. Hay que mencionar que dichas expresiones están limitadas a columnas sometidas a niveles de carga axial que oscilan entre 5 y 30% de la resistencia a compresión de la sección bruta ($A_g f'c$) y para relaciones de aspecto entre 3 y 6.

$$\gamma_u(\%) = \beta_0 + \lambda_e \frac{f_{yt}}{14f'c} \left(\beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'c} \right) + \beta_3 \left(\frac{P}{A_g f'c} \right) \quad (5)$$

$$\checkmark \text{ Sección rectangular; } \quad \lambda_e = k_e \rho_s \quad (6)$$

$$\checkmark \text{ Sección circular; } \quad \lambda_e = \rho_{st} \quad (7)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (8)$$

donde,

γ_u (%), capacidad de distorsión última, en %,

$P/A_g f'c$, carga axial como porcentaje de la resistencia a compresión de la sección bruta,

λ_e , factor de confinamiento efectivo,

k_e , factor de eficiencia del confinamiento,

f_{yt} , esfuerzo de fluencia nominal del refuerzo transversal,

s' , separación vertical de los estribos, y

ρ_{cc} , es la relación entre el área del acero longitudinal y el área de la sección confinada ($b_c \times d_c$)

En la figura 4.2, se muestra el significado de algunas variables de las expresiones anteriores.

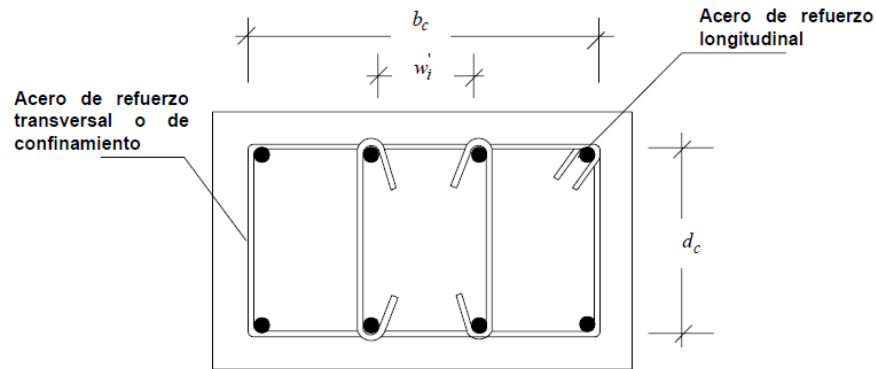


Figura 4.2 Variables para evaluar el factor de eficiencia del confinamiento (k_e), en el caso de columnas de sección rectangular

Los valores de β_0 , β_1 , β_2 y β_3 son constantes que están en función de la relación de aspecto y del nivel de carga axial a compresión, tal como se describe ampliamente en el trabajo de Rivera (2007).

c) Ductilidad de desplazamiento lateral (μ)

$$\mu = \frac{\gamma_u}{\gamma_y} \quad (9)$$

d) Cálculo del periodo de vibración de la estructura (T_{cr})

El periodo natural de vibración es un parámetro fundamental para obtener la respuesta sísmica de las estructuras con base en espectros de respuesta, ya sean calculados a partir de un registro sísmico en el sitio o bien a través de uno de diseño que especifican los reglamentos.

Para el caso de puentes, es posible evaluar de manera simplificada este parámetro (T_{cr}), al considerarlo como un oscilador de un grado de libertad, cuando una masa tributaria (m) del puente vibra en la dirección transversal, por lo que se puede emplear la siguiente expresión:

$$T_{cr} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{cr}}} \quad (10)$$

donde,

K_{cr} , es la rigidez agrietada a flexión hasta el punto de fluencia del elemento.

En la estimación del parámetro m , no solamente se debe contemplar la masa tributaria que se concentra del sistema cubierta, sino adicionalmente se contempla una porción de la masa de la columna (Priestley y Calvi, 1996), se debe considerar la que resulte de un tercio de la altura de la columna o de las columnas, en el caso de un marco (Figura 4.3).

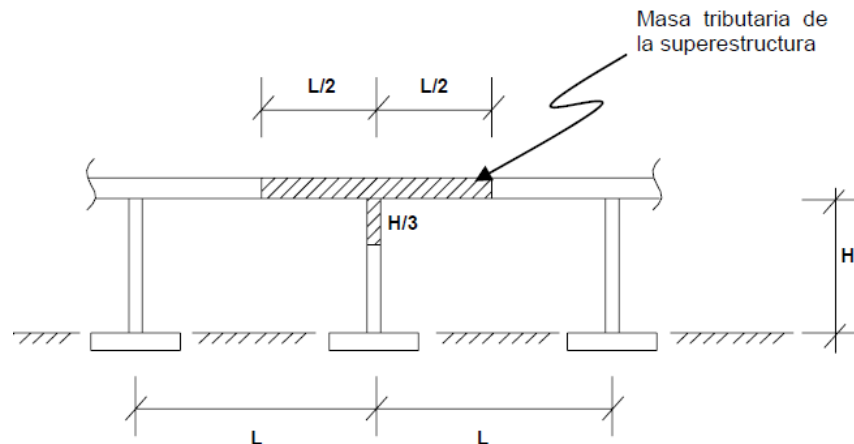


Figura 4.3 Criterio simplificado para evaluar la masa tributaria

e) Estimación de la fuerza lateral de fluencia (V_y)

$$V_y = K_{cr} \gamma_y H \quad (11)$$

f) Evaluación de R_μ

Dentro de los métodos aproximados para estimar la respuesta sísmica no lineal, están los basados en el factor de resistencia R_μ , que representa la reducción de resistencia lateral de la estructura (o aceleración) debida al comportamiento no lineal, el cual está definido como el cociente de la demanda de resistencia lateral elástica entre la demanda de resistencia lateral inelástica (Miranda, 1993).

A continuación se recomiendan expresiones simples para calcular R_μ , para diferentes tipos de suelo, con base en el trabajo de Arroyo y Terán (2002). Consideraremos un amortiguamiento crítico del 5%, por ser el valor normalmente empleado en las construcciones.

✓ Suelo Firme,

$$R_\mu = (1.11\mu - 1.0119) \left(\frac{T^{1.2}}{0.002 + T^{1.2}} \right) + 1 \quad (12)$$

donde, μ es la ductilidad esperada y T el periodo de vibración natural de la estructura.

✓ Suelo Blando,

$$R_{\mu} = \frac{\left(\frac{T}{T_g}\right)^{\theta}}{0.175 + \left|\frac{T}{T_g} - 1\right|} (0.5529\mu - 0.55) + 1 \quad (13)$$

$$\theta = \frac{\mu^4}{2.5 + \mu^4} \quad (14)$$

donde, T_g es el periodo del terreno donde se ubique el puente.

g) Cálculo de las aceleraciones espectrales (S_a)

A continuación se dan las expresiones para determinar las aceleraciones espectrales, cuando se inicia el daño sobre la columna y cuando ocurre la falla o colapso parcial del elemento.

✓ Inicio del daño (ligero agrietamiento cuando empieza a fluir el refuerzo longitudinal).

$$S_{a_y} = \frac{V_y}{W_T} g \quad (15)$$

✓ Falla de la columna.

$$S_{a_u} = \frac{V_y}{W_T} R_{\mu} g \quad (16)$$

donde,

W_T , es el peso total del sistema,

V_y , es la fuerza lateral de fluencia (mencionada anteriormente),

g , es aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

h) Deducción de la función de vulnerabilidad

En la deducción de la función de índice de daño físico (I_{DF}), denominada como función de vulnerabilidad, se parte de dos puntos básicos de la curva de la función, que son los correspondientes al inicio del daño y un punto previo a la falla, a los cuales se asocia un porcentaje del daño de las columnas, tal como se muestra a continuación:

$I_{DF}(Sa_y) = 0.05$; contempla un 5% del daño total,

$I_{DF}(Sa_{pu}) = 0.99$; contempla un 99% del daño total

donde, $Sa_{pu} = 0.95 Sa_u$

Con dichos puntos se hacen los ajustes pertinentes para obtener los parámetros a y m , correspondientes a la función de vulnerabilidad, en términos de aceleraciones, se emplean las expresiones siguientes:

$$m = \frac{-5.69734}{\ln\left(\frac{Sa_y}{Sa_{pu}}\right)} \quad (17)$$

$$a = \frac{\ln(0.99)}{\ln\left(\frac{Sa_y}{Sa_u}\right)^m} \quad (18)$$

Finalmente, la función de vulnerabilidad toma la forma siguiente:

$$I_{DF}(Sa_i) = 1 - e^{-au^m} \quad (19)$$

$$u = \frac{Sa_i}{Sa_u} \quad (20)$$

Donde, Sa_i es la aceleración demandada en el puente y para el cual se quiere saber su grado de vulnerabilidad.

En la tabla 4.2 se hace una relación del valor del Índice de Daño (I_{DF}), donde cada uno corresponde a un nivel de daño físico, así como señalando el nivel de vulnerabilidad de la estructura.

Tabla 4.2 Interpretación del I_{DF} y nivel de Vulnerabilidad

I_{DF}	Nivel de daño	Vulnerabilidad
$0 < I_{DF} < 0.05$	Nulo	Muy bajo
$0.05 \leq I_{DF} \leq 0.15$	Ligero	Bajo
$0.15 < I_{DF} \leq 0.40$	Moderado	Medio
$0.40 < I_{DF} < 0.95$	Severo	Alto
$0.95 \leq I_{DF}$	Completo	Muy alto

4.4. Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de algunos puentes en México

Con base a una recopilación de información acerca de los eventos sísmicos más importantes que han ocurrido en la República Mexicana, particularmente, en donde se hayan registrado daños importantes en estructuras de puentes carreteros, se realizará una revisión de los elementos de la subestructura de algunos puentes con el apoyo de curvas de vulnerabilidad sísmica, tomando en cuenta las aceleraciones registradas durante el sismo de Tecomán (2003), ya que se observaron grandes daños en columnas, pilas y topes sísmicos de puentes importantes en esa región, y así poder determinar el índice de daño físico del puente.

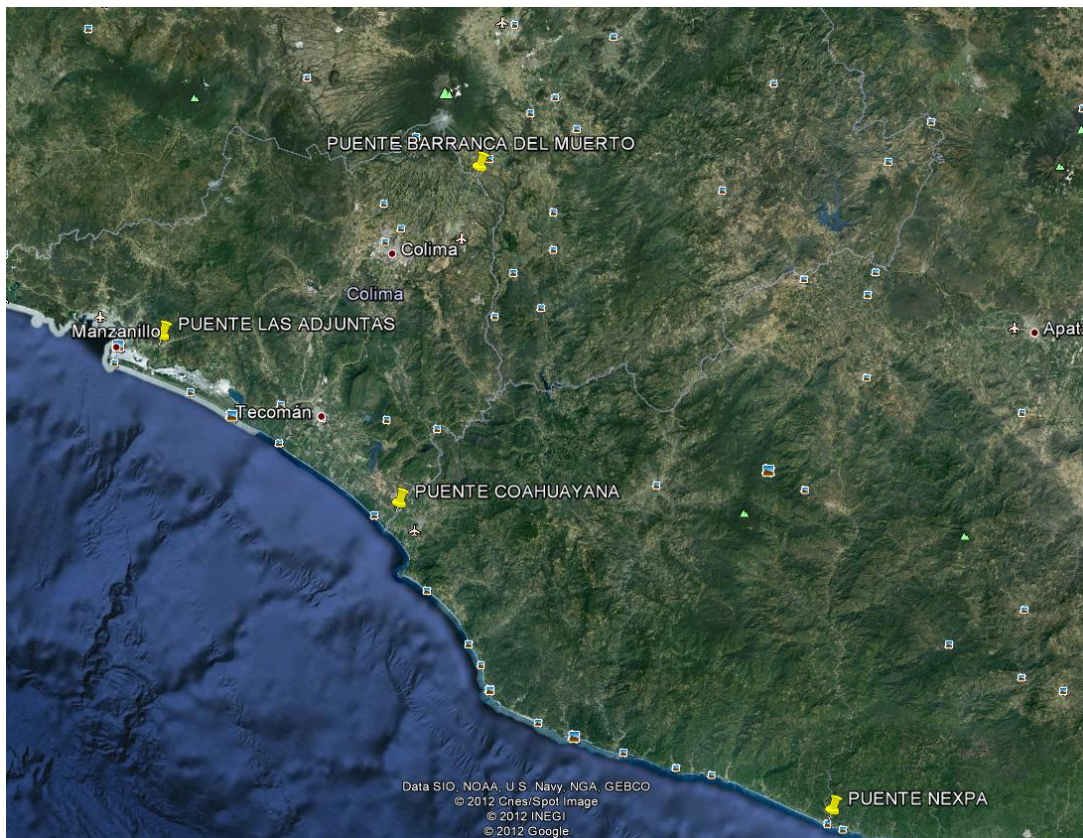


Figura 4.4 Ubicación de los puentes analizados

Los puentes carreteros que se tomaron para la evaluación de su vulnerabilidad, fueron algunos que se dañaron durante los sismos de Manzanillo (1995) y de Tecomán (2003), en los estados de Colima y Michoacán (Figura 4.4). Para una mayor precisión en cuanto a los resultados y a las gráficas de las funciones se empleó una hoja de cálculo en Excel.

4.4.1. Puente “Barranca del Muerto”

Tabla 4.3 Descripción del Puente “Barranca del Muerto”

Nombre del Puente	<i>Barranca del Muerto (SIPUMEX)</i>
Ubicación	Km 26+599 Carr. Tonila – Atenquique, Mpio. De Colima, Colima
Año de construcción	1989
Longitud y Ancho	Claro total = 76.00 m y un ancho = 9.10 m, un claro de 30.63m y otro de 45.37 m.
Descripción de la Subestructura	Extremos: Estribos de mampostería y de concreto Central: Pila – Muro sólido de concreto reforzado
Descripción de la Superestructura	Vigas simplemente apoyadas de Concreto Presforzado y el sistema de piso es a base de una losa de concreto reforzado

➤ Características de los materiales

Concreto (f'_c) = 250.00 kg/cm²

γ_c = 2,200 kg/m³

Acero de Refuerzo (f_y) = 4,200.00 kg/cm²

ϵ_y = 0.00206

➤ Dimensiones de la subestructura

Pila - Muro sólido

L = 865.00 cm (Largo “dimensión transversal”)

b = 120.00 cm (Ancho)

H = 2,500.00 cm,

Relación H/L = 2.89 < 6.00; “CUMPLE”

Relación L/b = 7.21

En la tabla 4.4 se da un resumen del cálculo de variables que servirán para la construcción de la función de vulnerabilidad del puente analizado.

Tabla 4.4 Resumen de resultados para obtener la función de vulnerabilidad

Parámetro	Resultado
Distorsión por fluencia (γ_y)	Para $\rho_l = 0.02$ $\gamma_y = 0.0034 = 0.34\%$ (Sección rectangular)
Distorsión última (γ_u)	Para $P/Ag f'c = 2.35\%$, $\lambda_e = 0.003$ y $\rho_t = 0.005$ $\gamma_u = 0.04048 = 4.05\%$ (Sección rectangular)
Ductilidad (μ)	$\mu = 11.83$
Periodo de vibración de la estructura (T_{cr})	$T_{cr} = 0.45 \text{ s}$
Resistencia lateral de fluencia (V_y)	$V_y = 1,041.18 \text{ t}$
Factor de reducción de resistencia (R_μ)	$R_\mu = 13.05$ (Suelo firme)
Aceleraciones espectrales	$Sa_y = 1.71g$, inicio de daño en la columna $Sa_\mu = 22.37g$, falla de la columna
Valores de la función de vulnerabilidad	$m = 2.26$ $a = -3.36$ $I_{DF}(Sa_i) = 1 - e^{-au^m}$

La gráfica de la función de vulnerabilidad obtenida anteriormente se muestra en la figura 4.5.

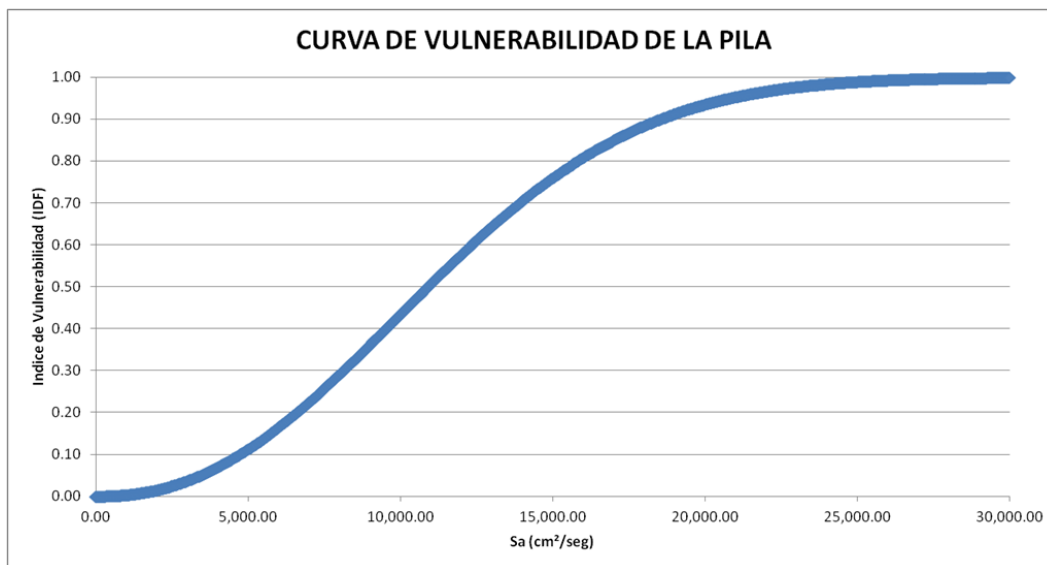


Figura 4.5 Curva de Vulnerabilidad de la Pila del Puente “Barranca del Muerto”

Con base al comportamiento de la curva en la figura 4.5, en primera instancia se puede observar que la subestructura del puente no presentaría daño alguno sino hasta que se presente una aceleración mayor a 5,000 cm^2/seg , es decir, 5 veces el valor de la aceleración de la gravedad, lo cual resulta ser un valor muy alto. Por otro lado, la tendencia de la curva nos indica que el nivel de daño esperado en la subestructura del puente será de forma gradual y que estará en función de amplios intervalos de aceleración.

