



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
PROGRAMA DE ESPECIALIZACIÓN EN PUENTES

VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES CARRETEROS

TESINA
QUE PARA OBTENER LA
ESPECIALIZACIÓN EN PUENTES

PRESENTA EL ALUMNO

Edwin Ambriz Gaytán

TUTOR PRINCIPAL

Dr. Darío Rivera Vargas, FES Acatlán

Nezahualcóyotl, Estado de México, agosto de 2023.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



Título:

“VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES CARRETEROS”

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación se busca establecer criterios para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes comúnmente existentes en nuestra amplia red de carreteras nacionales. Se tomaron en cuenta elementos de suma importancia para el funcionamiento adecuado en condiciones de servicio de los puentes, considerando la subestructura con un 60% de importancia a través de sus columnas de concreto reforzado; así como la superestructura (Concreto presforzado) con un 40% de importancia contemplando los topes sísmicos como punto crítico a considerar, esto conforme a los daños típicos observados durante la ocurrencia de sismos en el país.

Se describe la importancia de los puentes para la comunicación y el desarrollo económico de una nación y se plantea la problemática existente en nuestro país sobre establecer el nivel de seguridad de este tipo de estructuras. Así como también se detallan los daños presentes a lo largo de su ciclo de vida ante la acción de los sismos y el impacto que esto conlleva en la sociedad.

Finalmente se describen las funciones de vulnerabilidad desarrolladas con base en la tipología existente de puentes carreteros y su respectiva clasificación acompañada de las metodologías que se utilizaron en este trabajo de investigación. Así mismo se presentan ejemplos de aplicación para estimar la vulnerabilidad sísmica de la tipología de puentes bajo estudio.

AGRADECIMIENTOS

A la División de Estudios de Posgrado e Investigación de la Facultad de Estudios Superiores Aragón, de la Universidad Nacional Autónoma de México

Por brindarme las herramientas necesarias para mi desarrollo profesional, y porque sé que algún día le restituiré con creces el haberme aceptado en su casa.

Agradecimiento al proyecto PAPIIT

*Gracias a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM (DGAPA) por el apoyo recibido para el desarrollo de este trabajo de investigación como parte del proyecto **PAPIIT IT101921 "Enfoque multivariado para mejorar la estimación del riesgo sísmico de las construcciones"***

*Por todo el apoyo moral, económico y porque gracias a su esfuerzo y amor, me han dado las bases morales y éticas más importantes de la vida. **A mis padres: Dolores Gaytan Alonso y Arnulfo Ambriz Torres.** Así como a mis hermanos **Irving y Carlos**, por ser un gran ejemplo para mí y las columnas que me levantan para seguir erguido.*

*El encontrarse en este plano terrenal es una forma de estar vivo, pero la forma más bella de estarlo es cuando uno permanece en los momentos, pero sobre todo en los recuerdos. Gracias por existir y vivir eternamente en mi memoria... **Alexis Miguel Gaytan Urbano †***

*Según Erich Fromm, "El amor era completar la visión del mundo a través de la de alguien más" ... a **Jessica Álvarez Sánchez** por apoyarme en todo momento y por tu compañía a lo largo de estos años.*

Para mis compañeros de la especialidad

*"Nunca consideres el estudio como una obligación, sino como la oportunidad para penetrar en el bello y maravilloso mundo del saber" (**Albert Einstein**).*

Saúl Osvaldo González Quintana, Yitzhak Yair Cortés Suárez, José Gamaliel Alonso Vargas, Daniel Alejandro Chávez Hernández, Rex López Cervantes y Patrocinio Arroyo Hernández

A mi asesor Dr. Darío Rivera Vargas

“Un buen profesor puede crear esperanza, encender la imaginación e inspirar amor por el aprendizaje” (Brad Henry)

Por su disposición, tiempo, paciencia y por brindarme su apoyo y conocimiento para el desarrollo del presente trabajo.

A mis profesores de cátedra de licenciatura y posgrado UNAM.

Que siempre me exigieron y que gracias a ellos comprendí que la base fundamental del éxito es la preparación constante.

Al Ing. Amílcar Galindo Solórzano por dedicarme un poco de su valioso tiempo y brindarme de su amplia experiencia en el rubro de la ingeniería, por ser un gran ejemplo a seguir.

A la empresa Server Ingeniería, S.A. de C.V., al Ing. Víctor Manuel Chávez Galindo por facilitarme la información para este trabajo y darme la oportunidad de formar parte de su empresa; a todos los compañeros; Luis Alberto Torralba Quiroz, Miguel Martínez González, Cornelio Granados, Carlos Rodríguez Navarro, Juan Ramón Ortiz Palomo, Jael Morales Palacios, Cuitláhuac Sanchez Rebollar, Julio Cesar Alcántara Jiménez, María Teresa Díaz Gallegos, Irma Socorro Sanchez Álvarez, Alejandro Solorzano Cisneros, Chávez Galindo Víctor Amílcar, Engelbert Mercado Aguilar, Francisco Jiménez, Cristian Plata Olmedo, Ruiz, Bertrand Reyes Espínola, José Alfredo Pimentel Hernández y Moisés Crispín Ruiz Tapia por su amistad, compañerismo y por compartirme un gran conocimiento sobre el arte de inspeccionar puentes.

A la empresa Consultores BH y Asociados S.A. de C.V. al Ing. Raúl Bustamante Romero, Ing. Raúl Barcelata Eguiarte e Ing. Eduardo Barreto Salazar por permitirme ejercer profesionalmente en su empresa dentro del rubro de la ingeniería, así como a mis compañeros de trabajo Ing. Mario Morales Villafaña, Ing. Kevin Pérez Pérez, Ing. José Juan Álvarez Morales, Arq. Maritza Areli Vásquez Flores por todas las experiencias vividas en campo y dentro de la oficina, por enseñarme a ser mejor cada día, y por todo aquel conocimiento adquirido de cada uno de ustedes, gracias.

ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS	6
ÍNDICE DE TABLAS.....	9
I. INTRODUCCIÓN.....	10
1.1. Antecedentes.	11
1.2 Objetivo y alcance de la investigación.	12
1.3 Descripción de la investigación.	12
II. DAÑOS EN PUENTES.....	14
2.1. Daños en su ciclo de vida.	16
2.2. Daños por sismo.	20
III PARÁMETROS QUE INCIDEN EN LA VULNERABILIDAD SÍSMICA	25
3.1. Concepto de vulnerabilidad.....	26
3.2. Aspectos básicos de dinámica estructural.	27
3.3. Aspectos de sismicidad.....	29
3.4 Subestructura.....	35
3.5 Superestructura.....	41
IV EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA.....	47
4.1 Tipología de puentes estudiados.	48
4.2 Metodologías de evaluación de vulnerabilidad sísmica.....	49
4.2.1 Funciones de vulnerabilidad subestructura.....	49
4.2.2 Funciones de vulnerabilidad superestructura.....	61
4.2.3 Método Delphi.....	67
4.3 Calibración de las metodologías de evaluación.	70
4.3.1 Aplicación del método Rivera (2007).	70
4.3.2 Aplicación del Método de Domínguez (2013), Topes Antisísmicos.	82
4.3.3 Aplicación del método de Candebat (2012).	90
4.4 Análisis de resultados.	92
V CONCLUSIONES	99
VI REFERENCIAS	101
ANEXO A. Estructuras de un grado de libertad.....	104
ANEXO B. Resultados metodología Delphi.....	118
ANEXO C. Recomendaciones Análisis y Diseño de Topes Antisísmicos....	128