De acuerdo a Rivera (2007), la metodología está orientada para subestructuras de puentes a base de columnas o pilas de concreto que cumplan con cierta relación de aspecto (H/L) y con elementos no muy esbeltos (L/b), que en este caso el puente no cumple con los parámetros establecidos. Por otro lado, la metodología está desarrollada para que pueda predecir el índice de daño esperado en la subestructura debido a la combinación de carga axial y lateral (flexión) ocasionada por un sismo. En el caso de un muro sólido de concreto, el tipo de falla que se tendría ante acciones laterales sería por cortante diagonal y no por flexión.

Debido a lo anterior, el resultado obtenido se tomaría con cierta reserva para evaluar la vulnerabilidad sísmica del puente, sin embargo, como el objetivo principal de la elaboración de esta investigación está basado en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la superestructura, es considerado aceptable.

4.4.2. Puente “Coahuayana”

Tabla 4.5 Descripción del Puente “Coahuayana”

Nombre del Puente	<i>Coahuayana (SIPUMEX)</i>
Ubicación	Km 238+880 Tramo Maruata – Tecomán, Carr. Playa Azul – Tecomán, Mpio. de Tecomán, Colima
Año de construcción	1963
Longitud y Ancho	Claro total = 397.68 m y un ancho = 8.75 m, con 11 claros de 30.64m y dos de 30.32 m.
Descripción de la Subestructura	Extremos: Estribos de concreto reforzado Central: Pila – Muro sólido de concreto reforzado con topes sísmicos
Descripción de la Superestructura	Vigas simplemente apoyadas de Concreto Presforzado y el sistema de piso es a base de una losa de concreto reforzado

➤ Características de los materiales

Concreto (f'_c) = 250.00 kg/cm²

γ_c = 2,200 kg/m³

Acero de Refuerzo (f_y) = 4,200.00 kg/cm²

ϵ_y = 0.00206

➤ Dimensiones de la subestructura

Pila - Muro sólido

L = 735.00 cm (Largo “dimensión transversal”)

b = 30.00 cm (Ancho)

H = 620.00 cm,

Relación H/L = 0.84 < 6.00; “CUMPLE”

Relación L/b = 24.50

En la tabla 4.6 se da un resumen del cálculo de variables que servirán para la construcción de la función de vulnerabilidad del puente analizado.

Tabla 4.6 Resumen de resultados para obtener la función de vulnerabilidad

Parámetro	Resultado
Distorsión por fluencia (γ_y)	Para $\rho_l = 0.02$ $\gamma_y = 0.0010 = 0.10\%$ (Sección rectangular)
Distorsión última (γ_u)	Para $P/Ag f'c = 7.00\%$, $\lambda_e = 0.0007$ y $\rho_t = 0.0015$ $\gamma_u = 0.0196 = 1.96\%$ (Sección rectangular)
Ductilidad (μ)	$\mu = 19.62$
Periodo de vibración de la estructura (T_{cr})	$T_{cr} = 0.11$ s
Resistencia lateral de fluencia (V_y)	$V_y = 826.33$ t
Factor de reducción de resistencia (R_μ)	$R_\mu = 21.18$ (Suelo firme)
Aceleraciones espectrales	$Sa_y = 2.13g$, inicio de daño en la columna $Sa_\mu = 45.14g$, falla de la columna
Valores de la función de vulnerabilidad	$m = 1.90$ $a = -3.30$ $I_{DF}(Sa_i) = 1 - e^{-au^m}$

La gráfica de la función de vulnerabilidad obtenida anteriormente se muestra en la figura 4.6.

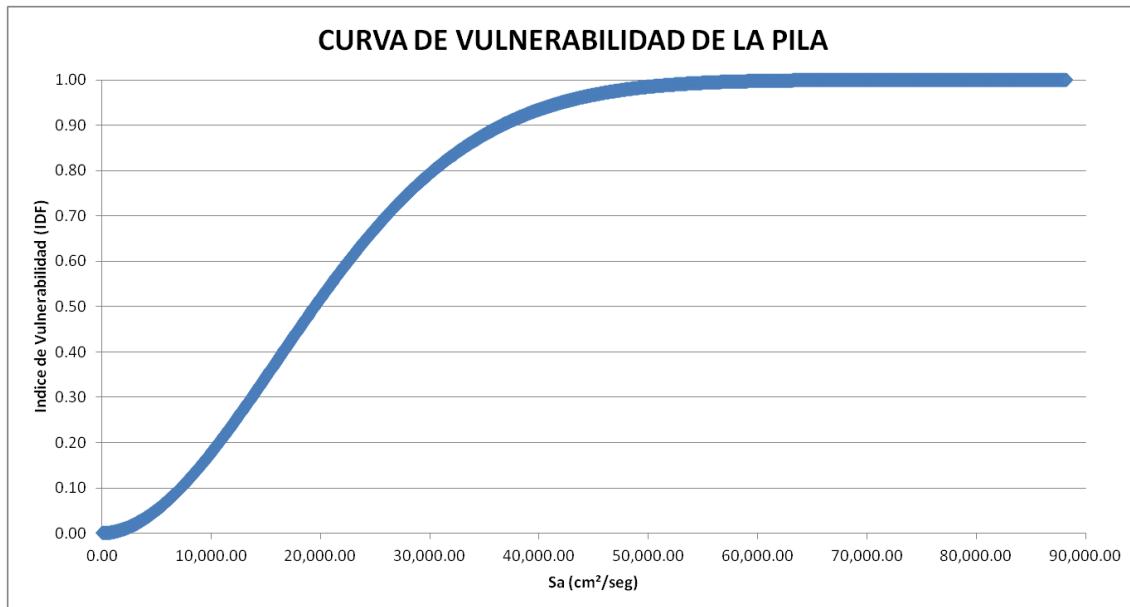


Figura 4.6 Curva de Vulnerabilidad de la Pila del Puente "Coahuayana"

Como se observa en la figura 4.6, la curva de vulnerabilidad tiende a ser estrecha en un margen de aceleración definido entre los 10,000 cm/seg² a 50,000 cm/seg² y en el cual está concentrado el nivel máximo de daño esperado en el puente. Por lo tanto, se puede concluir que la subestructura del puente analizado no presentaría ningún daño sino hasta alcanzar una aceleración mayor o igual a 10,000 cm/seg², y como ya se había comentado son valores muy altos y que no pueden ser cuantificados físicamente.

Por lo tanto, el resultado se tomaría con cierta reserva para evaluar la vulnerabilidad sísmica del puente, sin embargo, como el objetivo principal de la elaboración de esta investigación está basado en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la superestructura, es considerado aceptable.

4.4.3. Puente “Las Adjuntas”

Tabla 4.7 Descripción del Puente “Las Adjuntas”

Nombre del Puente	<i>Las Adjuntas (FUENTE SIPUMEX)</i>
Ubicación	Km 319+200 Tramo Ent. Tecomán – Manzanillo, Carr. Playa Azul– Manzanillo, Playa Azul, Michoacán
Año de construcción	2003
Longitud y Ancho	Claro total = 112.26 m y un ancho = 11.00 m, con 3 claros de 30.64 m y uno de 20.34 m.
Descripción de la Subestructura	Extremos: Estribos y caballetes de concreto reforzado Central: Pila de concreto reforzado con cabezal y topes sísmicos
Descripción de la Superestructura	Vigas simplemente apoyadas de Concreto Presforzado y el sistema de piso es a base de una losa de concreto reforzado

➤ Características de los materiales

Concreto ($f'c$) = 250.00 kg/cm²

γ_c = 2,200 kg/m³

Acero de Refuerzo (f_y) = 4,000.00 kg/cm²

ϵ_y = 0.00196

➤ Dimensiones de la subestructura

Pila de sección circular

D = 200.00 cm (Diámetro)

H = 600.00 cm,

Relación H/2D = 1.50 < 6.00; “CUMPLE”

Relación H/D = 3.00

En la tabla 4.8 se da un resumen del cálculo de variables que servirán para la construcción de la función de vulnerabilidad del puente analizado.

Tabla 4.8 Resumen de resultados para obtener la función de vulnerabilidad

Parámetro	Resultado
Distorsión por fluencia (γ_y)	Para $\rho_t = 0.02$ $\gamma_y = 0.0034 = 0.34\%$ (Sección circular)
Distorsión última (γ_u)	Para $P/Ag f'c = 7.55\%$, $\rho_t = 0.007$ $\gamma_u = 0.04196 = 4.20\%$ (Sección circular)
Ductilidad (μ)	$\mu = 12.25$
Periodo de vibración de la estructura (T_{cr})	$T_{cr} = 0.43 \text{ s}$
Resistencia lateral de fluencia (V_y)	$V_y = 271.84 \text{ t}$
Factor de reducción de resistencia (R_μ)	$R_\mu = 13.52$ (Suelo firme)
Aceleraciones espectrales	$Sa_y = 0.46g$, inicio de daño en la columna $Sa_\mu = 6.20g$, falla de la columna
Valores de la función de vulnerabilidad	$m = 2.23$ $a = -3.36$ $I_{DF}(Sa_i) = 1 - e^{-au^m}$

La gráfica de la función de vulnerabilidad obtenida anteriormente se muestra en la figura 4.7.

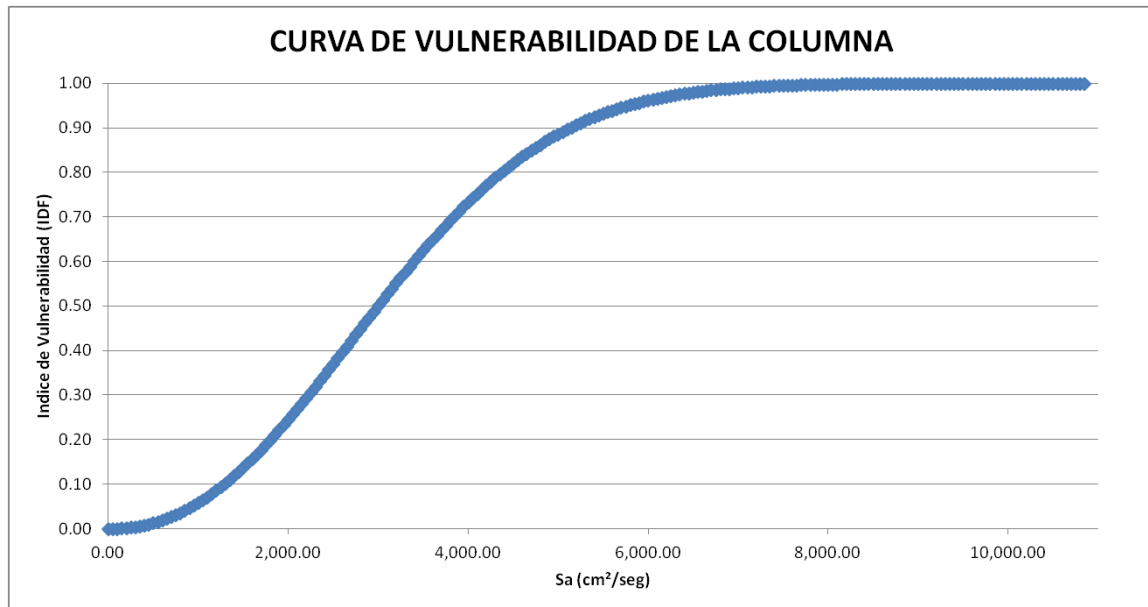


Figura 4.7 Curva de Vulnerabilidad de la Columna del Puente “Las Adjuntas”

De acuerdo a los parámetros obtenidos y a la definición de la curva de vulnerabilidad del puente, se observa un comportamiento ciertamente aceptable y que tiende a ser prolongado, teniendo el mayor índice de daño físico (colapso) en una aceleración mayor a los 6,000 cm/seg², es decir, 6 veces la aceleración de gravedad.

4.4.4. Puente “Nexpa”

Tabla 4.9 Descripción del Puente “Nexpa”

Nombre del Puente	<i>Nexpa (SIPUMEX)</i>
Ubicación	Km 55+800 Tramo Playa Azul – Lim. Mich/Col., Carr. Playa Azul– Manzanillo, Playa Azul, Michoacán
Año de construcción	1975
Longitud y Ancho	Claro total = 225.46 m y un ancho = 10.00 m, claro máximo de 35.50 m y uno de 14.80 m.
Descripción de la Subestructura	Extremos: Estribos de concreto reforzado Central: Pila de concreto reforzado con cabezal y topes sísmicos
Descripción de la Superestructura	Vigas simplemente apoyadas de Concreto Presforzado y el sistema de piso es a base de una losa de concreto reforzado

➤ Características de los materiales

Concreto ($f'c$) = 250.00 kg/cm²

γ_c = 2,200 kg/m³

Acero de Refuerzo (f_y) = 4,000.00 kg/cm²

ϵ_y = 0.00196

➤ Dimensiones de la subestructura

Pila de sección circular

D = 250.00 cm (Diámetro)

H = 1,700.00 cm,

Relación H/2D = 3.40 < 6.00; “CUMPLE”

Relación H/D = 6.80

En la tabla 4.10 se da un resumen del cálculo de variables que servirán para la construcción de la función de vulnerabilidad del puente analizado.

Tabla 4.10 Resumen de resultados para obtener la función de vulnerabilidad

Parámetro	Resultado
Distorsión por fluencia (γ_y)	Para $\rho_t = 0.02$ $\gamma_y = 0.0078 = 0.78\%$ (Sección circular)
Distorsión última (γ_u)	Para $P/Ag f'c = 3.69\%$, $\rho_t = 0.005$ $\gamma_u = 0.04037 = 4.04\%$ (Sección circular)
Ductilidad (μ)	$\mu = 5.20$
Periodo de vibración de la estructura (T_{cr})	$T_{cr} = 1.17 \text{ s}$
Resistencia lateral de fluencia (V_y)	$V_y = 177.09 \text{ t}$
Factor de reducción de resistencia (R_μ)	$R_\mu = 5.75$ (Suelo firme)
Aceleraciones espectrales	$Sa_y = 0.39g$, inicio de daño en la columna $Sa_\mu = 2.25g$, falla de la columna
Valores de la función de vulnerabilidad	$m = 3.36$ $a = -3.56$ $I_{DF}(Sa_i) = 1 - e^{-au^m}$

La gráfica de la función de vulnerabilidad obtenida anteriormente se muestra en la figura 4.8.

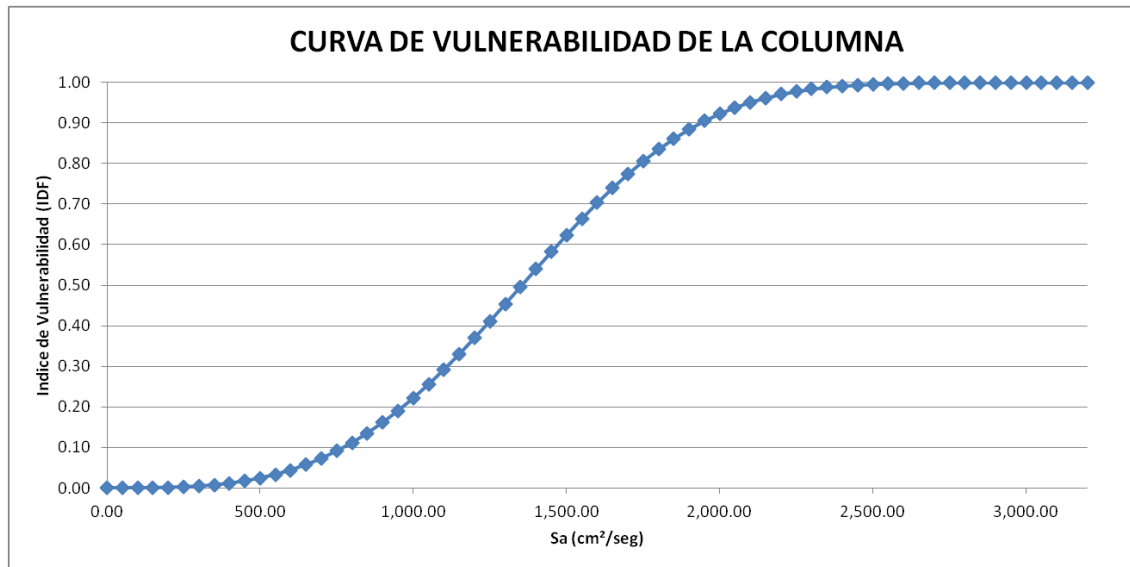


Figura 4.8 Curva de Vulnerabilidad de la Columna del Puente “Nexpa”

De acuerdo a la figura 4.8, la curva de vulnerabilidad tiene un comportamiento prolongado y bien definido, principalmente a que los valores de aceleración se encuentran dentro los registrados en un sismo. En este caso, se observa que el inicio de daño corresponde a una aceleración de 500 cm/seg^2 , es decir, a una fracción de 0.50 de la aceleración de la gravedad, y el colapso se determinaría ($I_{DF} = 1$) con una fracción de 2.5g.