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Causas comunes de fallas en puentes.....	15
Figura 2 Manchas de escurrimientos por filtraciones en cuerpo de estribo. 17	17
Figura 3 Grietas y manchas de carbonatación en la parte inferior de la losa entre trabes.....	17
Figura 4 Acero de refuerzo expuesto en losa, se observan oquedades por pruebas destructivas sin sellar.....	18
Figura 5 Falla del terraplén de acceso del puente durante el paso de una avenida máxima.....	19
Figura 6 Zona de mal vibrado con acero de refuerzo expuesto en diafragma intermedio.....	19
Figura 7 Perfil del puente vehicular “Republica Federal”	21
Figura 8 Pandeo local en viga principal poniente del tablero central.	21
Figura 9 Daño en viga principal oriente del tablero central.....	22
Figura 10 Golpeteo en junta de calzada transversal y losa del puente.....	22
Figura 11 Agrietamiento y deformación en el dispositivo de apoyo de neopreno.....	23
Figura 12 Problemas de expulsión y agrietamiento de placas de neopreno localizado en la autopista Arco Norte.	23
Figura 13 Daños en topes sísmicos de un puente de Puerto Príncipe por la ocurrencia del sismo de Haití del 12 de enero de 2010.....	23
Figura 14 Daño en tope sísmico de un puente localizado en el tramo Mexicali – Tijuana, debido al sismo del 4 de abril de 2010.....	24
Figura 15 Falla por cortante en zona de articulación plástica por la ocurrencia del sismo de San Fernando (1971).	24
Figura 16 Sistemas de un grado de libertad.	27
Figura 17 Regionalización sísmica de la República Mexicana CFE, 2015 con ayuda del programa PRODISIS v4.1.	29
Figura 18 Placas tectónicas en la República Mexicana, Servicio Sismológico Nacional, Instituto de Geofísica UNAM.	31
Figura 19 Unidades sismo genéticas.	32
Figura 20 Imagen después del sismo, 1912.....	33

Figura 21 Falla de conexión Columna – Cabezal en puente “Lázaro Cárdenas”	35
Figura 22 Elementos de un caballete.	36
Figura 23 Elementos de un caballete con cimentación profunda.....	37
Figura 24 Elementos de un caballete con cimentación superficial.	37
Figura 25. Elementos de un estribo con aleros integrados.....	38
Figura 26 Elementos de un estribo con aleros separados.	38
Figura 27 Elementos de un estribo enterrado.	39
Figura 28 Elementos de una pila tipo marco rígido.	39
Figura 29 Elementos de una pila tipo columna.	40
Figura 30 Elementos de una pila tipo muro.	40
Figura 31 Elementos de la superestructura.....	42
Figura 32 Dispositivos de apoyo de neopreno integral con placas de acero A-36 en su interior.....	43
Figura 33 Diferentes tipos de sistemas de piso utilizados en puentes.....	443
Figura 34 Tipos de guarniciones y parapetos tipo.....	444
Figura 35 Junta de dilatación tipo dentada.....	45
Figura 36 Junta de dilatación con sello fijo de neopreno.....	45
Figura 37 Junta de dilatación tipo asfáltica.	435
Figura 38 Topes sísmicos sobre caballetes.....	466
Figura 39 Tipología de puentes carreteros del estado de Chiapas que fueron contemplados en la investigación.	49
Figura 40 Vista de la Pila No. 2.....	52
Figura 41 Vista de la Pila No. 3.....	52
Figura 42. Modelo simplificado del puente para evaluar su respuesta dinámica en la dirección transversal.....	555
Figura 43 Diagrama de esfuerzos de un segmento circular.....	633
Figura 44 Diagrama de esfuerzos de un segmento rectangular.	64
Figura 45 Curvas de vulnerabilidad de los topes sísmicos analizados (Domínguez, 2013).....	666
Figura 46. Vista en elevación del puente ubicado en el kilómetro 000+500, Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal de las Casas.	71
Figura 47 Vista en planta del PSV del kilómetro 000+500, Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal.	71

Figura 48. Aceleración dirección N-S.....	81
Figura 49. Aceleración dirección E-W.	81
Figura 50. Espectro de respuesta S_a (cm/s²).....	81
Figura 51. Tope sísmico sobre Pila No. 2, lado izquierdo.....	855
Figura 52. Tope sísmico fracturado con acero expuesto sobre la Pila No. 2, lado izquierdo del tramo 2-3.....	855
Figura 53. Otro detalle de fractura y acero de refuerzo expuesto debido a impacto en el tope sísmico de la Pila No. 2.	855
Figura 54. Fractura y desconche en tope sísmico de la trabe No. 1 sobre la Pila No. 2, tramo 2-3.....	855
Figura 55. Fractura en tope sísmico de la Pila No. 3, lado izquierdo.....	86
Figura 56. Otro detalle de la fractura en cara lateral del tope sísmico de la Pila No. 3.....	86
Figura 57. Fractura en tope sísmico de la Pila No. 2, lado derecho.....	86

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Interpretación del índice de daño físico presentado en los puentes.	51
Tabla 2 Valores de β para sección rectangular.	53
Tabla 3 Valores de β para sección circular.	53
Tabla 4. Método Delphi. Parámetros a evaluar en la Superestructura.	67
Tabla 5. Método Delphi. Parámetros a evaluar de la Subestructura.	68
Tabla 6. Método Delphi. Grados de vulnerabilidad según Candebat (2012).	70
Tabla 7. Cuantías de refuerzo transversal o de confinamiento que se pueden suponer para diferentes años de construcción.	73
Tabla 8. Datos para la construcción de funciones de vulnerabilidad de daño en topes sísmicos para diferentes puentes carreteros.	84
Tabla 9. Índice de daño físico, metodología Domínguez, 2013.	88
Tabla 10 Interpretación del I_{DF} y nivel de vulnerabilidad.	88
Tabla 11. Descripción de los Niveles de daño	89
Tabla 12. Resultados de metodología Rivera 2007 en estructuras del tramo Arriaga – Ocozocoautla	89
Tabla 13. Parámetros de evaluación con la metodología Delphi (superestructura).	90
Tabla 14. Parámetros de evaluación con la metodología Delphi (subestructura).	91
Tabla 15. Correlación entre el índice de daño físico $IDFSa$ y nivel de daño observado en columnas de puentes, conforme al método de Rivera (2007).	93
Tabla 16. Correlación entre el índice de vulnerabilidad sísmica y nivel de daño observado en el puente, columnas y/o topes sísmicos, conforme al método de Domínguez (2013).	95
Tabla 17. Correlación entre el índice de vulnerabilidad sísmica y nivel de daño observado en el puente, conforme al método Delphi.	97

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes.

Los puentes conforme al paso del tiempo han sido imprescindibles para el desarrollo económico y social de una nación, proporcionando la conexión a través de obras de infraestructura que, aunque sus orígenes fueron librar un río y/o regiones, hoy en día salvan mares.

Por lo anterior, resulta fundamental proveer a los puentes de un diseño confiable y óptimo, a fin de lograr su operación adecuada y nivel de seguridad aceptable ante diferentes solicitaciones de carga, en particular los relacionados con eventos naturales extraordinarios como los sismos.

En el caso particular de México, se debe tomar en cuenta que la mayoría de los puentes del sistema carretero están expuestos a la gran actividad sísmica que prevalece en el país, de tal forma, que existen evidencias de daños en este tipo de obras de infraestructura como ha ocurrido durante varios eventos sísmicos: 19 de septiembre de 1985 (M=8.1), 9 de octubre de 1995 (M=8.0), 4 de abril del 2010 (M=7.2), 19 de septiembre de 2017 (M=7.1), por mencionar algunos.

De igual forma en la República Mexicana se adolece de un reglamento para el diseño y construcción de puentes, de tal forma que el único documento que contempla el diseño sísmico de puentes es el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2015).

Este manual hace gran esfuerzo por condensar los criterios de diseño sísmico, sin embargo, resultan insuficientes para contemplar aspectos relacionados con el análisis y diseño de puentes.

Lo anterior representa un riesgo para la población al no poderse definir el nivel de seguridad que guardan estas obras ante la acción del sismo, los cuales como se comentó son vitales para la comunicación y que su falla o mala operación generan daños colaterales a la población, como problemas de tráfico, pérdidas económicas

que repercuten en varios sectores de la sociedad, entre otros aspectos (Rivera Vargas, 2007).

Para solventar parte del problema que se tiene en cuanto a establecer el nivel de seguridad que tienen los puentes, sería deseable disponer de criterios que permitan estimar el nivel de vulnerabilidad que pueden presentar puentes existentes ante diferentes intensidades sísmicas en el futuro, para con ello poder identificar los puentes que requieran algún trabajo de rehabilitación para poder reducir su vulnerabilidad sísmica.

1.2 Objetivo y alcance de la investigación.

Establecer criterios para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes carreteros de manera integral, considerando la subestructura a través de sus columnas; así como la superestructura, contemplando como punto crítico los topes sísmicos conforme a los daños típicos observados durante la ocurrencia de sismos en el país.

El trabajo de investigación se limita al análisis de puentes cuyo prototipo se caracteriza por disponer de una subestructura a base de columnas de concreto reforzado, mientras que la superestructura está resuelta de concreto presforzado.

1.3 Descripción de la investigación.

El presente trabajo de investigación está dividido en cinco capítulos, tal como se muestra a continuación.

En el Capítulo I, se comenta la importancia de los puentes para la comunicación y el desarrollo económico de una nación. También se plantea la problemática que se tiene en México para establecer el nivel de seguridad de los puentes al adolecer de un reglamento para el diseño y construcción de los mismos. De igual forma se describe el objetivo y alcance de la investigación.

En el Capítulo II, se describen los daños que presentan estas estructuras en su ciclo de vida, de igual forma se hace referencia a los daños que han presentado ante la acción de los sismos y el impacto social.

En el Capítulo III, se comentan los conceptos básicos de vulnerabilidad, así como también de dinámica estructural para el desarrollo de funciones de vulnerabilidad. De igual forma se describen los parámetros a considerar como son los sismológicos: tipos de fuente sísmica existentes y distancia epicentral, así como los puntos vulnerables de las estructuras de los puentes en lo que concierne en la subestructura y superestructura.

En el Capítulo IV se describen las funciones de vulnerabilidad desarrolladas con base en la tipología existente de puentes en la red carretera del país, así como su respectiva clasificación acompañada de las metodologías que se utilizaron en la presente tesina. Así mismo se presentan ejemplos de aplicación para estimar la vulnerabilidad sísmica de la tipología de puentes bajo estudio.

En el último capítulo se presentan conclusiones generales del trabajo de investigación, de igual manera se reflexiona sobre la necesidad de investigaciones a desarrollar en el futuro.

II. DAÑOS EN PUENTES.

Los puentes son obras de infraestructura que están expuestas a diferentes tipos de solicitaciones por lo que su mala estimación en el proceso de diseño puede llevar a daños en la estructura. Así mismo el mal proceso constructivo y la falta de mantenimiento puede incidir en la mala operación, inclusive en el colapso en este tipo de obras.

Además, hay que tomar en consideración que los puentes tienen poca o nula redundancia en su sistema estructural, por lo tanto, este tipo de estructuras son más propensas a sufrir una falla frágil; a diferencia de los edificios que tienen más elementos que permiten la redistribución de las fuerzas internamente.

También es importante señalar que los puentes en ocasiones son construidos en sitios, en donde, el tipo de suelo cruza fallas geológicas activas, o el cruce de ríos influye en el comportamiento de la estructura, por lo que al no realizarse los estudios preliminares de proyecto necesarios en el sitio, se desconocen los factores que pueden representar un riesgo en la operación y seguridad del puente.

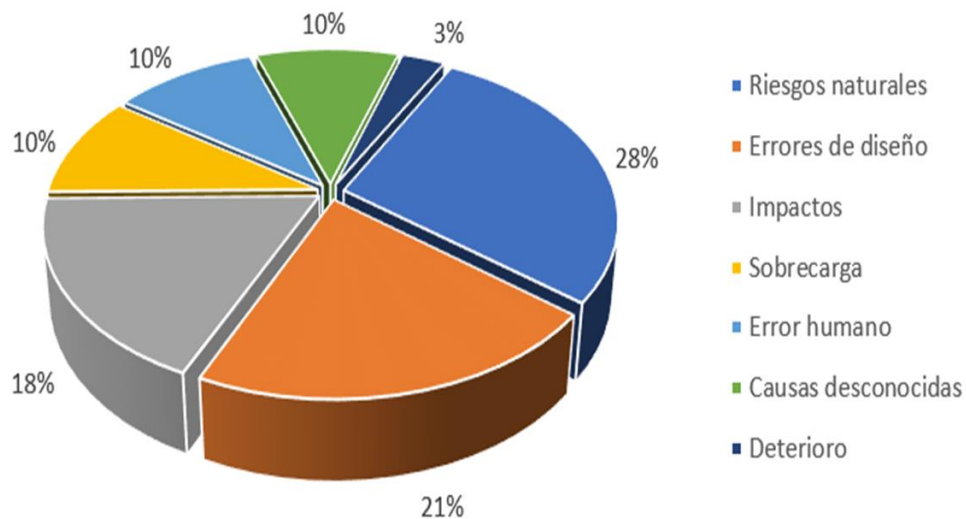


Figura 1 Causas comunes de fallas en puentes (Imhof, 2004)

De acuerdo al trabajo estadístico de Imhof (2004) sobre las principales causas que llevan al colapso de los puentes a nivel mundial, se encontró que los fenómenos naturales son la principal causa de falla en estas obras, seguidas por errores de diseño e impuestos; mientras que en menor medida son las debidas a la sobrecarga, errores humanos y al deterioro (**Ver Figura 1**).

México no es la excepción en cuanto a que los fenómenos naturales provoquen daños severos en los puentes, que para los fines de esta investigación se pondrá énfasis en la acción del sismo, dado que durante sismos de gran intensidad como los de septiembre de 1985 y 2017, por citar algunos, los puentes experimentaron un mal comportamiento estructural con daños considerables.

2.1. Daños en su ciclo de vida.

En general los puentes son proyectados para ser funcionales durante mucho tiempo, por lo que deben ser considerados todos aquellos aspectos relacionados con su ciclo de vida lo cual conlleva desde el proyecto, su construcción, operación y sin duda alguna al mantenimiento que se les debe de brindar.

Algunos de los daños que se presentan en elementos estructurales de los puentes no siempre son debido al paso de la carga viva, hay que recordar que el interperismo es un factor determinante que afecta si no se le da su respectivo mantenimiento. Por ejemplo, el mantenimiento de los elementos de los puentes de grandes claros situados en zonas costeras, los cuales presentan deterioros debido a la corrosión del acero de refuerzo o en su caso presfuerzo, representa la mayor parte del costo del ciclo de vida.

En consecuencia, es importante reconocer ciertos daños previos durante su ciclo de vida que pueden influir en los mecanismos de falla al presentarse eventos extremos como los sismos.

A continuación, se presentan daños comunes en puentes que se hacen progresivos debido al escaso mantenimiento.

En la figura 2 se puede observar una zona de escurrimiento debido a filtraciones que probablemente sean ocasionadas por una zona de mal vibrado mostrada en la parte inferior de la losa, lo que provoca este tipo de daños que si no se les da su correcto mantenimiento el daño es progresivo y llega a ocasionar aún más daños de los que ya representa el elemento de la subestructura en este caso.



Figura 2 Manchas de escurrimientos por filtraciones en cuerpo de estribo. (Autoría propia).



Figura 3 Grietas y manchas de carbonatación en la parte inferior de la losa entre trabes. (Autoría propia).

En la figura 3 se presenta un daño similar al anterior, sin embargo, se puede observar que es la parte inferior de la losa entre traveses de un paso superior vehicular (P.S.V.) la cual presenta un agrietamiento considerable.

Este daño no necesariamente se debe a cuestiones de interperismo, sino que también está relacionado con los materiales con los cuales fue construida la losa, posiblemente la resistencia del concreto no fue la adecuada al momento de su construcción y este tipo de daños pueden llegar a deshabilitar parcial o totalmente el paso vehicular sobre la estructura progresando el daño como se muestra en la figura 4.



Figura 4 Acero de refuerzo expuesto en losa, se observan oquedades por pruebas destructivas sin sellar. (Autoría propia).

Otro de los daños que se pueden presentar en los puentes son los debidos al paso de avenidas extraordinarias, producto de fenómenos hidrometeorológicos, como la tormenta tropical Hanna en 2020, que tuvo un fuerte impacto al norte del país. En

la figura 5 se muestra el impacto que sufrió el puente Rojas I ubicado en el kilómetro 6+380 de la autopista Carbonera – Ojo Caliente en el estado de Coahuila.



Figura 5 Falla del terraplén de acceso del puente durante el paso de una avenida máxima. (Autoría propia).

Además de las condiciones naturales o de interperismo, también se pueden tener fallas por un mal procedimiento constructivo tal y como se aprecia en la figura 6, en donde se observa una zona de mal vibrado en un diafragma intermedio de un paso inferior vehicular (P.I.V.) de la losa sobre vigas tipo AASHTO.



Figura 6 Zona de mal vibrado con acero de refuerzo expuesto en diafragma intermedio. (Autoría propia).

Este daño representa un claro ejemplo en donde el acero de refuerzo al estar expuesto comienza a generar corrosión, lo que implica que el elemento no se comporte de manera adecuada ante la acción de un sismo, ya que el esfuerzo de fluencia bajo el cual fue diseñado es inferior al que en realidad está presente en el elemento y en el caso más extremo puede llegar a generar torsiones en el tablero y no ayudar a distribuir correctamente las cargas en el sentido transversal del puente.