Por lo tanto, se puede definir que la curva de vulnerabilidad del puente Nexpa es aceptable en comparación con las demás curvas de los puentes analizados.

En la tabla 4.11 se da un resumen de los resultados de los parámetros que definieron las curvas de vulnerabilidad de cada uno de los puentes analizados.

Tabla 4.11 Parámetros de construcción de las curvas de vulnerabilidad

Puente	T_{cr} (s)	S_{ay} (Inicio de daño)	S_{aj} (Daño o colapso total)
Barranca del Muerto	0.45	1.71g	22.37g
Coahuayana	0.11	2.13g	45.14g
Las Adjuntas	0.43	0.46g	6.20g
Nexpa	1.17	0.39g	2.25g

Una vez deducidas las funciones de vulnerabilidad sísmica de cada puente, se procede a calcular el índice de daño físico (I_{DF}) de cada uno, tomando como base los registros acelerométricos de los sismos de Manzanillo (1995) y Tecomán (2003) que se obtuvieron de lugares cercanos al epicentro.

Con los registros de la estación de campo se generaron los espectros de respuesta de aceleración para 5% de amortiguamiento crítico (Figura 4.9) y se comparan con los espectros de diseño de MDS-CFE de 1981 y 1993, así como el propuesto en la norma IEEE 693 (1997) para la calificación sísmica de equipos eléctricos.

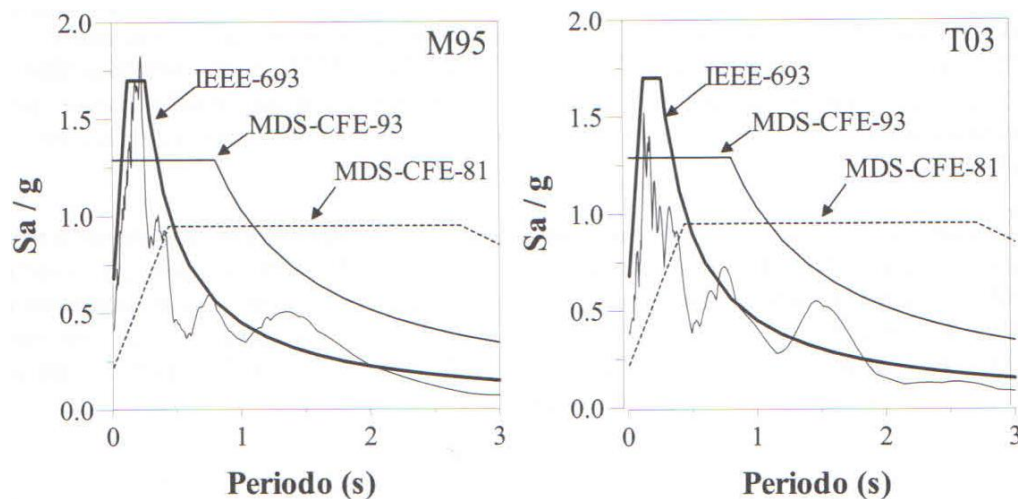


Figura 4.9 Comparación del espectro de diseño con las envolventes de los espectros de respuesta calculados, Sismos de Manzanillo (1995) y de Tecomán (2003)

Con base al espectro de respuesta del sismo de Tecomán y los periodos de vibración de los puentes analizados, se evaluarán los índices de daño físico (I_{DF}) respecto a la aceleración demandada.

Tabla 4.12 Niveles de aceleración para inicio de daño

Puente	T_{cr} (s)	$S_{a\mu}$ (cm/s ²)		Índice de daño físico (IDF)
Barranca del Muerto	0.45	0.55g	539.55	0.08
Coahuayana	0.11	0.80g	784.80	0.16
Las Adjuntas	0.43	0.50g	490.50	1.21
Nexpa	1.17	0.27g	264.87	0.29

Como se puede observar en la tabla 4.12, los niveles de daño físico estimados de los puentes resultaron ser muy bajos, casi nulos, de acuerdo con las aceleraciones demandadas por el sismo.

De la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los puentes se encontraron tres observaciones importantes:

En primer lugar, los puentes analizados con subestructura a base de pilas – muros sólidos de concreto resultaron ser adecuados para resistir las acciones sísmicas demandadas, sin embargo, en las curvas de vulnerabilidad sísmica se observó un comportamiento no esperado y que no es cuantitativo, debido a que se obtuvieron índices de daño a partir de una aceleración mayor a $10,000 \text{ cm/seg}^2$ ($> 1g$). Como ya se había comentado anteriormente, la metodología está planteada para subestructuras de puentes a base de columnas o pilas de concreto que cumplan con ciertos parámetros de aspecto y esbeltez.

Como segundo lugar, los puentes analizados que contemplaban dos tipos de subestructura, pilas a base de muros sólidos y pilas de sección circular, se obtuvieron diferentes comportamientos en las curvas de vulnerabilidad sísmica, y no solo considerando las variables geométricas (dimensiones, altura, relación de aspecto y de esbeltez), sino que en gran medida fueron los parámetros calculados para la construcción de la función de vulnerabilidad, como son, la ductilidad, la distorsión por fluencia y última, la reducción de resistencia, entre los más importantes.

Y por último, hay que mencionar que los puentes con columnas o pilas de sección circular resultaron ser más vulnerables que con pilas a base de muros sólidos, aún con un valor menor de aceleración.

Con base a lo anterior se puede concluir que las subestructuras de los puentes analizados, con sus dimensiones geométricas y armados existentes son capaces de resistir acciones sísmicas de gran magnitud; además, esto se puede corroborar con lo observado en los últimos sismos registrados en donde no se reportaron daños físicos en las subestructuras de puentes carreteros.

Finalmente, se evaluará el nivel de vulnerabilidad de los puentes con los parámetros de diseño utilizados de acuerdo a los manuales de obras civiles, que en nuestro caso, será el de la Comisión Federal de Electricidad del año 1993.

Con base al mapa de regionalización sísmica de la República Mexicana (Figura 4.10), los puentes analizados se encuentran en los límites de los estados de Colima y Michoacán, por lo tanto están dentro de la Zona **D**.

Los valores asignados en el manual para la construcción de espectros de diseño, corresponden a estructuras del grupo “B”, sin embargo, los puentes están clasificados dentro del grupo “A”, debido a que son construcciones importantes que requieren de un grado de seguridad alto; y como se menciona los valores de las ordenadas espectrales se deben aumentar en un 50% para tomar en cuenta la importancia de la construcción.

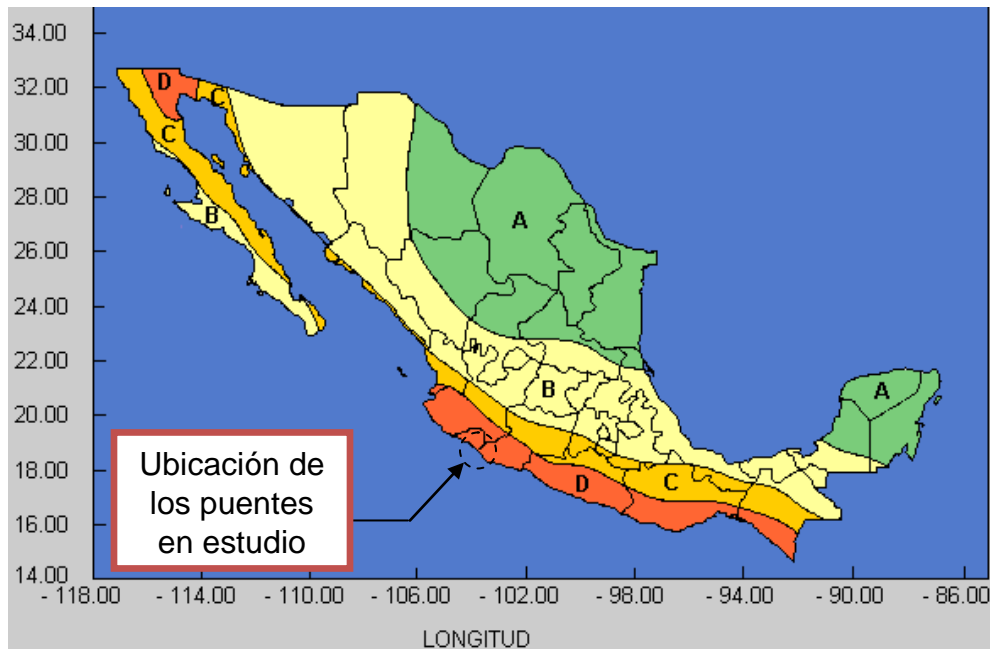


Figura 4.10 Regionalización Sísmica de la Republica Mexicana (CFE, 1993)

Además, consideraremos que los puentes se encuentran desplantados sobre un Terreno Tipo II (Terreno Intermedio), ya que no se cuenta con información detallada del suelo de cimentación en cada uno de los puentes analizados.

Tabla 4.13 Espectro de diseño para estructuras del Grupo B, Zona “D”

Zona sísmica	Tipo de suelo	a_0	c	T_a (s)	T_b (s)	r
D	I	0.50	0.50	0.00	0.60	1/2
	II	0.86	0.86	0.00	1.20	2/3
	III	0.86	0.86	0.00	1.70	1

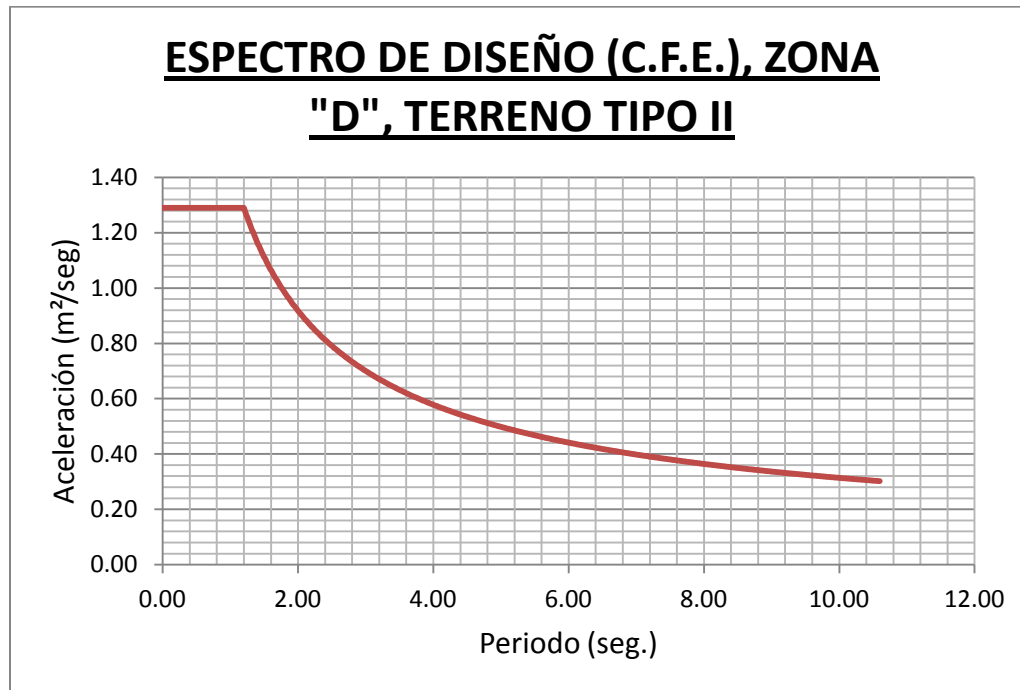


Figura 4.11 Espectro de diseño Zona "D", Terreno tipo II

De acuerdo al espectro de diseño, se observa que la meseta está representada en el intervalo de 0 y 1.20 s, con un coeficiente sísmico de 1.29g, ya considerando el factor por ser estructura del grupo "A".

Por lo tanto, se puede concluir que los puentes analizados anteriormente se encuentran diseñados con un factor de seguridad, relativamente alto, debido a que la filosofía de diseño sísmico empleada para el dimensionamiento de los puentes resultan secciones y dimensiones adecuadas para resistir las acciones sísmicas demandadas.

5. EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA SUPERESTRUCTURA

En este capítulo se propondrán funciones de vulnerabilidad sísmica de la superestructura de puentes, poniendo especial atención en los topes laterales sísmicos, en virtud de que en los sismos de Manzanillo y Tecomán estos elementos tuvieron un desempeño deficiente.

5.1. Criterios de Análisis y Diseño de Topes Laterales

En lo que se refiere al cálculo, diseño y dimensionamiento de los topes sísmicos o laterales de un puente, en realidad no existe una norma o especificación clara que indiquen los parámetros de cálculo y diseño, sino que simplemente se realizan adaptaciones al comportamiento con base a otros elementos mejor comprendidos, como es el caso de las ménsulas. Sin embargo, esta idealización del dimensionamiento de los topes sísmicos, como ménsulas, no ha sido del todo satisfactorio, debido a que en los últimos eventos sísmicos estos elementos han desarrollado un deficiente comportamiento sísmico.

Como ya se ha mencionado anteriormente, en México no hay un reglamento formal para el análisis y diseño de estructuras de puentes, ya sean del carácter urbano o carretero, por lo que los ingenieros mexicanos no tienen claras las bases para dimensionar dichas construcciones, debido a esto se tienen que basar en reglamentos de otros países, como es el caso de las Normas AASHTO (1996) de los Estados Unidos.

La Secretaría de Comunicaciones de Transporte (SCT) ha editado especificaciones y normas para el análisis y diseño de puentes en México, a través del Instituto Mexicano del Transporte que contempla las etapas de proyecto, diseño y construcción de puentes (SCT, 2004), sin embargo, dichas normas son adaptaciones de reglamentos extranjeros como el reglamento AASHTO.

A continuación se mencionan los criterios de análisis y diseño de topes sísmicos que se han utilizado en los puentes de México.

De acuerdo a la norma N-PRY-CAR-6-01-005/01 (SCT, 2001), los dispositivos que tengan por objeto restringir los desplazamientos de la estructura, tales como tirantes de anclaje y topes sísmicos, entre otros, se diseñan para la siguiente fuerza:

$$S_d = cCM - V_s \quad (1)$$

donde,

S_d = Fuerza de diseño para el dispositivo considerado (kN)

CM = Carga muerta de la porción de la estructura restringida por el dispositivo que se diseña (kN)

c = Máxima respuesta espectral (adimensional)

V_s = Cortantes sísmicos resistentes generados en la estructura bajo la acción de la fuerza S_d , en elementos diferentes al dispositivo que se diseña, (kN)

Para el diseño de los topes sísmicos, se pueden concebir a éstos como ménsulas de acuerdo al trabajo de Gómez y Galindo (1997), por lo cual se puede hacer uso de las NTC-Concreto (2004) para su dimensionamiento y diseño del refuerzo.

En lo que se refiere al diseño del tope sísmico, nos basaremos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, del Reglamento de Construcciones del D.F., el cual se dimensionará como ménsula.

Por definición, las ménsulas son elementos estructurales cuya relación entre el claro de cortante y el peralte no es mayor que uno. El dimensionamiento correcto de las ménsulas es de gran importancia, ya que en ellas se apoyan generalmente miembros estructurales de grandes dimensiones o equipo pesado.

Las expresiones utilizadas para calcular la resistencia de ménsulas son de naturaleza empírica. La evidencia experimental ha mostrado que la resistencia de la ménsula está en función de:

- ✓ Ancho “b”
- ✓ Peralte efectivo “d”
- ✓ Resistencia del concreto “ f_c ”
- ✓ Relación “a/h”, donde “a” es la distancia de aplicación de la carga a partir de donde inicia la ménsula

La sección donde arranca la ménsula debe dimensionarse para que resista simultáneamente:

- a) Una fuerza cortante, V_u
- b) Un momento flexionante, $V_u a + T_u (h-d)$
- c) Y una tensión horizontal, T_u

Para diseño se debe considerar que la fuerza V_u está a un tercio de la distancia y del extremo de la ménsula, como se indica en la figura 5.1.