2.2. Daños por sismo.

Algunos de los daños por sismo en estructuras de puentes se han repetido consistentemente en los últimos años no solo en México, si no en diversos países del mundo.

La acción del sismo en los puentes suele alterar su funcionamiento y además generar un riesgo para las vidas humanas, al atentar contra su integridad física, así como en la comunicación y desarrollo económico de las comunidades.

La ocurrencia de sismos en todo el mundo ha mostrado que los puentes son vulnerables ante este fenómeno geológico, lo cual ha dado lugar a mejorar los criterios de diseño sísmico en los países que cuentan con reglamentos para el diseño de este tipo de obras de infraestructura.

A continuación, se hace una descripción de los principales daños observados en puentes derivados de la ocurrencia de sismos de gran intensidad.

El 20 de marzo de 2012 se registró un sismo de subducción, $M=7.4$ con epicentro entre los estados de Puebla y Morelos, a 12 Km de Axochiapan, Morelos y a 120 Km de la Ciudad de México, provocó daños considerables en las trabes principales y secundarias del puente vehicular atirantado "República Federal".

Este puente se localiza en el cruce de la avenida República Federal y la calzada Ignacio Zaragoza en el oriente de la Cuidad de México. Esta estructura de acero fue construida en el año de 1991, la cual cuenta con diez apoyos (Figura 7), siendo los centrales los que más daños presentaron.

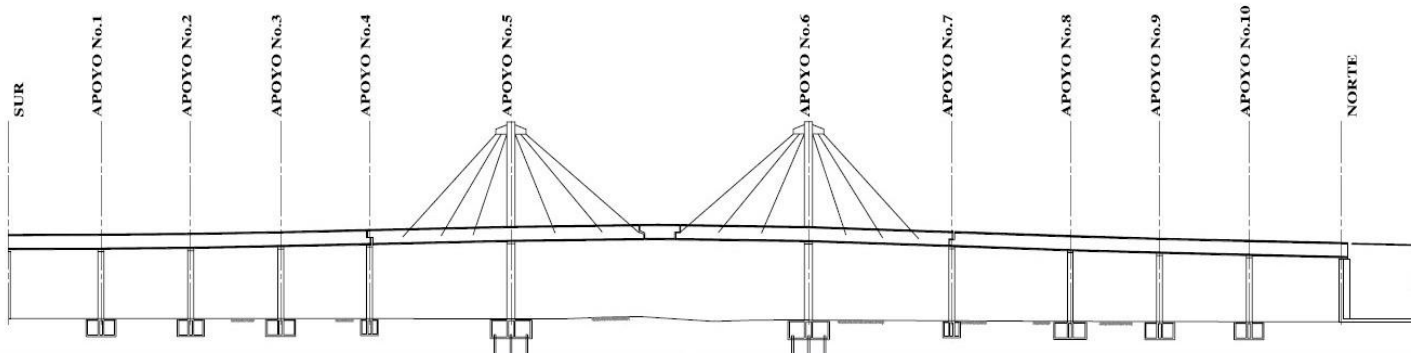


Figura 7 Perfil del puente vehicular "Republica Federal" (Guerrero Puente, 2012)

Los daños presentados en este puente fueron provocados por la fatiga del acero utilizado para su construcción tanto en las vigas principales (sección I) como en las secundarias.

El daño se debió a un pandeo local en los patines superiores e inferiores lo que provocó torsiones en una de las vigas principales del tablero tal y como se muestran en las figuras 8 y 9.



Figura 8 Pandeo local en viga principal poniente del tablero central. (Guerrero Puente, 2012)



**Figura 9 Daño en viga principal oriente del tablero central.
(Guerrero Punte, 2012)**

Así mismo se presentaron fallas en la junta de dilatación del puente vehicular debido al golpeteo, así como también deformaciones en los apoyos de neopreno y desplazamientos de la superestructura (Figuras 10 y 11).



**Figura 10 Golpeteo en junta de dilatación transversal
(Guerrero Punte, 2012)**



Figura 11 Agrietamiento y deformación en el dispositivo de apoyo de neopreno. (Guerrero Puente, 2012)

A continuación, se presentan fotografías en las cuales se puede apreciar más a detalle daños en puentes a nivel nacional e internacional debido a los sismos.



Figura 12 Problemas de expulsión y agrietamiento de dispositivos de apoyo de neopreno en la autopista Arco Norte. (Autoría propia)



Figura 13 Daños en topes sísmicos de un puente de Puerto Príncipe por la ocurrencia del sismo de Haití del 12 de enero de 2010.



Figura 14 Daño en tope sísmico de un puente localizado en el tramo Mexicali – Tijuana, debido al sismo del 4 de abril de 2010.



Figura 15 Falla por cortante en zona de articulación plástica por la ocurrencia del sismo de San Fernando (1971).

De aquí la importancia de enfatizar en la necesidad de estimar la vulnerabilidad que pueden llegar a tener estructuras de cierta tipología, con la finalidad de que estas tengan un buen comportamiento en condiciones de servicio.

III PARÁMETROS QUE INCIDEN EN LA VULNERABILIDAD SÍSMICA

3.1. Concepto de vulnerabilidad

De acuerdo a Rivera-Vargas (2007) la vulnerabilidad se define como la susceptibilidad o propensión de los sistemas expuestos (construcciones) a ser afectados o dañados por el efecto de un fenómeno perturbador, como es el sismo, es decir, el grado de pérdidas esperadas. La vulnerabilidad sísmica se puede expresar a través de una función matemática o matriz de vulnerabilidad con valores entre cero y uno; cero implica que el daño es nulo, mientras que uno implica que el daño es similar al valor total del bien expuesto.

La evaluación del daño físico que sufre un puente se puede determinar por la máxima demanda de deformación durante su respuesta al movimiento del terreno. De acuerdo a Esteva et al. (2002) el índice de daño físico $I_{DF}(y)$ se puede calcular mediante una expresión de la forma:

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

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

Donde “a” y “m” son parámetros que dependen del sistema estructural, así como de los materiales y detalles constructivos que determinan la capacidad de deformación; $\gamma_i(y)$ y γ_c representan la deformación máxima asociada con la respuesta sísmica del sistema y la capacidad de deformación, respectivamente; y es la intensidad del movimiento sísmico considerado.

Cabe comentar que los valores de $I_{DF}(y)$ se pueden transformar en indicadores de daño económico, normalizados con respecto al valor del costo inicial del sistema completo (Rivera, 2007).

Ahora bien, para el estudio de la vulnerabilidad sísmica de puentes es importante identificar los factores que afectan su comportamiento sísmico, los cuales pueden ser desde los elementos estructurales que conforman la superestructura y

subestructura, hasta la consideración de la ubicación, desde el punto de vista sísmico, y el año de construcción de la obra.

3.2. Aspectos básicos de dinámica estructural.

Para evaluar la repercusión del comportamiento sísmico de la superestructura y la subestructura de un puente en el grado de vulnerabilidad que pueda exhibir, es necesario definir algunos conceptos básicos de dinámica estructural.

- **Grados de libertad de una estructura.**

Se refiere al número de desplazamientos independientes requerido para definir las posiciones desplazadas de todas las masas en relación con su posición original (Chopra, 2014).

En la figura 16 se ejemplifica lo que es un sistema de un grado de libertad (**Ver Anexo A**), como es lo que representa un puente. Cada elemento estructural (superestructura y subestructura) contribuye a las propiedades básicas que rigen la respuesta dinámica de dicho sistema, tales como; masa, rigidez y amortiguamiento.

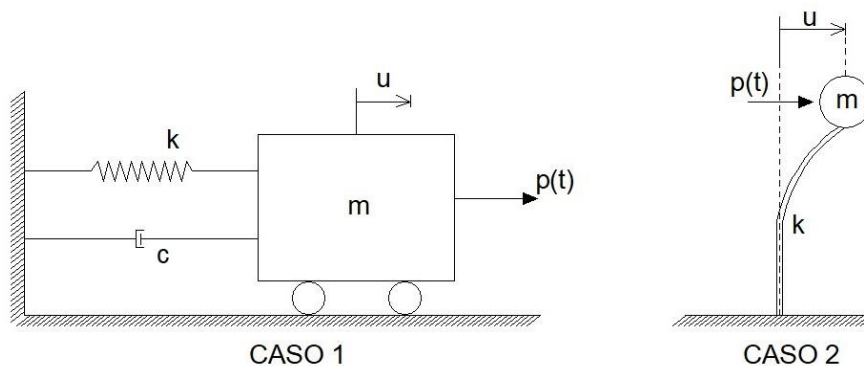


Figura 16 Sistemas de un grado de libertad.