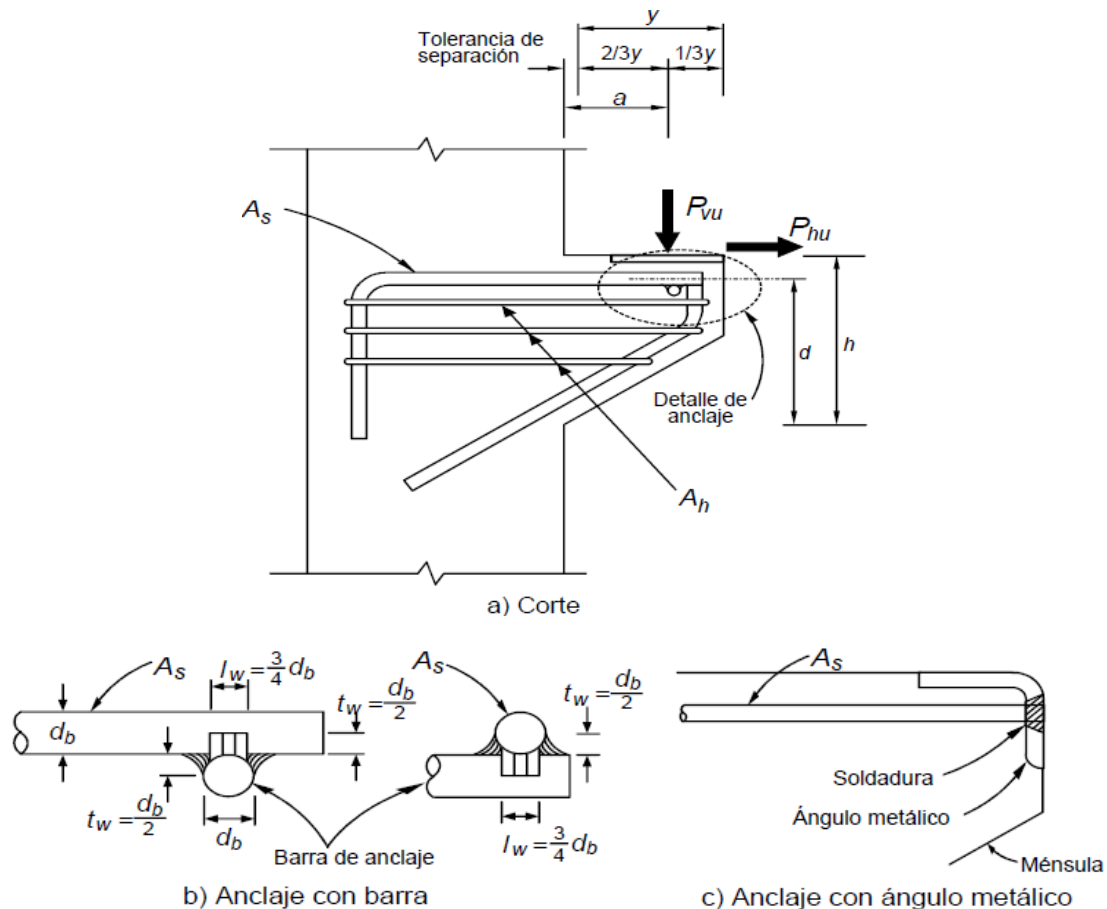


Figura 5.1 Detalles de anclaje en ménsulas (NTC, 2004)

También se especifica usar el concepto de cortante por fricción para calcular el área de acero que se requiere para resistir la fuerza cortante, V_R , se utilizan las siguientes expresiones:

$$\diamond V_R = F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u) \quad (2)$$

$$\diamond V_R = F_R [14A + 0.8(A_{vf} f_y + N_u)] \quad (3)$$

$$\diamond V_R = 0.25 F_R f_c^* A \quad (4)$$

donde,

N_u , Fuerza normal de compresión al plano crítico (kg)

A_{vf} , Área de acero para resistir cortante (cm^2)

μ , Coeficiente de fricción; **1.40**, Concreto colado monolíticamente,

1.00, Concreto colado contra concreto endurecido,

0.70, Entre concreto y acero laminado

A, Área de la sección definida por el plano crítico (cm²)

La resistencia será igual al menor de las tres ecuaciones obtenidas.

En todos los cálculos relativos a ménsulas, el factor de resistencia, F_R , se tomará igual a 0.80.

El área de acero por flexión, A_f , necesaria para resistir el momento, se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$A_f = \frac{M_R}{F_R f_y z} \quad (5)$$

Donde,

z, es el brazo de palanca (cm), el cual se determina con las siguientes expresiones:

$$z = \left(0.4 + 0.4 \frac{a}{h}\right) h, \text{ si } 0.5 < a/h \leq 1.0 \quad (6)$$

$$z = 1.2a, \text{ si } a/h \leq 0.5 \quad (7)$$

Finalmente, si existe una fuerza de tensión, T_u , debe proporcionarse un área de acero, A_n .

$$A_n = \frac{T_u}{F_R f_y}, F_R = 0.90 \quad (8)$$

El refuerzo de una ménsula constará de barras principales de área, A_s , y de estribos complementarios horizontales de área A_n . El área A_s se tomará como la mayor de las obtenidas con las expresiones siguientes:

$$A_s = A_f + A_n \quad (9)$$

$$A_s = \frac{2}{3} A_{vf} + A_n \quad (10)$$

En ambos casos el área horizontal, A_n , se tomará igual a:

$$0.5(A_s - A_n) \quad (11)$$

El área principal A_s , debe tener un valor mínimo de:

$$A_{smin} = \frac{0.04 f'_c}{f_y} \cdot bd \quad (12)$$

En las expresiones anteriores, A_f , es el área de refuerzo necesario para resistir el momento flexionante, A_{vf} es la del refuerzo para resistir la fuerza cortante V_u , y A_n , es para resistir la tensión T_u .

5.2. Revisión de Puentes con daño en sus Topes Laterales

De acuerdo a lo mencionado en el tema 4.4., algunos puentes carreteros se dañaron debido a los movimientos ocasionados por los sismos de Manzanillo (1995) y de Tecomán (2003), particularmente, se observaron daños severos en los topes sísmicos de las pilas y estribos.

Por lo que en este apartado se revisará el dimensionamiento y el refuerzo de los topes sísmicos construidos en los puentes: Coahuayana, Las Adjuntas y Nexpa, con base en los criterios de diseño anteriormente mencionados.

5.2.1. Tope Sísmico del Puente “Coahuayana”

En la figura 5.2 se muestran las dimensiones y el armado del tope sísmico (diseño original) de una pila del Puente Coahuayana.

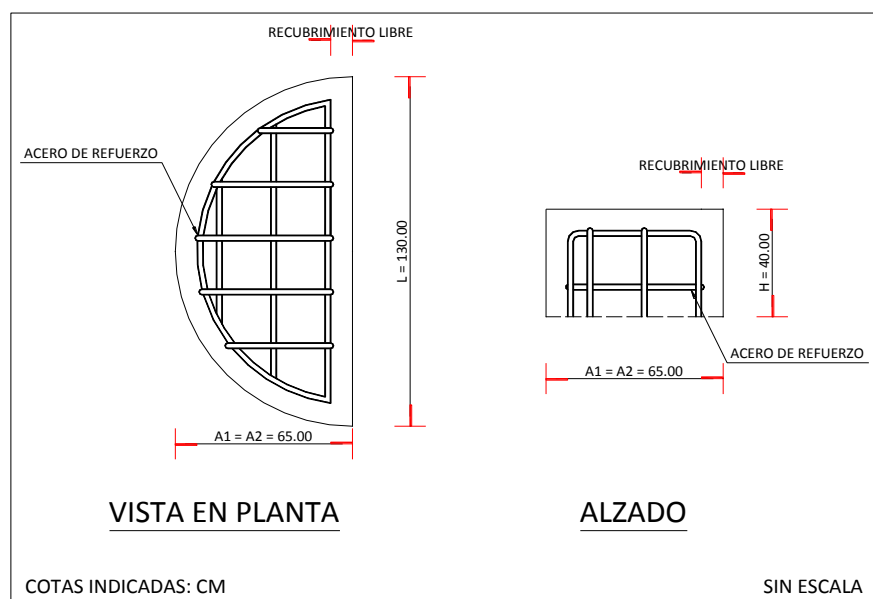
➤ Dimensiones

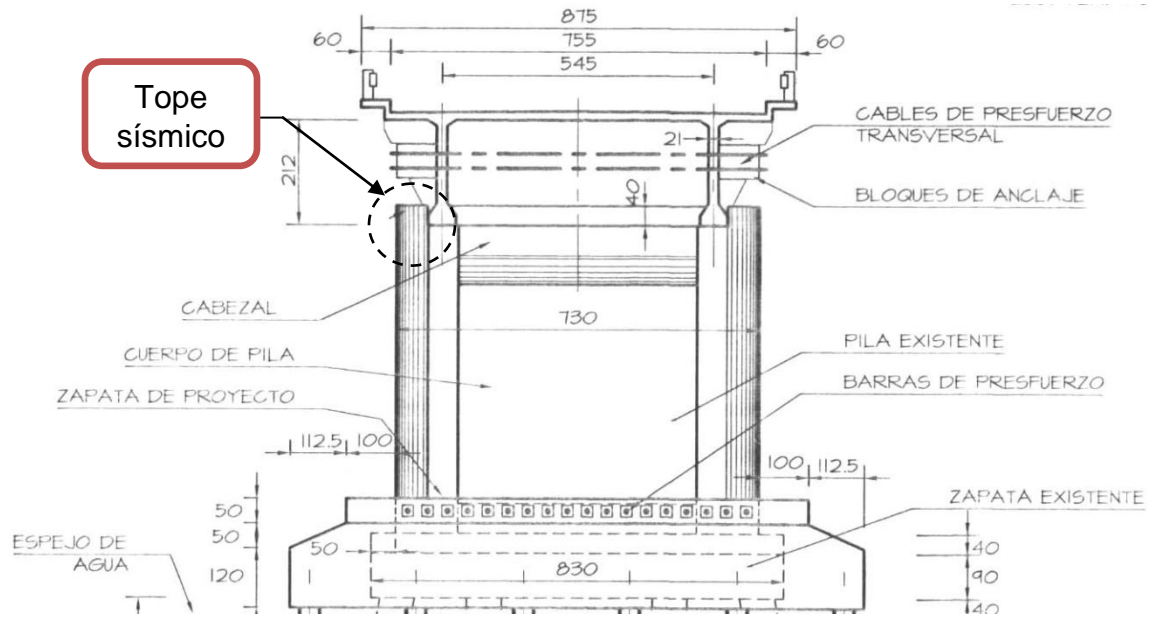
$H = 40.00$ cm (Altura)

$A_1 = 65.00$ cm (Ancho superior)

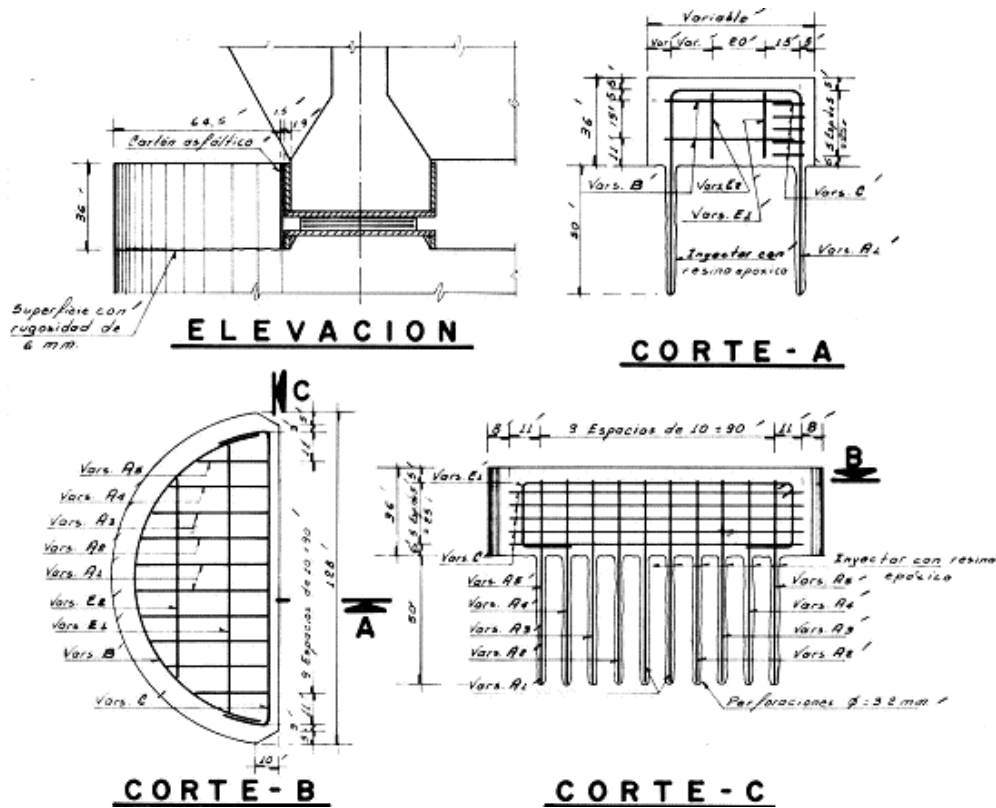
$A_2 = 65.00$ cm (Ancho inferior)

$L = 130.00$ cm (Longitud)





a) Alzado frontal de una pila del Puente "Coahuayana"



b) Dimensiones y armado del tope sísmico

Figura 5.2 Tope sísmico del Puente "Coahuayana" (SIPUMEX)

➤ Datos de diseño

$$W_{SUP} = 322,282.50 \text{ kg}$$

$$f'c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 5.00 \text{ cm (Recubrimiento libre)}$$

$$F_R = 0.80 \text{ (Cortante)} \text{ y } F_R = 0.90 \text{ (Flexión)}$$

Para el cálculo del cortante máximo actuante en el tope sísmico, V_u , su determinación estará basado en el comportamiento y daños observados durante el sismo, por lo que el cálculo estará en función del peso de la superestructura así como de la aceleración registrada durante el evento sísmico. Además, se tomará como referencia algunos parámetros ya obtenidos, como es el periodo de vibración del puente y el espectro de respuesta obtenido de los registros acelerométricos del sismo de Tecomán (Ver figura 4.9).

$$V_u = \frac{S_a}{g} \cdot W_{SUP}$$

donde:

$$S_a/g = \text{aceleración registrada durante el evento sísmico (cm}^2/\text{s)}$$

Con base al espectro de respuesta y al periodo de vibración del puente, se procederá a determinar la aceleración correspondiente al periodo de vibración de la estructura.

$$T = 0.108 \text{ s} \rightarrow \mathbf{S_a/g = 0.80};$$

Finalmente, el valor del cortante máximo, V_u , es igual a:

$$V_u = (0.80) \cdot (322,282.50) = 257,826.00 \text{ kg}$$

Suponiendo que el cortante máximo se concentra a una distancia igual a $\frac{3}{4}H$, donde H es la altura del tope sísmico, se tiene lo siguiente:

$$a = 0.75H = 30.00 \text{ cm}$$

Para calcular la relación a/h , donde h es el peralte total de la ménsula, se tomará el valor del ancho inferior del tope sísmico "A2" para cumplir con el criterio de dimensionamiento de ménsulas. Por lo que se tiene lo siguiente:

$a/A_2 = 0.46 \leq 1.00$; **CUMPLE**

➤ Revisión por cortante

El valor de “ μ ” que se utilizó es 1.00, el cual corresponde a concreto colado contra concreto endurecido.

$$d = A_2 - r = 65.00 - 5.00 = 60.00 \text{ cm}$$

$$\text{Área} = \text{sección semicircular} = \frac{\pi \cdot d^2}{2} = \frac{\pi \cdot (60)^2}{2} = 5,654.88 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a las expresiones para calcular la resistencia al cortante, V_R , podemos despejar el valor de A_{vf} , debido a que conocemos el valor de V_u . El valor de $N_u = 0$.

$$A_{vf} = \frac{V_u}{F_R \mu f_y} = \frac{(257,826.00)}{(0.80)(1.00)(4,200)} = 76.734 \text{ cm}^2$$

$$A_{vf} = \frac{V_u - F_R 14A}{F_R 0.8 f_y} = \frac{(257,826.00) - (0.80)14(5,654.88)}{(0.80)0.80(4,200)} = 72.355 \text{ cm}^2$$

$$V_R = 0.25 F_R f_c^* A = 0.25(0.80)(200)(5,654.88) = 226,195.20 \text{ kg}$$

$V_R < V_u$; **NO SE ACEPTA**

Con base a los resultados obtenidos, se encontró que las dimensiones actuales del tope sísmico están ligeramente escasas en resistencia; además, como la revisión por cortante no fue aceptable, por ende, no se procedió a revisar su resistencia a la flexión. En general, se puede definir que es insuficiente la sección constructiva del tope ante la magnitud de la fuerza sísmica.

Los resultados se pueden corroborar con lo observado en el sismo de Tecomán (2003), debido a que la concentración de los daños se localizó en los topes sísmicos, en los cuales se desarrolló una línea de falla por cortante en la unión de la pila y el tope (Ver figura 2.24).

5.2.2. Tope Sísmico del Puente “Las Adjuntas”

En la figura 5.3 se muestran las dimensiones y el armado del tope sísmico de una pila del Puente Las Adjuntas.

➤ Dimensiones

$$H = 25.00 \text{ cm}$$

$$A = 35.00 \text{ cm}$$

$L = 150.00 \text{ cm}$

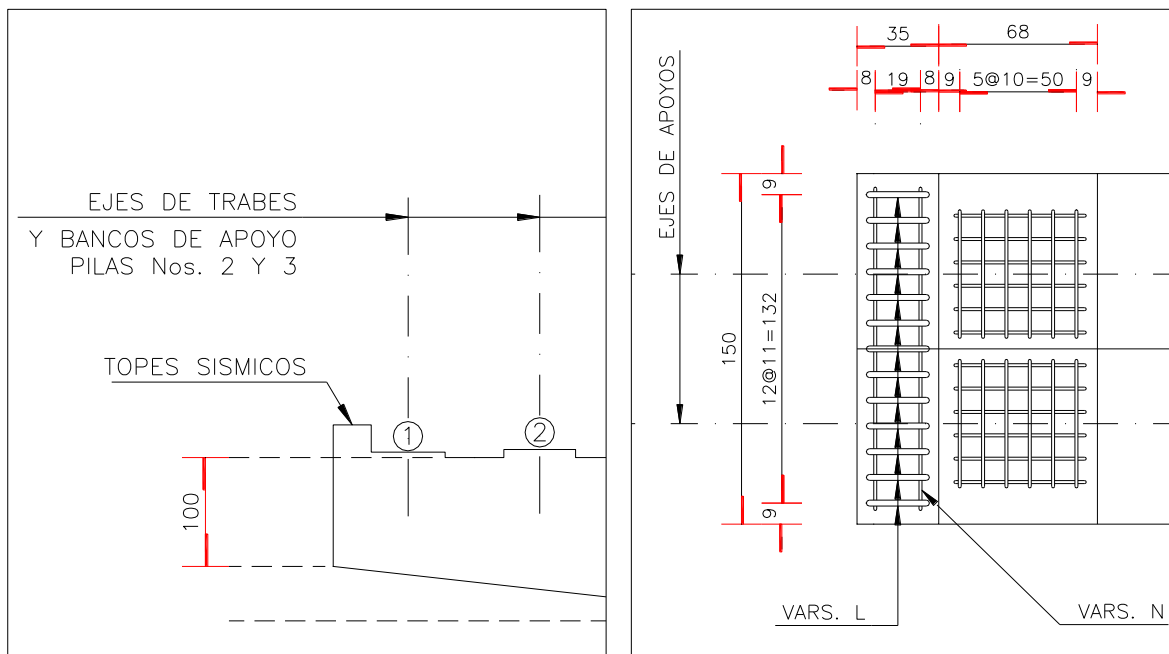
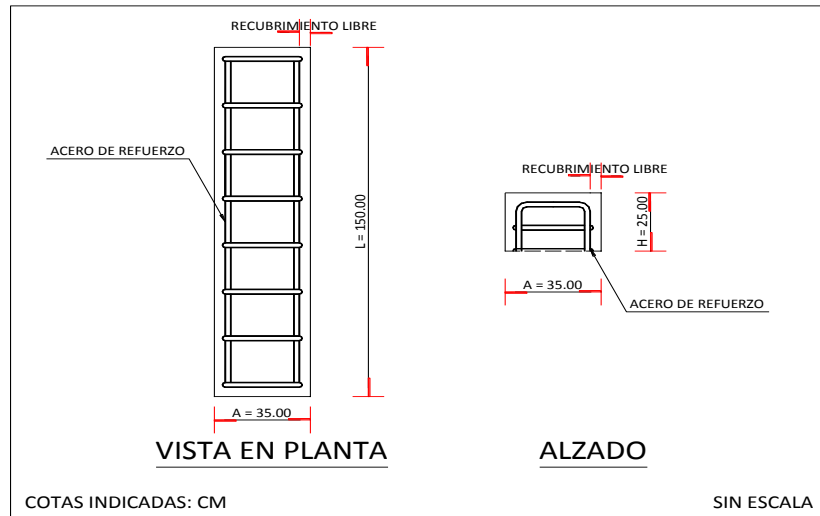


Figura 5.3 Alzado y vista en planta de tope sísmico del puente “Las Adjuntas” (SIPUMEX)

➤ Datos de diseño

$W_{SUP} = 563,035.74 \text{ kg}$

$f'c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$

$r = 5.00$ cm (Recubrimiento libre)

$F_R = 0.80$ (Cortante) y $F_R = 0.90$ (Flexión)

$$V_u = \frac{S_a}{g} \cdot W_{SUP}$$

$T = 0.425$ s $\rightarrow S_a/g = 0.50$

Finalmente, el valor del cortante máximo, V_u , es igual a:

$$V_u = (0.50) \cdot (563,035.74) = 281,518.87 \text{ kg}$$

Suponiendo que el cortante máximo se concentra a una distancia igual a $\frac{3}{4}H$, donde H es la altura del tope sísmico, se tiene lo siguiente:

$$a = 0.75H = 18.75 \text{ cm}$$

$$a/A = 0.54 \leq 1.00; \text{ **CUMPLE**}$$

➤ Revisión por cortante

El valor de “ μ ” que se utilizó es 1.00, el cual corresponde a concreto colado contra concreto endurecido.

$$d = A - r = 35.00 - 5.00 = 30.00 \text{ cm}$$

$$\text{Área} = (30.00) (150.00) = 4,500.00 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a las expresiones para calcular la resistencia al cortante, V_R , podemos despejar el valor de A_{vf} , debido a que conocemos el valor de V_u . El valor de $N_u = 0$.

$$A_{vf} = \frac{V_u}{F_R \mu f_y} = \frac{(281,518.87)}{(0.80)(1.00)(4,000)} = 87.974 \text{ cm}^2$$

$$A_{vf} = \frac{V_u - F_R 14A}{F_R 0.8 f_y} = \frac{(281,518.87) - (0.80)14(4,500.00)}{(0.80)0.80(4,000)} = 90.28 \text{ cm}^2$$

$$V_R = 0.25 F_R f_c^* A = 0.25(0.80)(200)(4,500.00) = 180,000.00 \text{ kg}$$

$$V_R < V_u; \text{ **NO SE ACEPTA**}$$

Con base a los resultados obtenidos, se encontró que las dimensiones actuales del tope sísmico están ligeramente escasas en resistencia; además, como la resistencia por cortante no fue aceptable, por ende, no se procedió a revisar su resistencia a la flexión.

En general, se puede definir que es insuficiente la sección constructiva del tope ante la magnitud de la fuerza sísmica.

No se registraron daños en la estructura del puente debido a que el puente se construyó después de los eventos sísmicos analizados.

5.2.3. Tope Sísmico del Puente “Nexpa”

En la figura 5.4 se muestran las dimensiones y el armado del tope sísmico de una pila del Puente Las Adjuntas.

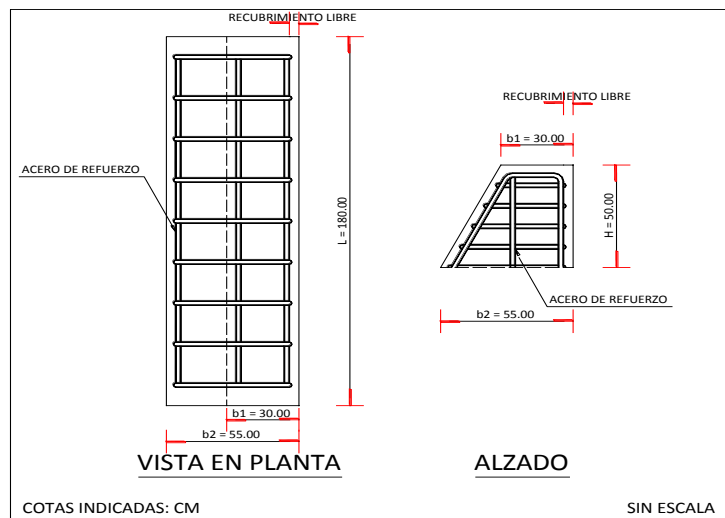
➤ Dimensiones

$H = 50.00$ cm

$A1 = 30.00$ cm

$A2 = 55.00$ cm

$L = 180.00$ cm



➤ Datos de diseño

$W_{SUP} = 341,275.20$ kg

$f'_c = 250.00$ kg/cm²

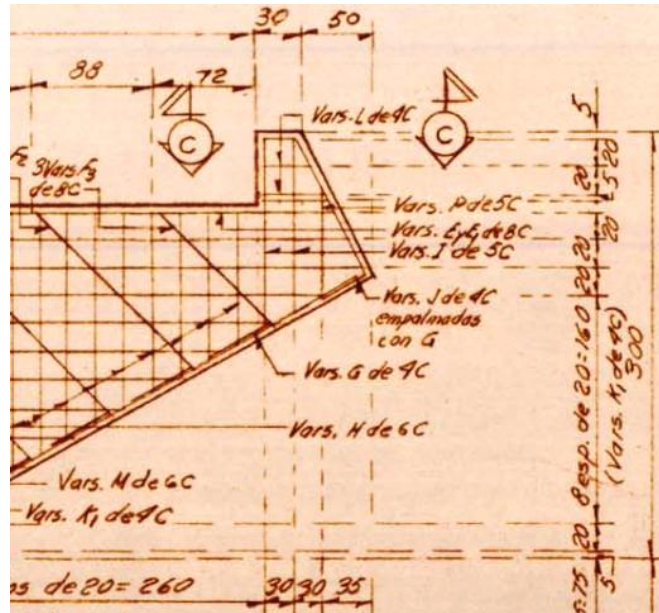
$f_y = 4,000$ kg/cm²

$r = 5.00$ cm (Recubrimiento libre)

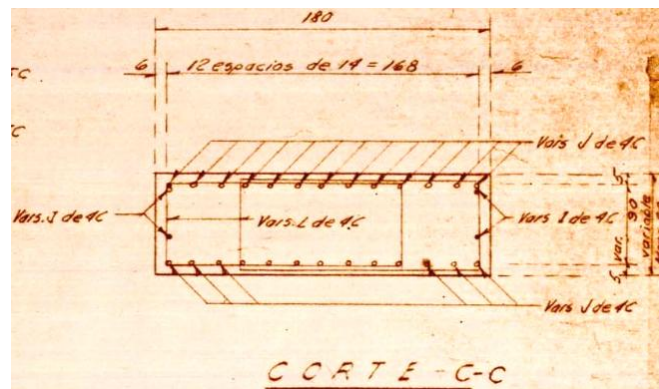
$F_R = 0.80$ (Cortante) y $F_R = 0.90$ (Flexión)

$$V_u = \frac{S_a}{g} \cdot W_{SUP}$$

$T = 1.166$ s $\rightarrow S_a/g = 0.27$



a) Alzado frontal



a) Dimensiones y armado del tope sísmico

Figura 5.4 Tope sísmico del Puente “Nexpa” (SIPUMEX)

Finalmente, el valor del cortante máximo, V_u , es igual a:

$$V_u = (0.27) \cdot (341,275.20) = 92,144.30 \text{ kg}$$

Suponiendo que el cortante máximo se concentra a una distancia igual a $\frac{3}{4}H$, donde H es la altura del tope sísmico, se tiene lo siguiente:

$$a = 0.75H = 37.50 \text{ cm}$$

$$a/A_2 = 0.68 \leq 1.00; \text{ **CUMPLE** }$$

➤ Revisión por cortante

El valor de “μ” que se utilizó es 1.00, el cual corresponde a concreto colado contra concreto endurecido.

$$d = A2 - r = 55.00 - 5.00 = 50.00 \text{ cm}$$

$$\text{Área} = (50.00) (180.00) = 9,000.00 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a las expresiones para calcular la resistencia al cortante, V_R , podemos despejar el valor de A_{vf} , debido a que conocemos el valor de V_u . El valor de $N_u = 0$.

$$A_{vf} = \frac{V_u}{F_R \mu f_y} = \frac{(92,144.30)}{(0.80)(1.00)(4,000)} = 28.795 \text{ cm}^2$$

$$A_{vf} = \frac{V_u - F_R 14A}{F_R 0.8 f_y} = \frac{(92,144.30) - (0.80)14(9,000.00)}{(0.80)0.80(4,000)} = -3.381 \text{ cm}^2$$

En la segunda expresión resulta un número negativo, por lo que solo se considera la primera ecuación.

$$V_R = 0.25 F_R f_c^* A = 0.25(0.80)(200)(9,000) = 360,000.00 \text{ kg} > V_u; \text{ **SE ACEPTA**}$$

➤ Revisión por flexión

$$A_f = \frac{M_R}{F_R f_y z}$$

$$M_R = (V_u) (a) = (92,144.30) (37.50) = 3'455,411.25 \text{ kg.cm}$$

$a/A2 = 0.68$; utilizaremos la siguiente ecuación para determinar “z”,

$$z = \left[0.4 + 0.4 \left(\frac{37.50}{55.00} \right) \right] (55) = 37.00 \text{ cm}$$

$$A_f = \frac{(3'455,411.25)}{(0.90)(4,000.00)(37.00)} = 25.942 \text{ cm}^2$$

Finalmente, se revisa si la cuantía de refuerzo requerida no excede el valor de 0.008.

$$\frac{(25.942)}{(50.00)(180.00)} = 0.00288 > 0.008; \text{ **SE ACEPTA**}$$

Con base a lo anterior, resultó que la sección constructiva del tope sísmico es adecuada por cortante y por flexión. Sin embargo, en el sismo de Manzanillo (1995) los topes sísmicos presentaron una línea de falla en la unión de la pila con el tope, como se puede apreciar en la figura 5.5.

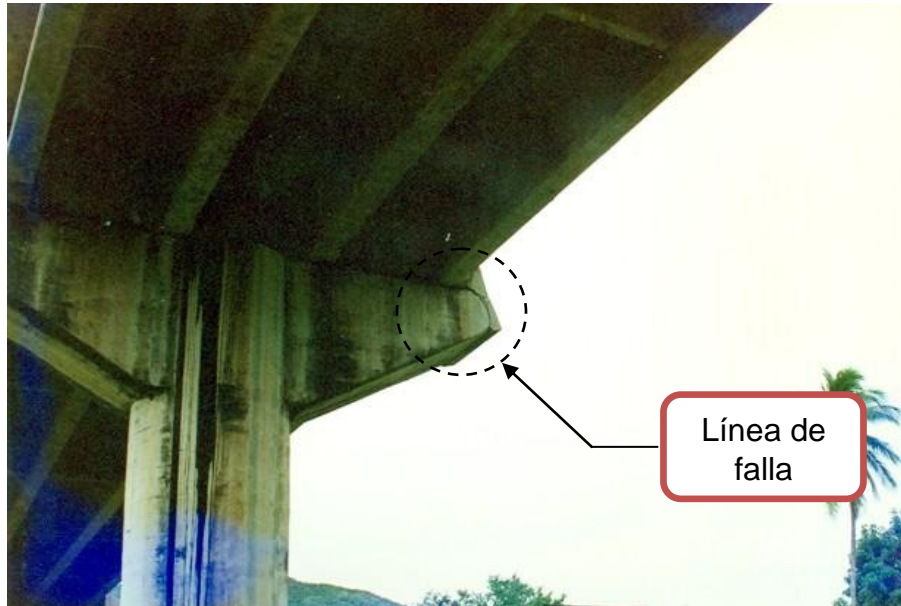


Figura 5.5 Falla del Tope sísmico del Puente Nexpa (SIPUMEX)

En la siguiente tabla se da un resumen de los resultados obtenidos de la revisión de los topes, asumiendo su comportamiento como ménsulas.

Tabla 5.1 Revisión de los topes sísmicos de los puentes analizados

Puente	Revisión como ménsula		Tipo de falla observada
	Por Cortante	Por Flexión	
Coahuayana	NO SE ACEPTA	(1)	LINEA DE FALLA POR CORTANTE EN LA UNION PILA – TOPE
Las Adjuntas	NO SE ACEPTA	(1)	(2)
Nexpa	ACEPTABLE	NO SE ACEPTA	LINEA DE FALLA POR CORTANTE EN LA UNION PILA – TOPE

(1) Como la sección del elemento no fue satisfactoria por cortante, no se revisó por flexión.

(2) El puente se construyó después de los eventos sísmicos.

En este apartado se revisaron los topes sísmicos de los puentes donde se observaron daños importantes, en el que se asumió su comportamiento como ménsulas, según las especificaciones de diseño que enlistan las normas para proyectos de puentes y carreteras de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en donde se obtuvieron resultados no satisfactorios que ponen en duda el criterio de diseño utilizado. Por lo tanto, se concluye que el dimensionamiento como ménsulas no es válido para el diseño de topes sísmicos.

Además, hay que hacer mención que las estimaciones realizadas en la resistencia de los topes sísmicos demuestran que dichos elementos son altamente vulnerables ante acciones sísmicas, debido a que en ellos se concentra el peso tributario de la superestructura de un puente.

Finalmente, se realizará la construcción de funciones de vulnerabilidad de los topes sísmicos analizados, tomando como referencia los parámetros utilizados para analizar los elementos de la subestructura y las aceleraciones registradas por los movimientos sísmicos.

5.3. Propuestas de Funciones de Vulnerabilidad

La propuesta se basa en conceptos básicos de la mecánica de materiales, a efecto de, de conocer el cortante que inicia el agrietamiento de la ménsula, y de la observación de los daños producidos por el sismo en las ménsulas, al considerar que se puede correlacionar la intensidad sísmica medida con la fuerza cortante que produjo la falla de la ménsula.

Para la construcción de las funciones de vulnerabilidad de los topes sísmicos, se basará en la hipótesis de homogeneidad de una viga, debido a que el elemento está sujeto a esfuerzos de flexión y cortante en un plano. Dicha hipótesis establece que al permanecer planas las secciones, las deformaciones sean directamente proporcionales a la distancia a la línea neutra, y lo mismo ocurre con los esfuerzos.

➤ Metodología

A continuación se enlistan los pasos a seguir para la determinación de las funciones de vulnerabilidad sísmica de los topes.

El primer paso será definir las dimensiones geométricas de los topes sísmicos así como sus propiedades mecánicas, tales como la resistencia a la compresión y a la tensión del concreto. Con las dimensiones geométricas, se determinará la relación de la altura con la dimensión menor del tope (H/A_0) con el objetivo de revisar su relación de esbeltez.

Los datos anteriores se pueden obtener de los planos originales de construcción, o en su caso, se pueden tomar de los descritos en los reglamentos de construcciones y sus normas complementarias vigentes.