Como se aprecia en la figura 16 la carga dinámica está en función del tiempo $p(t)$, que es aquella fuerza que se aplica directamente sobre la masa “m”; “u” es el desplazamiento que tendrá la masa debido a la carga dinámica; “k” y “c” son constantes las cuales representan la rigidez lateral y el factor de disipación de energía, respectivamente.

Cabe mencionar que el factor de disipación de energía se conoce de igual forma como coeficiente de amortiguamiento viscoso, el cuál es la medida del decaimiento que tendrá un movimiento oscilatorio. Respecto al caso 2 que se muestra en la figura 16, es otra representación de un sistema de un grado de libertad, el cuál de igual forma se le puede añadir un sistema de amortiguamiento con la finalidad de que la amplitud de la vibración libre disminuya de manera constante en función del tiempo.

- **Periodo de vibración.**

El periodo de vibración de una estructura se define como el parámetro fundamental para obtener la respuesta sísmica de las estructuras con base en espectros de respuesta, o a través de uno de diseño que especifican los reglamentos vigentes en la actualidad. Para los puentes es posible obtener de manera simplificada el periodo de vibración, al considerarlo como un oscilador de un grado de libertad, cuando la masa “m” del puente vibra en la dirección transversal.

Dicho periodo, se refiere al tiempo que le lleva a un oscilador de un grado de libertad a experimentar un ciclo de movimiento. La ecuación para calcular el periodo de vibración está en función de la masa (m) y la rigidez lateral del sistema estructural, cuya expresión está dada por:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (3)$$

- **Amortiguamiento.**

El amortiguamiento se refiere a que tan rápido decae un movimiento hasta llegar a un estado de reposo y es un dato adimensional, para su estimación se usa la siguiente ecuación:

$$\xi = \frac{c}{c_{critico}} = \frac{c}{2\sqrt{k m}} = \frac{c}{2\omega m} \quad (4)$$

donde, c es el coeficiente de amortiguamiento viscoso, $c_{crítico}$ es la viscosidad de amortiguamiento crítico, es la frontera entre que oscile y no oscile un sistema. Es importante enfatizar en que un sistema con amortiguamiento menor al crítico, es decir, $c < c_{crítico}$; va a oscilar y se le conoce como **sistema subamortiguado**, por otra parte, un sistema con amortiguamiento igual o mayor al crítico $c \geq c_{crítico}$ no oscilará.

3.3. Aspectos de sismicidad.

El diseño de las estructuras para soportar las cargas eventuales debido a la acción de sismos, depende del riesgo de que estos ocurran y de las características del suelo donde se construirán.

El primero se infiere a partir de la regionalización sísmica del territorio nacional y las segundas se consideran con base en el comportamiento dinámico de los suelos.

Desde un punto de vista de riesgo sísmico, el territorio nacional de la República Mexicana se divide en cinco zonas que se muestran en la Figura 17.



Figura 17 Regionalización sísmica de la República Mexicana CFE, 2015 con ayuda del programa PRODISIS v4.1.

La zona “A” corresponde a la de menor riesgo sísmico y la zona “D” a la de mayor riesgo sísmico, la zona “E” comprende a la Ciudad de México y a los municipios del Estado de México.

De igual forma es importante tomar en consideración la amplificación dinámica de la respuesta sísmica por efecto del tipo de suelo en donde se desplanta la estructura, para ello se considera una clasificación de los suelos, como se describe a continuación.

De acuerdo a la norma N-PRY-CAR-6-01-005-01, el suelo tipo I se caracteriza por suelos cuyo estrato superior está constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualesquiera naturalezas, en un espesor no menor a 60 m.

Mientras que el suelo tipo II está conformado por arcillas semirrígidas, con o sin lentes de arena, o por otros suelos de tipo friccionante, en un espesor igual o mayor de 9 m, sobreyaciendo a un estrato constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza, con un espesor no menor de 60 m.

En el suelo tipo III se considera un estrato superior formado por limos o arcillas blandas, en un espesor igual o mayor de 12 m, sobreyaciendo a un estrato constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza, con un espesor no menor de 60 m.

La República Mexicana presenta varias zonas de actividad sísmica debido a la interacción existente de diferentes placas tectónicas identificadas; norteamericana, Pacífico, Rivera, Cocos y del Caribe (Figura 18).

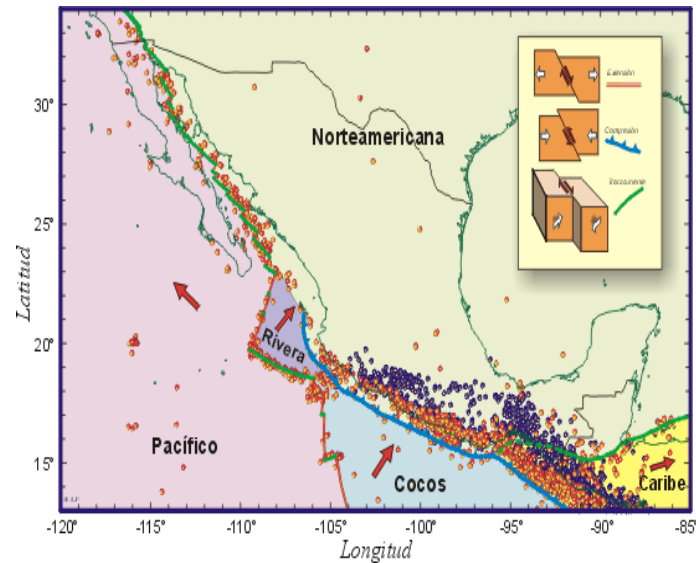


Figura 18 Placas tectónicas en la República Mexicana, Servicio Sismológico Nacional, Instituto de Geofísica UNAM.

Así, el territorio nacional se puede dividir en las unidades sismo genéticas que se ilustra en la Figura 19.

En el mapa de la Figura 19 se dedujo con base en la información sísmica instrumental y con ayuda de conocimiento empírico, bajo las siguientes consideraciones:

Localización hipocentral de eventos de características similares, características tectónicas más comunes de la zona, mecanismos focales y/o patrones de fallamiento, características principales de la liberación de energía de los sismos dentro de cada región, así como historia sísmica de cada región (Zúñiga,1997)

Las principales fuentes sísmicas que afectan el Valle de México de acuerdo al trabajo de Rosenblueth (1987) son: sismos locales (MVB), sismos de profundidad intermedia (IN1, IN2) y sismos de subducción o interplaca (SUB2).



Figura 19 Unidades sismo genéticas (Zúñiga, 1997).

Los sismos locales (MVB) son asociados a la existencia de fallas geológicas a lo largo del cinturón volcánico mexicano, sobre el Valle de México.

Ejemplo de este tipo de sismo fue el ocurrido el 12-Nov-1912 en el municipio de Acambay, ubicado en la placa tectónica de Norteamérica con una magnitud de 6.9 en la escala de Richter. Este movimiento telúrico fue provocado por la falla de Acambay – Tixmadeje, la cual delimita en el norte al graben de Acambay en una longitud de 42 kilómetros. En la Figura 20 se muestra parte de los daños que dejó este terremoto.



Figura 20 Imagen después del sismo, 1912.

Los sismos de profundidad intermedia (IN1) se caracterizan por el hecho de que la placa de Cocos un mecanismo de interplaca en que la magnitud registrada disminuye con la distancia a partir de la zona de subducción, con una falla inversa a profundidades que están entre los 30 y 60 Km.

En este tipo de sismos cuando más tiempo transcurre sin que suceda este movimiento, la energía se acumula y al liberarse produce sismos de grandes magnitudes.

Mientras que los sismos interplaca o profundos (IN2) son producidos por el deslizamiento de la placa norteamericana con respecto a las placas oceánicas,

presentando un mecanismo de falla normal a una profundidad mayor de 650 Km. Ha llegado a alcanzar magnitudes notables y representa la segunda fuente de riesgo en la región.

Ejemplo de este tipo de sismos se han vivido en Puebla – Tlaxcala en el año de 1711 de magnitud 6.8 y en Puebla – Veracruz de magnitud 7.4 en el año de 1864. Recientemente, el sismo del 19-Sep-2017, magnitud 7.1, con epicentro en los límites entre Puebla y Morelos.