Como segundo paso, se procederá a determinar el diagrama de esfuerzos de la sección, indicando la posición del eje neutro que defina los esfuerzos de compresión y tensión; con el objetivo de obtener el momento de la sección a la altura del eje neutro, el cual definirá el valor máximo de la fuerza cortante que resiste el tope sísmico antes de que se presenten grietas o fisuras.

El tercer paso será definir la función de vulnerabilidad sísmica de cada tope sísmico, con base en los parámetros utilizados en la metodología para construcción de funciones de vulnerabilidad anteriormente descrita, tales como el periodo de vibración, el peso tributario de la cubierta y la aceleración demandada durante el evento sísmico analizado. En primer término, se calculará el nivel de aceleración donde se inicia el daño en el tope donde se inicia el daño en el tope, considerando la fuerza cortante resistente de la sección y el peso tributario de la cubierta del puente. Y como segundo término, con el periodo de vibración de la estructura y el espectro de respuesta del sismo analizado, se determinará el valor de aceleración correspondiente al periodo de vibración donde ocurre, analíticamente, la falla parcial o total del tope sísmico.

Finalmente, se realizará una tabla comparativa de los resultados obtenidos del análisis de cada tope sísmico y se emitirán las observaciones y conclusiones derivadas.

5.3.1. Tope Sísmico del Puente “Coahuayana”

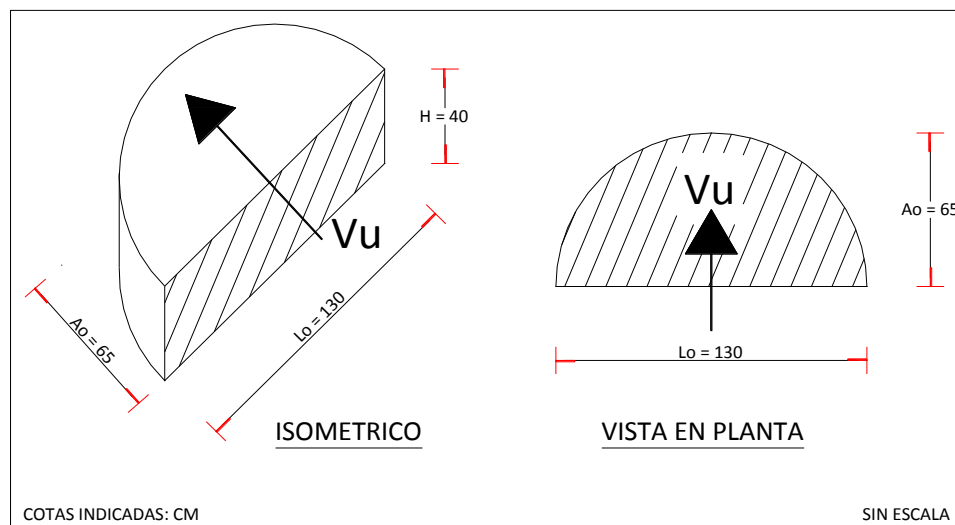


Figura 5.6 Dimensiones del tope sísmico del Puente Coahuayana

a) Datos de Diseño:

$$H = 40 \text{ cm}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$H/A_0 = 40/65 = 0.62$$

b) Resistencia a la tensión:

Para estimar la resistencia del concreto a la tensión, las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones de .D.F, mencionan que para Concretos Clase 1 se utilice la siguiente expresión:

$$f_t = 1.50\sqrt{f'_c}$$

$$f_t = 1.50\sqrt{250} = 23.717 \text{ kg/cm}^2$$

c) Determinación del momento de agrietamiento, M_{cr} :

En base al diagrama de esfuerzos del segmento circular, se calculará el momento de agrietamiento del concreto.

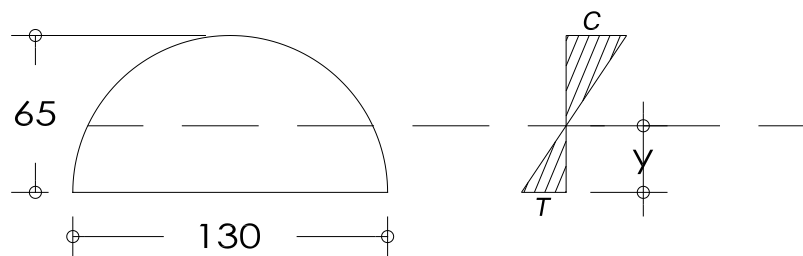


Figura 5.7 Diagrama de esfuerzos del segmento circular

$$f_t = \frac{M_{cr} \cdot y}{I}$$

donde:

f_t = esfuerzo admisible del concreto a la tensión (kg/cm²)

M_{cr} = momento de agrietamiento del concreto (kg.cm)

y = distancia del plano hacia el centroide de la sección (cm)

I = momento de inercia de la sección (cm⁴)

$y = 0.4244 r$ (Semicírculo), Donde $r =$ radio de la sección

$$y = 0.4244 (65) = 27.586 \text{ cm}$$

$$I = \frac{\pi \cdot r^4}{8} (\text{Semicírculo}) = \frac{\pi \cdot (65)^4}{8} = 7'009,924.05 \text{ cm}^4$$

Haciendo la sustitución de los valores y el despeje de M_{cr} , se tiene que:

$$M_{cr} = \frac{f_t \cdot I}{y} = \frac{(23.717) \cdot (7,009,924.05)}{(27.586)} = \mathbf{6'026,787.02 \text{ kg.cm}}$$

d) Cálculo de la resistencia a cortante de la sección:

$$M_{cr} = V_{cr} \cdot H$$

Donde $H =$ altura del tope sísmico = 40 cm

Se despeja el valor de V_{cr} , y se tiene lo siguiente:

$$V_{cr} = \frac{M_{cr}}{H} = \frac{(6'026,787.02)}{(40)} = \mathbf{150,669.68 \text{ kg}}$$

e) Determinación de la función de vulnerabilidad:

Para construir la función de vulnerabilidad del tope sísmico, se tiene que conocer los siguientes valores: la resistencia a cortante de la sección al momento del agrietamiento V_{cr} , el peso tributario de la superestructura del puente W_{SUP} , el periodo natural de vibración de un apoyo T_{cr} y el espectro de respuesta del sismo en estudio.

Este último es primordial para la construcción de la función, ya que conocido el periodo de vibración de la estructura entramos al espectro y determinamos el valor de la fracción de la aceleración que le corresponde.

Por lo tanto, se tiene lo siguiente:

$$S_{ay} = \frac{V_{cr}}{W_{SUP}} \cdot g$$

$S_{ay} =$ aceleración donde inicia el daño en el tope (cm^2/s)

$V_{cr} =$ resistencia a cortante de la sección = 150,669.68 kg

$W_{SUP} =$ peso de la superestructura del puente = 322,282.50 kg

$g =$ aceleración de la gravedad = 981 cm^2/s

Sustituyendo los valores, se tiene lo siguiente:

$$S_{ay} = \frac{(150,669.68)}{(322,282.50)} \cdot g = \mathbf{0.467g = "Inicia daño en el tope"}$$

Teniendo como base el valor de la aceleración cuando inicia el daño, a continuación se determinará la aceleración cuando llega el colapso parcial o total del tope sísmico.

Tomando como base los registros acelerométricos del sismo de Tecomán (2003) que se obtuvieron de lugares cercanos al epicentro, los cuales fueron de la red acelerográfica del Complejo Termoeléctrico de Manzanillo. (Figura 4.9)

$T_{cr} = 0.108 \text{ s} \rightarrow S_{au}/g = \mathbf{0.80; "Falla del Tope"}$

$$S_{au} = \frac{V_u}{W_{SUP}} \cdot g$$

S_{au} = aceleración donde falla o colapsa el tope (cm^2/s)

Se despeja el valor del cortante máximo, V_u :

$$V_u = \frac{S_{au}}{g} \cdot W_{SUP} = (0.80) \cdot (322,282.50) = \mathbf{257,826.00 \text{ kg}}$$

Para construir la curva de vulnerabilidad del tope sísmico, se tomarán los mismos parámetros que se utilizaron para la construcción de las curvas de columnas. En la figura 5.8 se muestra la curva de vulnerabilidad del tope sísmico del Puente Coahuayana.

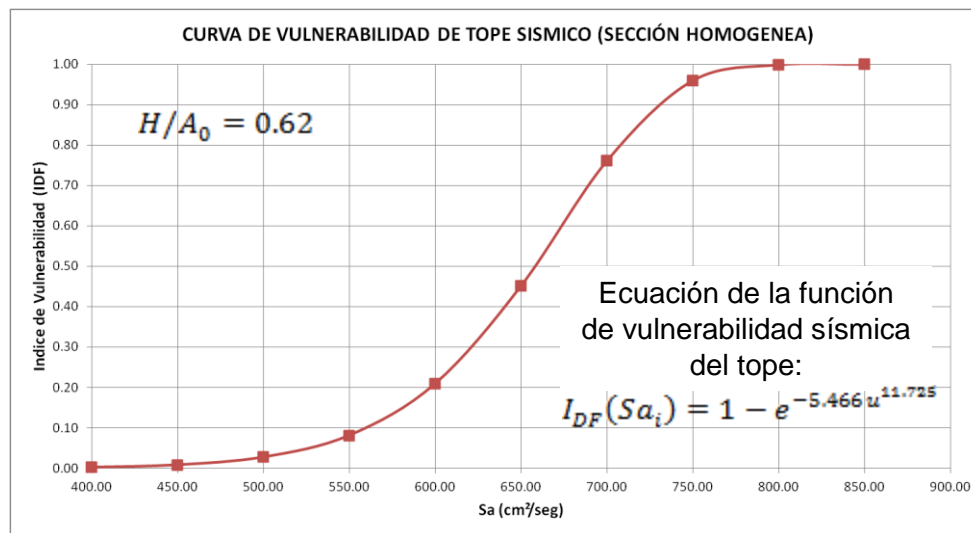


Figura 5.8 Curva de Vulnerabilidad del Tope Sísmico del Puente Coahuayana

5.3.2. Tope Sísmico del Puente “Las Adjuntas”

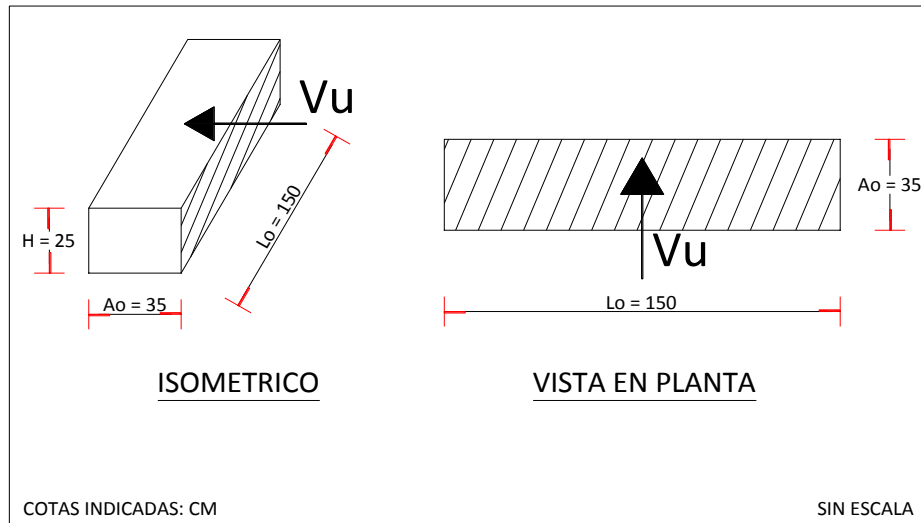


Figura 5.9 Dimensiones del tope sísmico del Puente Las Adjuntas

a) Datos de Diseño:

$$H = 25 \text{ cm}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$H/A_0 = 25/35 = 0.71$$

b) Resistencia a la tensión:

$$f_t = 1.50\sqrt{250} = 23.717 \text{ kg/cm}^2$$

c) Determinación del momento de agrietamiento, M_{cr} :

En base al diagrama de esfuerzos del bloque rectangular, se calculará el momento de agrietamiento del concreto.

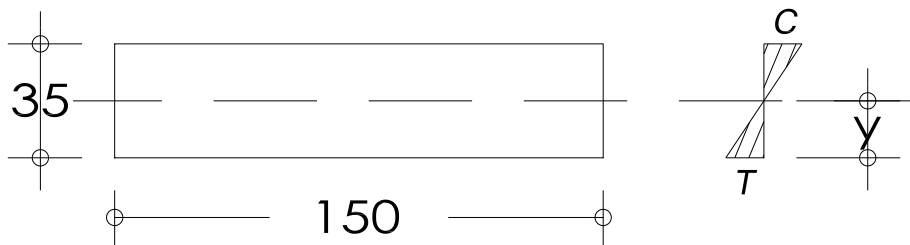


Figura 5.10 Diagrama de esfuerzos del bloque rectangular

$$f_t = \frac{M_{cr} \cdot y}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} (\text{Rectangulo}) = \frac{(150) \cdot (35)^3}{12} = 535,937.50 \text{ cm}^4$$

Haciendo la sustitución de los valores y el despeje de M_{cr} , se tiene que:

$$M_{cr} = \frac{f_t \cdot I}{y} = \frac{(23.717) \cdot (535,937.50)}{(17.50)} = 726,335.65 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

d) Cálculo de la resistencia a cortante de la sección:

$$M_{cr} = V_{cr} \cdot H$$

Donde H = altura del tope sísmico = 25 cm

Se despeja el valor de V_{cr} , y se tiene lo siguiente:

$$V_{cr} = \frac{M_{cr}}{H} = \frac{(726,335.65)}{(25)} = 29,053.43 \text{ kg}$$

e) Determinación de la función de vulnerabilidad:

$$S_{ay} = \frac{V_{cr}}{W_{SUP}} \cdot g$$

$$V_{cr} = 29,053.43 \text{ kg}$$

$$W_{SUP} = 563,035.74 \text{ kg}$$

$$g = 981 \text{ cm}^2/\text{s}$$

Sustituyendo los valores, se tiene lo siguiente:

$$S_{ay} = \frac{(29,053.43)}{(563,035.74)} \cdot g = 0.051g = \text{"Inicia daño en el tope"}$$

$$T_{cr} = 0.425 \text{ s} \rightarrow S_{au}/g = 0.50; \text{"Falla del Tope"}$$

$$S_{au} = \frac{V_u}{W_{SUP}} \cdot g$$

Se despeja el valor del cortante máximo, V_u :

$$V_u = \frac{S_{au}}{g} \cdot W_{SUP} = (0.50) \cdot (563,035.74) = 281,517.87 \text{ kg}$$

En la figura 5.11 se muestra la curva de vulnerabilidad del tope sísmico del Puente Las Adjuntas.

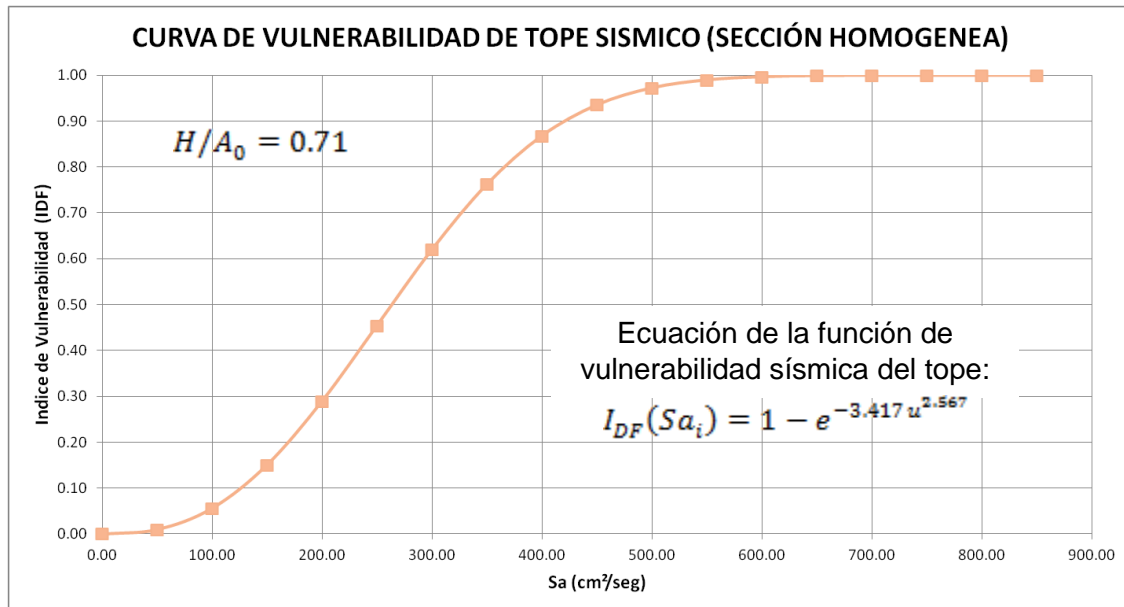


Figura 5.11 Curva de Vulnerabilidad del Tope Sísmico del Puente Las Adjuntas

5.3.3. Tope Sísmico del Puente “Nexpa”

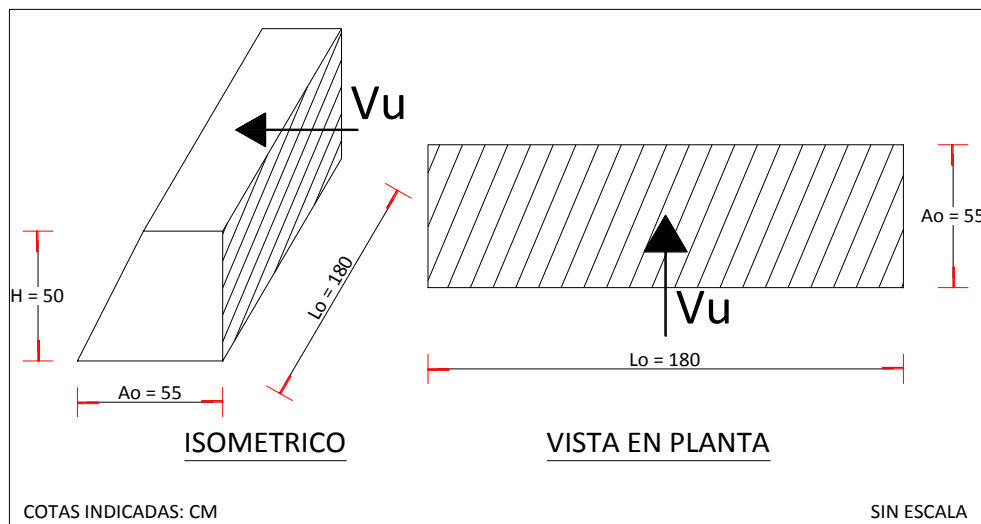


Figura 5.12 Dimensiones del tope sísmico del Puente Nexpa

a) Datos de Diseño:

$$H = 50 \text{ cm}$$

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$H/A_0 = 50/55 = 0.91$$

b) Resistencia a la tensión:

$$f_t = 1.50\sqrt{250} = 23.717 \text{ kg/cm}^2$$

c) Determinación del momento de agrietamiento, M_{cr} :

En base al diagrama de esfuerzos del bloque rectangular, se calculará el momento de agrietamiento del concreto.

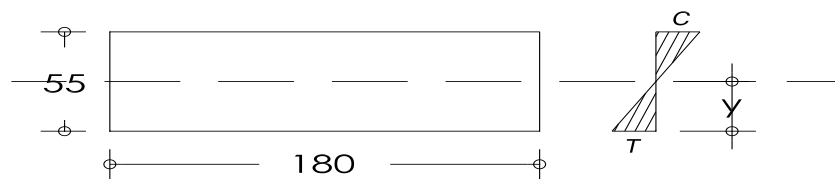


Figura 5.13 Diagrama de esfuerzos del bloque rectangular

$$f_t = \frac{M_{cr} \cdot y}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} (\text{Rectangulo}) = \frac{(180) \cdot (55)^3}{12} = 2'495,625.00 \text{ cm}^4$$

Haciendo la sustitución de los valores y el despeje de M_{cr} , se tiene que:

$$M_{cr} = \frac{f_t \cdot I}{y} = \frac{(23.717) \cdot (2'495,625)}{(27.50)} = 2'152,325.23 \text{ kg.cm}$$

d) Cálculo de la resistencia a cortante de la sección:

$$M_{cr} = V_{cr} \cdot H$$

Donde H = altura del tope sísmico = 50 cm

Se despeja el valor de V_{cr} , y se tiene lo siguiente:

$$V_{cr} = \frac{M_{cr}}{H} = \frac{(2'152,325.23)}{(50)} = 43,046.50 \text{ kg}$$

e) Determinación de la función de vulnerabilidad:

$$S_{ay} = \frac{V_{cr}}{W_{SUP}} \cdot g$$

$$V_{cr} = 43,046.50 \text{ kg}$$

$$W_{SUP} = 341,275.20 \text{ kg}$$

$$g = 981 \text{ cm}^2/\text{s}$$

Sustituyendo los valores, se tiene lo siguiente:

$$S_{ay} = \frac{(43,046.50)}{(341,275.20)} \cdot g = 0.126g = \text{"Inicia daño en el tope"}$$

$$T_{cr} = 1.166 \text{ s} \rightarrow S_{au}/g = 0.27; \text{"Falla del Tope"}$$

$$S_{au} = \frac{V_u}{W_{SUP}} \cdot g$$

Se despeja el valor del cortante máximo, V_u :

$$V_u = \frac{S_{au}}{g} \cdot W_{SUP} = (0.27) \cdot (341,275.20) = 92,144.30 \text{ kg}$$

En la figura 5.14 se muestra la curva de vulnerabilidad del tope sísmico del Puente Nexpa.

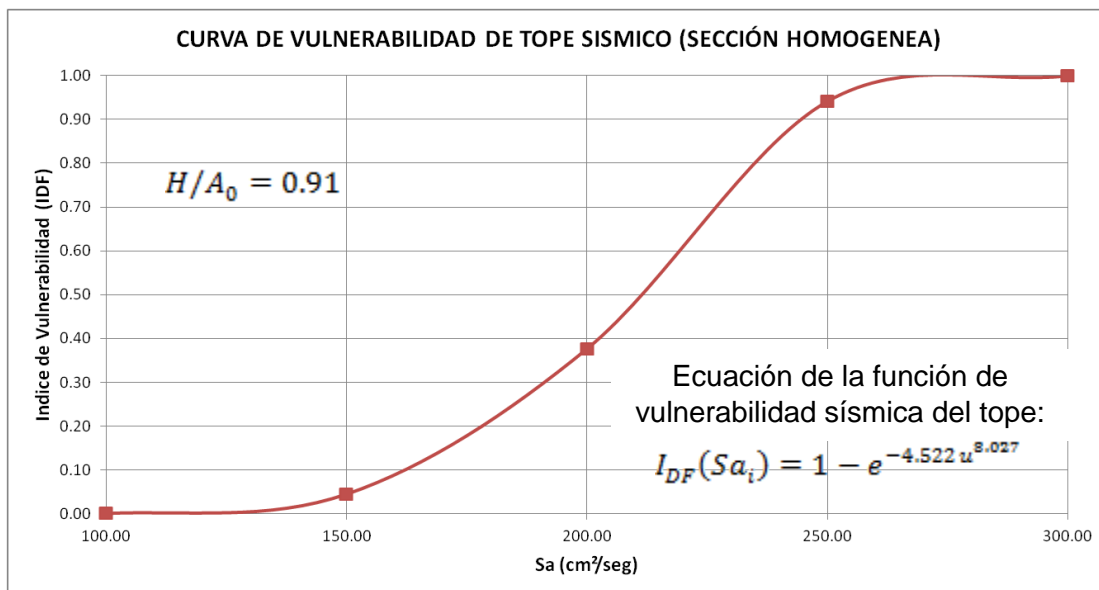


Figura 5.14 Curva de Vulnerabilidad del Tope Sísmico del Puente Nexpa

Con base a los resultados obtenidos, en la figura 5.15 se grafican las tres curvas de vulnerabilidad sísmica de los topes analizados.

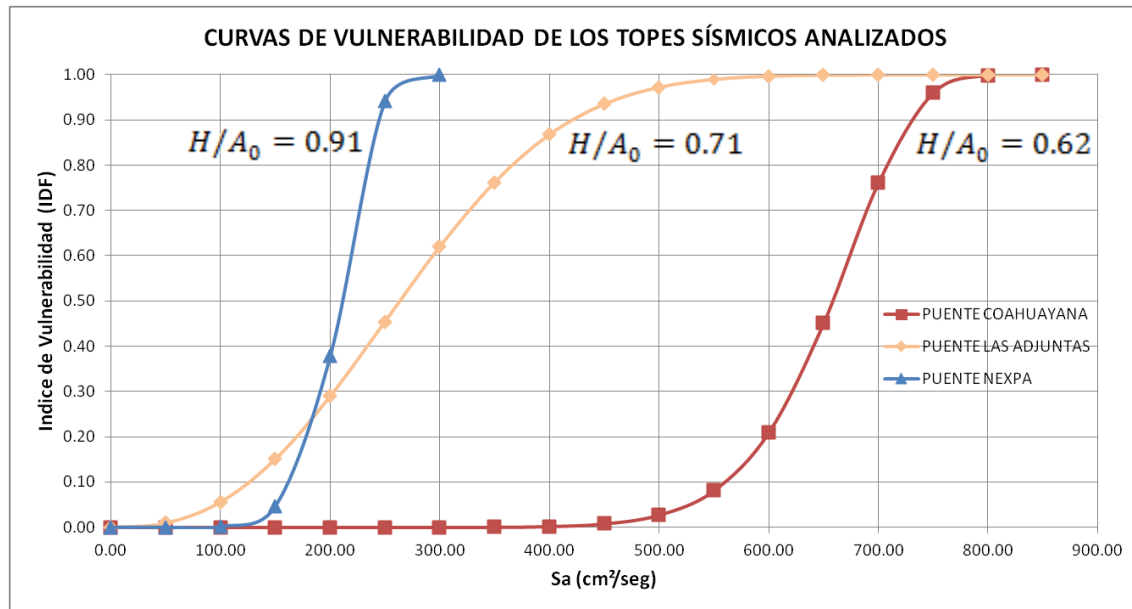


Figura 5.15 Curvas de Vulnerabilidad de los Topes Sísmicos analizados

Como se puede apreciar en la figura 5.15, cada uno de los topes sísmicos analizados desarrolla una curva de vulnerabilidad sísmica distinta y donde se puede estimar el índice de daño físico en cada elemento ante cualquier valor de aceleración esperada. Además, se indica la relación de esbeltez (H/A_0) de cada uno de los topes sísmicos analizados para su comprensión.

En la tabla 5.2 se da un resumen de los resultados obtenidos de las funciones de vulnerabilidad de los topes sísmicos analizados, asumiendo el comportamiento como sección homogénea.

Tabla 5.2 Parámetros de las funciones de vulnerabilidad de los topes sísmicos analizados

Puente	Geometría del Tope	a	m	H/A_0	Say/g "Inicio de daño"	Sau/g "Falla parcial o total"
Coahuayana	Circular	-5.466	11.725	0.62	0.467	0.80
Las Adjuntas	Rectangular	-3.417	2.567	0.71	0.051	0.50
Nexpa	Rectangular	-4.522	8.027	0.91	0.126	0.27

Con base a los resultados, se pueden analizar los parámetros que definen las curvas de vulnerabilidad de cada uno de los topes sísmicos, donde se observa que el tope del puente Coahuayana resultó ser el más resistente de los demás, sin embargo, hay que mencionar que tiene una sección semicircular y de mayores dimensiones. En caso contrario, los topes de los puentes Las Adjuntas y Nexpa resultaron ser muy vulnerables ante tales acciones, sobresaliendo el hecho de que ante una fracción de aceleración $\leq 0.50g$ se llega al colapso parcial o total del tope sísmico.

Por otro lado, el parámetro de relación de esbeltez (H/A_0) de los topes, indica de una mejor manera el índice de vulnerabilidad de cada uno de los topes sísmicos analizados; debido a que los elementos que tengan una relación $H/A_0 > 1$, es decir, que la altura del tope sísmico sea igual que su ancho, este tenderá a ser más vulnerable que los demás.

Además, hay que mencionar que el comportamiento observado en cada curva de vulnerabilidad es sustentable con el recuento de daños observados en los últimos eventos sísmicos, esto debido a que la máxima aceleración registrada en el sismo de Tecomán fue de $1.50g$, aproximadamente, y de $1.75g$ en Manzanillo, respectivamente, en un periodo no mayor a 0.50 s (Figura 4.9).

Como conclusión, se puede definir que los topes sísmicos de los puentes analizados se encuentran escasos en resistencia y representan un nivel de inseguridad en el comportamiento estructural de un puente carretero ante un movimiento sísmico; por lo que se debe poner un mayor énfasis en la etapa de análisis y diseño estructural de dichos elementos, ante acciones laterales, principalmente.

5.4. Reducción de la Vulnerabilidad Sísmica de la Superestructura

Finalmente, se hará una breve mención de los métodos o dispositivos existentes que previenen daños en la superestructura de un puente carretero ante movimientos sísmicos, como alternativas para evitar el uso de topes sísmicos en la subestructura.

5.4.1. Aislamiento Sísmico

➤ Concepto

El concepto de la aislación sísmica para el diseño de estructuras no es reciente, debido a que su aplicación considera el desacoplamiento de la estructura en general o parte de ella, así disminuyendo los daños por las aceleraciones del suelo (Komodromos, 2000).

Uno de sus principales objetivos es el de cambiar la frecuencia fundamental de la estructura y que no esté dentro del rango de las frecuencias dominantes de una excitación sísmica. Este enfoque de diseño tiene como objetivo principal la aislación de la estructura del suelo de cimentación o de apoyo, principalmente en el sentido horizontal, en el orden de reducir la transmisión del movimiento de un sismo hacia la estructura.

➤ Aplicaciones

La aislación sísmica está basada, fundamentalmente, en la incorporación local de aisladores y la provisión de un espacio para los desplazamientos relativos de la superestructura a nivel de aislamiento. El sistema puede ser aplicado tanto para estructuras nuevas como existentes, especialmente en puentes, en los cuales comúnmente son colocados cojinetes expansivos (neoprenos) (Figura 5.16).

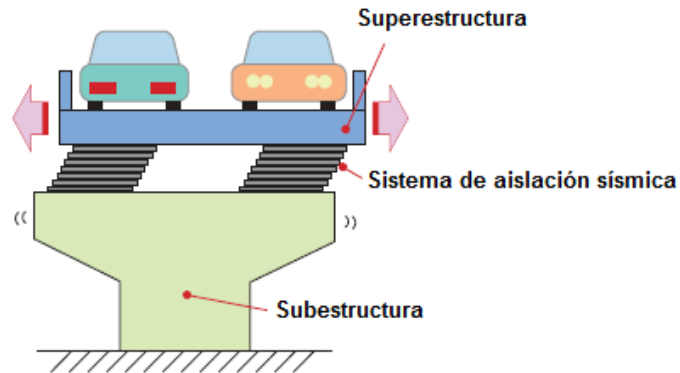


Figura 5.16 Esquema básico de la aislación sísmica (Yamazaki *et al.*, 2010)

En tales casos, los más adecuados son los dispositivos que cuentan con láminas de gomas entrelazadas con láminas de acero (lead rubber bearings) que proveen todas las características de la aislación sísmica en una unidad compacta (Figura 5.17).



Figura 5.17 Componentes básicos de un aislador elastomérico

Teniendo las dimensiones adecuadas del dispositivo, se puede hacer la redistribución de las fuerzas laterales desde los elementos de apoyo con menor capacidad sísmica hasta las pilas y estribos más robustos.

➤ Ventajas

La principal característica de la aislación es la de aumentar la flexibilidad a una estructura en particular, y así evitar el efecto de resonancia y disminuir las aceleraciones de la estructura a diferentes niveles.

Haciendo una comparación en el comportamiento ante una excitación sísmica en una estructura flexible con una rígida, observamos que en la primera tiene pequeñas aceleraciones y desplazamientos relativamente grandes, mientras que la segunda tiene desplazamientos pequeños pero las aceleraciones de la estructura son iguales a las del suelo. Con la reducción de los desplazamientos se pueden minimizar o, incluso eliminar los daños estructuras o no estructurales.

Otra de las ventajas, es que se puede reducir los efectos de torsión debido a las excentricidades de la superestructura, haciendo que el centro de rigidez del sistema aislado coincida con el centro de masa de la superestructura.

En el diseño sismorresistente convencional, el mecanismo de disipación de energía está basado en deformaciones plásticas de los diferentes elementos estructurales.

En cambio, en el caso del sistema de aislación dicho mecanismo se concentra a un solo nivel de aislamiento y el diseño se vuelve un poco más sencillo, particularmente para soportar varios ciclos inelásticos bajo cargas inversas.

5.4.2. Disipación de Energía

➤ Concepto

Los sistemas de disipación de energía sísmica, son sistemas presentes entre la subestructura y la superestructura de edificios y puentes, que permiten mejorar la respuesta sísmica de ellos, aumentando los periodos y proporcionando un amortiguamiento y absorción de energía adicional, reduciendo sus deformaciones según sea el caso.

➤ Descripción

La disipación sísmica es una de las partes esenciales en la protección sísmica, los disipadores tienen como función, como su nombre lo expresa, disipar las acumulaciones de energía asegurándose que otros elementos de las estructuras no sean sobre exigidos, lo que podría provocar daños severos a la estructura. Las complejas respuestas dinámicas de las estructuras requieren de dispositivos adicionales para controlar los desplazamientos horizontales.

Dichos elementos actúan disipando grandes cantidades de energía, asegurando que otros elementos estructurales no sufran demandas excesivas que signifiquen daños. Pero la mejor forma de asegurar la estructura durante un sismo es combinar ambos sistemas de protección sísmica (aislación y disipación), lo que le proporcionaría una mayor capacidad de amortiguación y una mejor respuesta durante un evento sísmico (Figura 5.18).