Los sismos de subducción o interplaca (SUB2) son generados por el hundimiento de la placa de Cocos y Rivera por debajo de la placa norteamericana han generado, históricamente, las consecuencias más severas para la Ciudad de México.

La sismicidad de esta fuente es la más frecuente que ha generado grandes eventos sísmicos que sin duda han marcado la historia de nuestro país. Ejemplo de ello es el sismo ocurrido en Michoacán en el año de 1985 con una magnitud registrada de 8.1 en la escala de Richter, en donde las zonas afectadas fueron el centro, sur y occidente de México.

En la Figura 21 se muestra una imagen del daño estructural en un puente de Michoacán.



Figura 21 Falla de conexión Columna – Cabezal en puente “Lázaro Cárdenas”

(Galindo Solórzano Amílcar).

3.4 Subestructura

Las características de la subestructura son fundamentales en la respuesta dinámica que pueden influir en el comportamiento sísmico del puente. En ese sentido es relevante conocer el tipo de apoyo que se está utilizando (caballetes, estribos o pilas), además de la forma y dimensiones de las secciones, así como la resistencia

de los materiales y la cantidad de acero colocado. Todos estos parámetros definen la capacidad de deformación y resistencia sísmica. También es relevante el tipo de cimentación y el tipo de suelo sobre el que se desplanta el puente.

La subestructura está compuesta por elementos que se encargan de dar soporte a la carga existente en la superestructura y posteriormente transmitirla a la cimentación. A continuación, se describen las partes principales que conforman la subestructura, para ello se hará alusión a las partes que conforman los apoyos extremos, apoyos intermedios y la cimentación.

- **Apoyos extremos.**

Estos pueden ser de dos tipos: Estribos y caballetes, que pueden ser conformados con cuerpo de mampostería, concreto e inclusive metálicos, desplantados superficialmente o profundamente.

- **Caballetes.**

Estructuras que trabajan como marco rígido para dar soporte a la superestructura, estableciendo una conexión importante con el terraplén (Figura 22). En su diseño se considera la carga de la superestructura y parcialmente las presiones del suelo. Están conformados por columnas y un cabezal los cuales oponen resistencia parcial a los empujes horizontales del suelo (**Manual para Inspección de Puentes, 2018**). En las figuras 23 y 24 se muestra con mayor detalle los elementos que conforman los caballetes.



Figura 22 Elementos de un caballete. (Autoría propia).

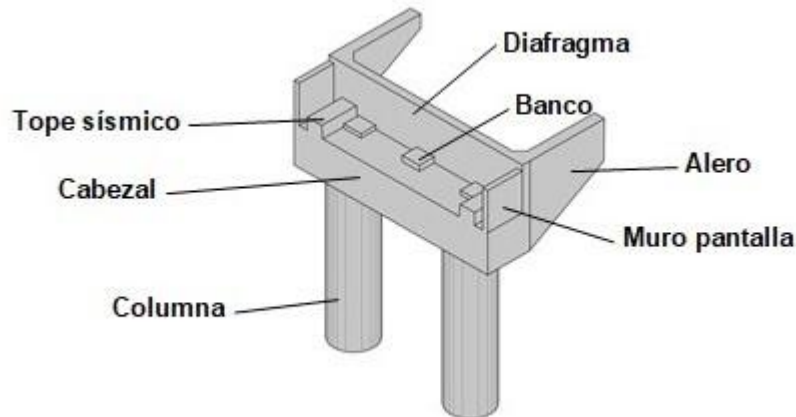


Figura 23 Elementos de un caballete con cimentación profunda (Manual para Inspección de Puentes, 2018).

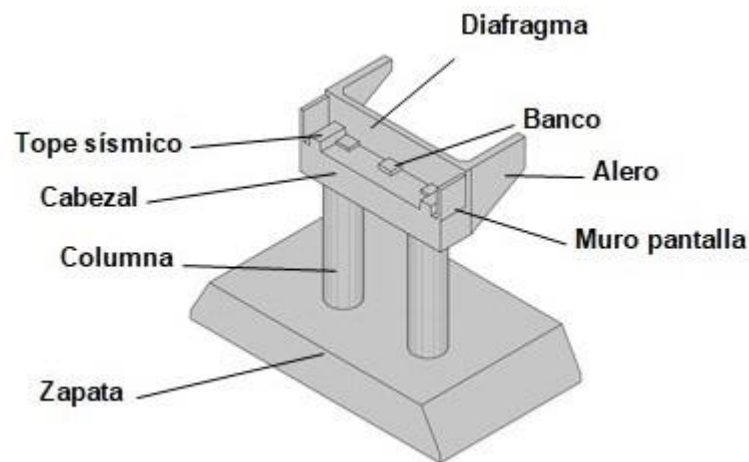


Figura 24 Elementos de un caballete con cimentación superficial (Manual para Inspección de Puentes, 2018).

- Estribos.

Estructuras tipo muro que al igual que los caballetes son usados como apoyo extremo, soportan la carga vertical de la superestructura del puente en los extremos y conjuntamente con la ayuda de los aleros soportan los empujes horizontales tanto estáticos como dinámicos los cuales son producidos por el suelo de relleno. En las figuras 25, 26 y 27 se presentan las características generales de los estribos.



Figura 25. Elementos de un estribo con aleros integrados. (Autoría propia).

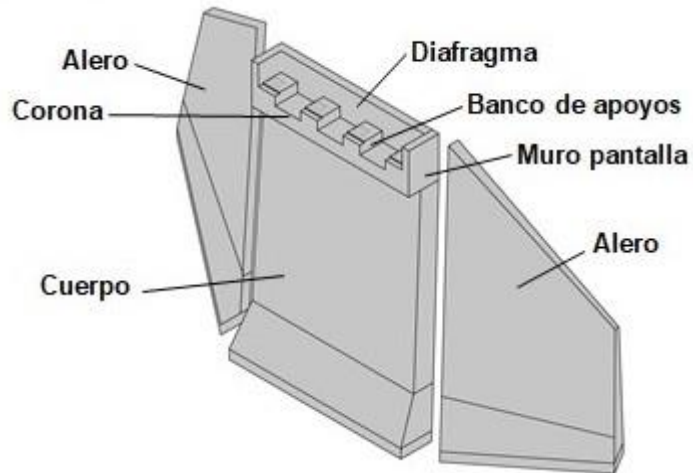


Figura 26 Elementos de un estribo con aleros separados (Manual para Inspección de Puentes, 2018).

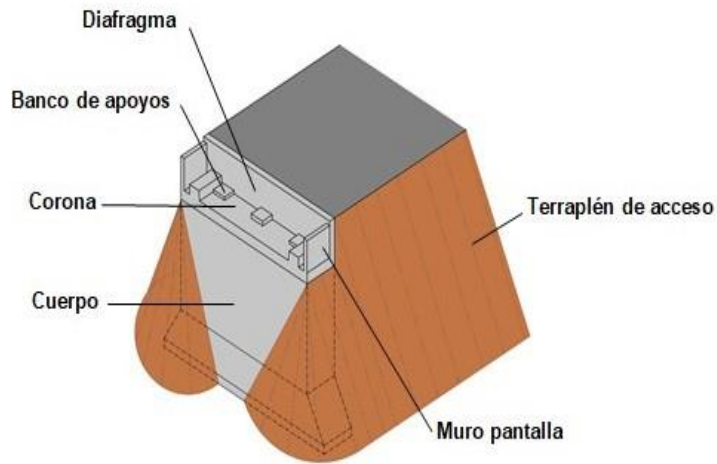


Figura 27 Elementos de un estribo enterrado (Manual para Inspección de Puentes, 2018).

- **Apoyos intermedios.**

Normalmente llamadas pilas estructuralmente hablando tienen la función de soportar las cargas verticales que le transmiten la superestructura y las de origen sísmico. De igual modo que los apoyos extremos pueden tener una cimentación superficial o profunda, de acuerdo a las características del suelo en donde se desplantará el puente. En la figura 28 se muestra un prototipo de apoyo intermedio a base de un marco rígido conformado por dos pilas o columnas.



Figura 28 Elementos de una pila tipo marco rígido. (Autoría propia).

Las pilas tipo columna son aquellas construidas por un cabezal en doble voladizo y una columna aislada la cual permite transmitir las cargas del cabezal a la cimentación (Figura 29).



Figura 29 Elementos de una pila tipo columna. (Autoría propia).

Las pilas tipo muro son aquellas compuestas por una corona y una sección rígida (muro) la cual al igual que los demás tipos tienen la función de soportar las cargas de la superestructura y transmitir las a la cimentación (Figura 30).



Figura 30 Elementos de una pila tipo muro. (Autoría propia).

3.5 Superestructura.

En lo que respecta a la superestructura, es importante conocer sus características geométricas a fin de 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 influir el nivel de amplificación del movimiento de la superestructura. Otros aspectos que también se deben de conocer de la superestructura es el ancho de calzada para poder inferir la magnitud de la carga móvil a la cual está expuesto el puente; la longitud de los tableros también es básica, además de revisar si dichos tableros son continuos o discontinuos, en el caso de ser discontinuos es importante saber qué tipo de junta o apoyo las une, ya que esto repercute en la respuesta dinámica de la estructura, en el momento que se evalúa la masa que se estará excitando (**Rivera, 2007**).

Lo anterior también repercute en el daño que pueden experimentar los toques sísmicos por el impacto que tiene, en estos, lo cual se analizará en esta investigación.

La superestructura de un puente puede variar de acuerdo a su tipología. Estructuralmente hablando puede ser isostática, es decir, simplemente apoyada; en marco continuo con la subestructura; en tramos continuos de superestructura trabajando como una viga continua.

En cuanto a los materiales que constituyen la superestructura, puede ser de concreto reforzado o pretensado, acero estructural o inclusive de madera.

La superestructura se integra principalmente por tres partes:

1) Sistema portante.

Se refiere a las traveses de diferentes materiales para su construcción ya sean de concreto reforzado o presforzado, de acero estructural, armaduras de acero e inclusive losas planas macizas, aligeradas o secciones tipo cajón de concreto simple o presforzado. Estos sistemas de traveses están acompañados de un sistema de diafragmas cuya principal función es la distribución de las cargas en el sentido transversal aportando rigidez a la torsión del tablero. En la figura 31 se muestran los elementos de la superestructura. En la figura 32 se aprecian los dispositivos de apoyo de neopreno.

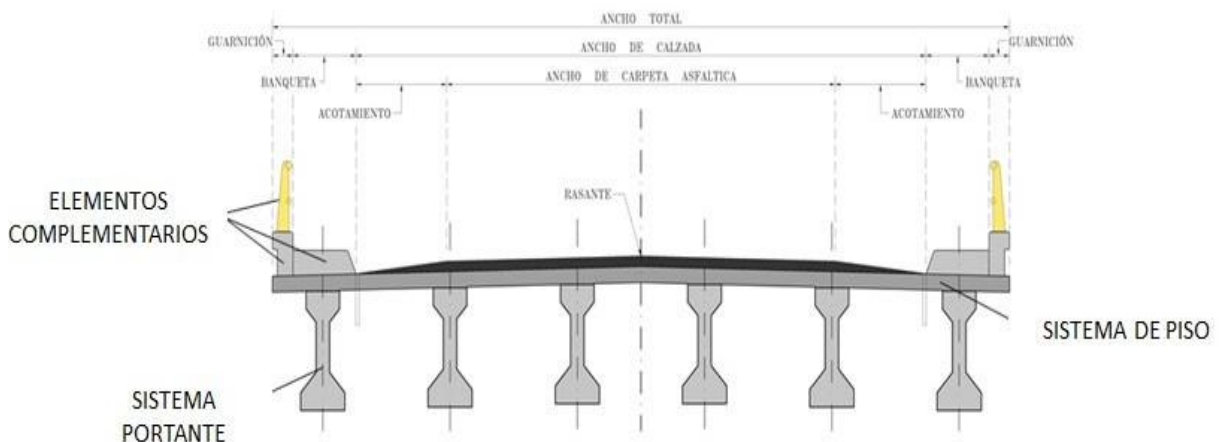


Figura 31 Elementos de la superestructura (Manual para Inspección de Puentes, 2018).



Figura 32 Dispositivos de apoyo de neopreno integral con placas de acero A-36 en su interior. (Autoría propia).

2) Sistema de piso.

Los sistemas de piso pueden ser de losa de concreto reforzado o en su caso presforzado, de placas de acero estructural apoyadas en largueros, entre muchas otras más, a continuación, se presentan algunos sistemas de piso utilizados en puentes (Figura 33).

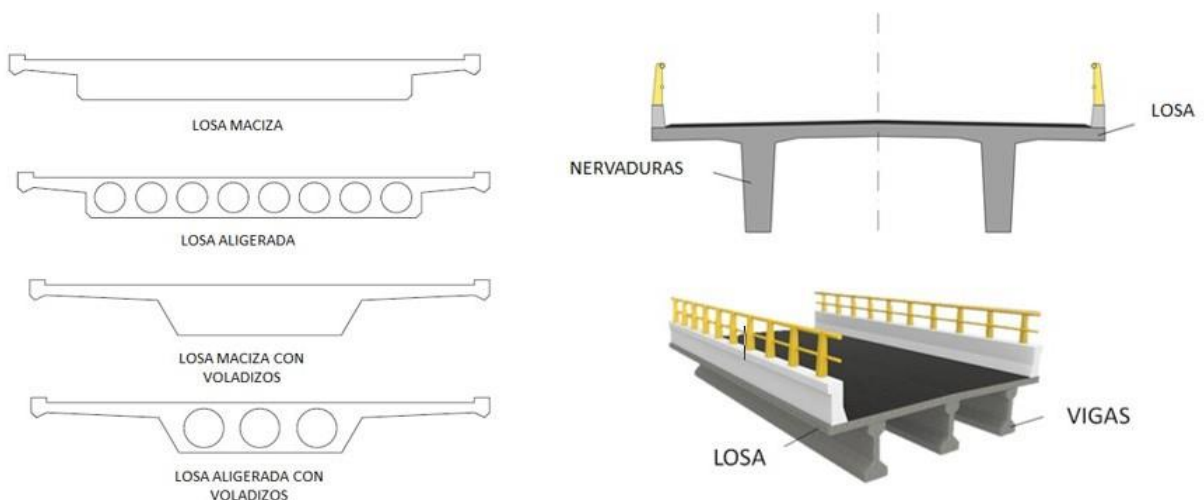


Figura 33 Diferentes tipos de sistemas de piso utilizados en puentes (Manual para Inspección de Puentes, 2018).

3) Elementos complementarios.

Son aquellos elementos considerados en la carga muerta de la superestructura, tales como: guarniciones, y banquetas, superficie de rodamiento (ya sea de carpeta asfáltica o concreto hidráulico), drenes para escurrir el agua en la calzada, parapetos tipo (ya sean de concreto o con tubos de acero galvanizado de diferentes cédulas), sistemas de alumbrado, estructuras que sirven de soporte para el señalamiento, juntas de dilatación entre tramos de superestructura. De las figuras 34 a 37 se presentan gráficamente los elementos mencionados anteriormente:

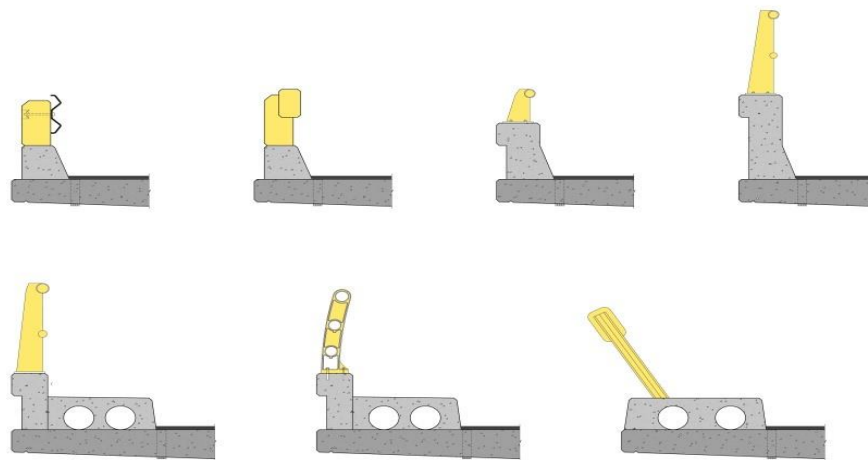


Figura 34 Tipos de guarniciones y parapetos tipo (Manual para Inspección de Puentes, 2018).



Figura 35 Junta de dilatación tipo dentada. (Manual para Inspección de Puentes, 2018).