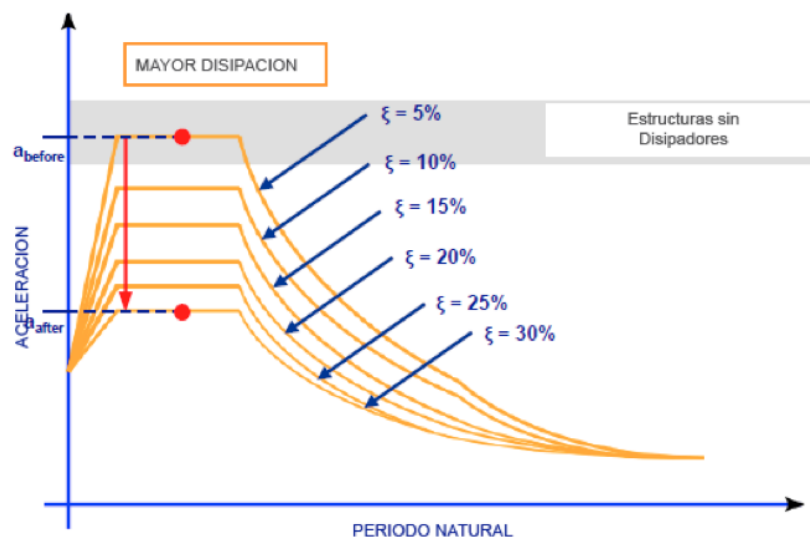


Figura 5.18 Espectro general de diseño. Efecto de disipación de energía

➤ Tipos

A continuación se presentan los dispositivos de disipación de energía sísmica más empleados en la práctica profesional.

Amortiguador de fluido viscoso. Los amortiguadores de fluido viscoso, también denominados como amortiguadores hidráulicos, consisten en el movimiento de un pistón en el interior del cilindro amortiguador, el cual está lleno de un compuesto de silicón o aceite. En la figura 5.19 se muestra el esquema básico de un amortiguador Taylor de fluido viscoso (Zhan, 1999).

El mecanismo de este dispositivo consiste en el movimiento del pistón en el interior del amortiguador, el cual desplaza el fluido lo que genera una fuerza resistente y que es proporcional al exponente de la velocidad del pistón.

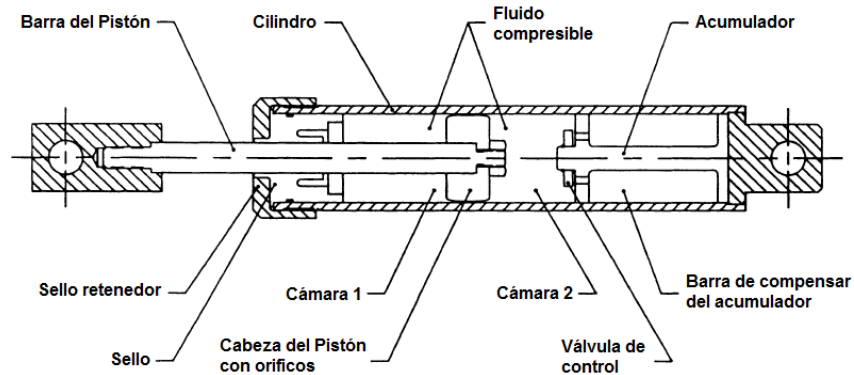


Figura 5.19 Esquema básico del amortiguador Taylor de fluido viscoso

Amortiguador visco-elástico. El típico amortiguador visco-elástico (Figura 5.20), consiste en un conjunto de capas de material visco-elástico unido con placas metálicas. Generalmente, se le denomina material visco-elástico a la combinación de polímeros de caucho con características de sólidos elásticos y líquidos viscosos cuando experimentan deformaciones.

El mecanismo de este dispositivo consiste cuando la placa central es desplazada, relativamente a las placas laterales, por una fuerza externa, el material visco-elástico es sometido a deformaciones por cortante.

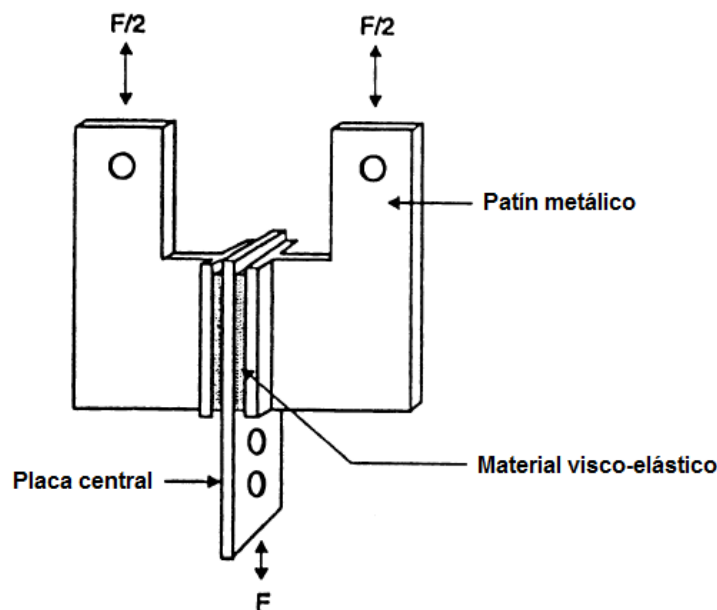


Figura 5.20 Esquema básico de un amortiguador visco-elástico

Existen otros tipos de amortiguadores que no han sido implementados, debido a que son relativamente nuevos y se encuentran en una etapa de experimentación, tales como son, los amortiguadores de fluencia metálica, los amortiguadores por fricción y los amortiguadores de masa sintonizada.

6. CONCLUSIONES

El objetivo principal de la realización de este trabajo, consistió en proponer funciones de vulnerabilidad sísmica de la superestructura de puentes carreteros, debido a que en los últimos eventos sísmicos se observó un deficiente comportamiento estructural ante tales acciones. A continuación se emiten las conclusiones obtenidas de la elaboración del trabajo.

Con base a la recopilación de información, una gran parte de los puentes carreteros construidos en México son a base de una superestructura de concreto presforzado o reforzado, apoyada sobre estribos o pilas de concreto reforzado con elementos de restricción lateral mejor conocidos como topes laterales o sísmicos, los cuales tienen la función de evitar el desplazamiento transversal de la superestructura durante un sismo.

Primeramente se seleccionaron los puentes carreteros en los cuales se observaron daños durante los últimos sismos importantes tales como el de Manzanillo (1995) y Tecomán (2003), y posteriormente se realizó una evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la subestructura mediante una metodología que nos indica el índice de daño esperado ante una aceleración del suelo (Rivera, 2007), que nos resultó que las secciones y dimensiones estructurales son adecuadas ante tales acciones.

En segundo término, se realizó una evaluación de la resistencia de los topes sísmicos asumiendo su comportamiento como una ménsula, y que resultó que de los tres puentes analizados (Coahuayana, Las Adjuntas y Nexpa), los dos primeros sus dimensiones se encuentran escasas en el orden de un 12% hasta un 40%, de acuerdo con los parámetros de diseño de los reglamentos de construcción actuales. Sin embargo, se observaron daños moderados en los topes sísmicos de los tres puentes mencionados, por lo que se definió que el criterio de diseño como ménsula no es válido para el dimensionamiento de topes sísmicos.

Por lo que fue necesario hacer una evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los topes sísmicos, utilizando los parámetros utilizados en la metodología planteada anteriormente, y construir las funciones y curvas de vulnerabilidad sísmica de cada elemento analizado; asumiendo el comportamiento como una sección homogénea y así poder identificar donde inicia el agrietamiento y hasta que instancia se llega al colapso parcial o total del tope sísmico. De acuerdo a la evaluación y a las curvas de vulnerabilidad, se encontró que las dimensiones de los topes sísmicos son inadecuadas y muy susceptibles a tener un gran daño físico ante un bajo valor de aceleración.

Además, se determinaron dos parámetros importantes que definen la vulnerabilidad sísmica, el primero es la geometría del tope sísmico debido a que resulto que los topes con sección rectangular son más vulnerables que los de sección semicircular; y en segundo término es la relación de esbeltez (H/A_0) en el cual se indica que la altura del tope sísmico en relación con su ancho, tiende a ser más vulnerable cuando la relación es igual a 1. Por lo tanto, se puede concluir que los topes sísmicos son altamente vulnerables debido a que no garantizan la estabilidad estructural de la superestructura de un puente durante un sismo moderado.

Finalmente, con la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la superestructura, principalmente de los topes sísmicos, sobresale el hecho de que aún no existe un reglamento real que contenga las normas y parámetros necesarios para el dimensionamiento y diseño de dichos elementos, sino que se siguen haciendo asunciones de su comportamiento estructural, como ménsulas o vigas cortas, lo que resulta en un daño severo del elemento ante una fuerza sísmica de cualquier magnitud.

Uno de los objetivos principales de esta investigación fue la de identificar el estado actual de la superestructura de puentes carreteros construidos en zonas altamente sísmicas de la Republica Mexicana, los cuales contemplen topes sísmicos como elementos de restricción, y con esto hacer una evaluación de su vulnerabilidad ante una aceleración registrada durante un evento sísmico.

Además, se exponen brevemente algunas aplicaciones o dispositivos que permiten reducir la vulnerabilidad sísmica de la superestructura de un puente, tales como la aislación de base, disipación de energía, el cambio de apoyos simples a articulados, entre otros, y con esto tener más alternativas en el diseño sísmico del puente y poder sustituir el uso de topes sísmicos.

REFERENCIAS

- ❖ **AASHTO (1996)**, “Standard specifications for highways bridges”, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 16th Edition, 677 p.
- ❖ **Aguiar R. (2010)**, “Importancia de las vigas transversales en puentes, Análisis del puente Llacolen – Sismo de Chile”, Dr. Ing. Roberto Aguiar Falconí, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército.
- ❖ **Arroyo D. y Terán A. (2002)**, “Factores de reducción de fuerzas sísmicas para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía”, Revista de Ingeniería, No. 66.
- ❖ **Baños, H. (2005)**, “Proyecto, Construcción y Mantenimiento de Puentes Carreteros”, Tesis Profesional, CMIC, ITC.
- ❖ **Bazán, E., Meli, R. (2010)**, “Diseño Sísmico de Edificios”, Ed. Limusa, México, D.F.
- ❖ **Benz, H. M., Dart, R. L., Villaseñor, A., Hayes, G. P., Tarr, A. C., Furlong, K. P., Rhea, S. (2011)**, “Seismicity of the Earth 1900-2010 Mexico and Vicinity”, U. S. Geological Survey Open-File Report 2010-1083.
- ❖ **CENAPRED (2001)**, “Sismos”, Serie Fascículos 4a. edición. México: Secretaría de Gobernación.
- ❖ **CFE (1993)**, “Manual de Obras Civiles. Diseño por Sismo”, Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, 1993.
- ❖ **CFE (2008)**, “Manual de Obras Civiles. Diseño por Sismo”, Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, 2008.
- ❖ **Chen W. F. y Duan L. (1999)**, “Bridge Engineering Handbook”, CRC Press.

- ❖ **Díaz Barriga, J. C. (2011)**, “Revisión de Diferentes Métodos de Diseño Sísmico de Puentes de Concreto Reforzado basado en Desplazamiento”, Tesis de Maestría en Ingeniería Civil-Estructuras, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- ❖ **Durán L., y Durán A. (2010)**, “Puente Baluarte, Autopista Durango – Mazatlán”, Colegio de Ingenieros Civiles de León (CICL).
- ❖ **EERI, SMIS (2006)**, “El sismo de Tecomán. México, del 21 de Enero de 2003”. Informe de la SMIS y el EERI dentro de la serie “Aprendiendo de los sismos”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., Marzo 2006.
- ❖ **Esteva et al. (2002)**, “Reliability Functions for Earthquake Resistant Design”, Reliability Engineering and Seismic Safety, Vol. 73, 239-262.
- ❖ **Frías, R. (2010)**, “Sipumex para administrar la red federal carretera”, pp. 10-12, Revista Vías Terrestres No. 6, Julio-Agosto 2010.
- ❖ **Gómez, R. y Galindo, A. (1997)**, “Líneas vitales, en: El Macrosismo de Manzanillo del 9 de Octubre de 1995”, Universidad de Colima, pp. 159-171.
- ❖ **Guerrero y G., Vicente (1965)**, “Los Puentes de Concreto de México”, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, 1965, México, D.F.
- ❖ **Hernández, O. (2005)**, “Efectos de los sismos en puentes, aspectos básicos”, Tesis de licenciatura para obtener el título de Ingeniero Civil, FES-Acatlán, UNAM.
- ❖ **Kawashima et al. (2010)**, “Damage of Transportation Facility due to 2010 Chile Earthquake”, Japan Society of Civil Engineers.
- ❖ **Kawashima, K. (2011)**, “Seismic Damage in the Past Earthquakes”, Seismic Design of Urban Infrastructure Lecture Note, 2011.
- ❖ **Komodromos, P. (2000)**, “Seismic Isolation for Earthquake-Resistant Structures”, 2000. WIT Press.
- ❖ **Kostoglodov y Bandy (1995)**, “Seismotectonic constrains on the convergence rate between the Rivera and north American plates”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 98, No. SM7, Julio, 1972, pp. 667-692.

- ❖ **Kowalsky M. J., Prietsley M. J. N. y MacRae G. A. (1995)**, “Displacement-Based Design of RC Bridge Columns in Seismic Regions”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, 1623-1643.
- ❖ **Lasso H., Ricardo ()**, “La Construcción de Puentes en México”.
- ❖ **Lee, W. et al. (1999)**, “CWB free-field strong motion data from the 921 Chi-Chi Earthquake”, Vol. 1, digital acceleration files on CD-ROM.
- ❖ **Miranda, E. (1993)**, “Site-depend strength reductions factors”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 12.
- ❖ **Mitchell, D. et al. (1996)**, “Performance of bridges in the 1994 Northridge earthquake”, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, Vol. 33, No. 1, January 1996, pp. 39A-39A (1).
- ❖ **Montoya R., M. (1996)**, “La ingeniería civil mexicana: Un encuentro con la historia”, Colegio de Ingenieros Civiles de México, 1996, México, D.F.
- ❖ **NTC-CONCRETO (2004)**, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, 2004.
- ❖ **Orozco J. M. Y Hernández I. E. (2005)**, “Daños en puentes a cargo de la SCT, durante los sismos de Septiembre de 1985”, Coloquio conmemorativo: La Ingeniería Geotécnica a 20 años de El sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- ❖ **Ortiz L., F. Hernández (1988)**, “Puentes de México: Arte e Historia”, Grupo Tolteca, 1988, México.
- ❖ **Priestley, M. J. N., Seible, F., and Uang, C. M. (1994)**, “The Northridge earthquake of January 17, 1994 – damage of selected freeway bridges”, Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, Calif., Report No. SSRP-94/06.
- ❖ **Priestley y Calvi (1996)**, “Seismic Design and Retrofit of Bridges”, New York: John Wiley and Sons, Inc., USA.

- ❖ **Rivera, D. (2005)**, “Diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado en la ciudad de México”, Tesis de doctorado, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM.
- ❖ **Rivera, D. (2007)**, “Evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos”, Cuadernos de Investigación. Subdirección de Estructuras y Geotecnia. CENAPRED. Secretaría de Gobernación.
- ❖ **Román, U., Gómez, R., Escobar, J. A. (1999)**, “Revisión del diseño sísmico de topes laterales de puentes”, XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, Michoacán.
- ❖ **Sauter, F. (1984)**, “Consideraciones de diseño sísmico de puentes”, Memorias IV. Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica. Barquisimeto, Venezuela.
- ❖ **Sauter, F. (1992)**, “Displacement vs. resistance in seismic bridge design”, VII International Seminar on Earthquake Prognostics, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, September 1992.
- ❖ **Sauter, F. (1994)**, “Evaluación de daños en puentes y otras estructuras civiles causados por el terremoto de Limón”, Revista Geológica de América Central, Vol. Esp. Terremoto de Limón: 171-186, Abril de 1994, Costa Rica.
- ❖ **SCT (2001)**, “Norma N-LEG-2”, Carreteras, Normativa para la Infraestructura del Transporte. Instituto Mexicano del Transporte. Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- ❖ **Singh et al. (1985a)**, “The great Jalisco, Mexico earthquake of 1932: subduction of the Rivera Plate”, Bull. Seism. Soc. Am., 75, 1301_1313.
- ❖ **Singh et al. (1985b)**, “The Oaxaca, Mexico earthquake of 1931: lithospheric normal faulting in the subducted Cocos Plate”, Nature, 317, 56_58.
- ❖ **TECNOAV**, www.tecnoav.cl. Productos: Aisladores y Disipadores Sísmicos.
- ❖ **Trejo, C. (2005)**, “Cimentación de Puentes en Roca”, Tesis de licenciatura para obtener el título de Ingeniero Civil, FES-Acatlán, UNAM.

- ❖ **Wehbe, N., Saiidi, M., Sanders, D., Douglas, B. (1996)**, “Ductility of rectangular reinforced concrete bridge columns with moderate confinement”, Technical Report NCEER-96-003.
- ❖ **White (1991)**, “Tectonic implications of upper-crustal seismicity in Central America”, Neotectonics of north America, edited by D. B. Slemmons, E. R. Engdahl, M. D. Zoback, and D. D. Blackwell, pp. 323-338, Geological Society of America, Boulder, CO.
- ❖ **White (1994)**, “Catalog of historic seismicity in the vicinity of the Chixoy-Polochic and Motagua faults, Guatemala, U. S. Geological Survey Open-File Report, 84-88, 34 pp.
- ❖ **Yamazaki et al. (2010)**, “Earthquake – proofing Technologies for Conduits Attached to Seismically Isolated bridges”, Archive Vol. 8 No. 1 January 2010, NTT Technical Review.
- ❖ **Zhan, R. (1999)**, “Chapter 41: Seismic Isolation and Supplemental Energy Dissipation”. Bridge Engineering Handbook, 1999. CRC Press.