Figura 36 Junta de dilatación con sello fijo de neopreno.
(Manual para Inspección de Puentes, 2018).



Figura 37 Junta de dilatación tipo asfáltica. (Manual para
Inspección de Puentes, 2018).

4) Topes sísmicos.

Son aquellos elementos ubicados sobre el cabezal o corona de una pila, estribo o caballete que sirven para reducir el desplazamiento transversal que puede llegar a ocurrir ante un evento sísmico de gran intensidad, su construcción es integral con el concreto de la losa en donde se apoyan las vigas (Figura 38).

La geometría de estos elementos es de gran importancia ya que, si se encuentran con demasiado peralte y un ancho menor, la vulnerabilidad aumenta considerablemente; normalmente se deja una separación respecto al patín inferior de las vigas de la superestructura que pueden ser hasta 5 cm.

Los topes sísmicos comienzan a trabajar cuando la superestructura presenta desplazamientos transversales. Al momento de ocurrir este fenómeno ambos elementos entran en contacto, provocando cierto nivel de daño en los topes sísmicos. Dicho daño depende de las características geométricas y de resistencia que tenga este elemento estructural.



Figura 38 Topes sísmicos sobre caballetes. (Autoría propia).

En el “ANEXO C” del presente trabajo de investigación se presenta una recomendación para el análisis y diseño de topes antisísmicos.

IV EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA.

4.1 Tipología de puentes estudiados.

Como se comentó en el principio de este trabajo de investigación, para subsanar el problema que tiene México en cuanto a la evaluación del nivel de seguridad que tienen los puentes carreteros que están expuestos a la actividad sísmica, se realizó un estudio de vulnerabilidad sísmica. Ahora bien, conforme a lo comentado en el capítulo tres, para realizar dicho estudio se puede partir del uso de funciones de vulnerabilidad, para ello, es fundamental establecer la tipología de puentes junto con sus características de estructuración, a fin de justificar las funciones de vulnerabilidad que se emplearán para la evaluación de la subestructura y superestructura de dicha tipología.

Por consiguiente, la tipología de puentes que se abordarán en este estudio fue de dos tipos: puentes con columna aislada o en voladizo y puentes con columnas que forman marco en la dirección transversal. Ambos tipos suelen ser de los que se encuentran en la red federal de carreteras de la República Mexicana. La subestructura de estos tipos de puentes por lo regular son de concreto reforzado, sección maciza de geometría circular, rectangular, oblonga, entre otras; mientras que la superestructura está resuelta con travesaños tipo AASHTO, cajón, por mencionar algunas.

Ahora bien, con miras a establecer criterios para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes carreteros mediante funciones de vulnerabilidad, se calibrarán las metodologías de evaluación de vulnerabilidad disponibles en la literatura (como se comentará más adelante), con base en el levantamiento de daños de puentes carreteros que estuvieron sujetos a la acción del sismo. En este sentido se dispuso de información de puentes carreteros del estado de Chiapas, tramo Arriaga – Ocozocoautla, los cuales estuvieron expuestos al sismo del 07 – septiembre – 2017 ($M = 8.2$), En la figura 39 se muestran algunas imágenes de la tipología de puentes carreteros analizados.



Figura 39 Tipología de puentes carreteros del estado de Chiapas que fueron contemplados en la investigación. (SERVER Ingeniería S.A. de C.V.)

4.2 Metodologías de evaluación de vulnerabilidad sísmica.

Dentro de las metodologías que se han desarrollado para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes acorde a la tipología de puentes considerada en este estudio, son las debidas a Rivera (2007), Domínguez (2012) y Candebat (2013). Los dos primeros de basan en funciones de vulnerabilidad para analizar la subestructura y superestructura de puentes, mientras que la tercera es un método que trata de considerar varios factores para estimar el nivel de vulnerabilidad sísmica que puede presentar el puente de manera integral. A continuación, se hace una descripción de cada uno de ellos.

4.2.1 Funciones de vulnerabilidad subestructura.

En el trabajo de Rivera (2007) se presenta una metodología para evaluar, de manera simplificada, la vulnerabilidad sísmica de puentes de concreto, para su análisis se pone especial atención en el mecanismo de daño de las columnas de apoyo, al considerar que son altamente vulnerables durante la ocurrencia de grandes terremotos en diferentes partes del mundo.

La metodología radica en obtener funciones de vulnerabilidad que relacionen el peligro sísmico y el daño físico en la estructura.

El objetivo principal es proporcionar una metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos de concreto reforzado, si se desea conocer más a detalle sobre la justificación matemática de las expresiones que se utilizarán a continuación consultar “Evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos”, Rivera, 2007.

Para ello los requerimientos del presente procedimiento es que los puentes deben tener una geometría convencional, es decir, rectos o ligeramente esviados ($<15^\circ$), sin ningún tipo de variaciones bruscas, rigidez y longitud de tramos similares, la respuesta sísmica es en la dirección transversal por ser la más desfavorable ante los efectos del sismo y se desprecian los movimientos fuera de fase de los apoyos del puente, así como también se desprecia la interacción suelo – estructura.

En esta metodología se hace especial énfasis en las columnas de los puentes es por ello que se le da un factor de importancia del 60 % a la subestructura y no por ser menos importante un 40 % de importancia a los topes antisísmicos. Los parámetros que considera este procedimiento son su geometría (secciones circulares o rectangulares), su relación H/D o H/L así como también su aceleración demandada en la estructura, debido a estos factores solicitados se aplican las siguientes ecuaciones:

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

$$u = \frac{S_{ai}}{S_{au}} \quad (2)$$

donde:

I_{DF} = índice de daño físico.

a, m = Parámetros en términos de aceleraciones que dependen del tipo de arreglo estructural, de los materiales y detalles constructivos que determinan su capacidad de deformación.

Sa_i = Aceleración demandada en el puente para la cual se requiere saber su grado de vulnerabilidad.

Sa_u = Aceleración en la falla de la columna.

Con la finalidad de interpretar los resultados obtenidos en esta metodología y con ello poder determinar una vulnerabilidad sísmica se usará la siguiente tabla, la cual maneja intervalos que van desde una vulnerabilidad muy baja, hasta una vulnerabilidad muy alta:

Tabla 1 Interpretación del índice de daño físico presentado en los puentes. (Rivera Vargas,2007)

I_{DF}	NIVEL DE DAÑO	VULNERABILIDAD
$0.00 < I_{DF} < 0.05$	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

Aplicación práctica de la metodología:

El procedimiento para la construcción de las funciones de vulnerabilidad son las siguientes:

➤ **Paso No. 1: Cálculo de la distorsión de fluencia γ_y**

Para este paso depende de qué tipo de apoyos intermedios tiene la estructura, es decir, si se trata de una columna aislada o el voladizo, se utilizará la siguiente expresión:

$$\gamma_y = \frac{1}{3} \phi_y H \quad (5)$$

Por otra parte, si se trata de columnas que forman marco, se utilizará la siguiente expresión:

$$\gamma_y = \frac{1}{6} \phi_y H \tag{6}$$

Para esta ocasión el P.S.V. cuenta con Pilas que forman un marco rígido, tal y como se muestra en las siguientes imágenes:



Figura 40 Vista de la Pila No. 2
(Inspección realizada por SERVER Ingeniería, 2017)



Figura 41 Vista de la Pila No. 3
(Inspección realizada por SERVER Ingeniería, 2017)

Para la estimación de ϕ_y se hace con las siguientes ecuaciones, correspondientes a una sección rectangular: (Rivera Vargas,2007).

$$\phi_y = 3.75 \frac{\epsilon_y}{h_c} (0.30 + 10.50\rho_1 - 125\rho_1^2) \tag{7}$$

Para sección circular: (Rivera Vargas,2007).

$$\phi_y = 3.75 \frac{\epsilon_y}{D} (0.30 + 11.20\rho_1 - 146\rho_1^2) \tag{8}$$

Dónde:

ϕ_y = Curvatura de fluencia de la sección.

ρ_1 = Cuantía de refuerzo longitudinal (2% = 0.02)

h_c = Peralte de la sección, se utilizó el peralte mayor, en este caso 730 cm.

D = Diámetro de la sección= 120 cm

Para columnas con cuantías de refuerzo longitudinal más comúnmente usadas en el diseño (2%), la capacidad de distorsión de fluencia puede oscilar entre 0.4% y 0.7% correspondientes a relaciones de aspecto de 4 y 6, respectivamente.

➤ **Paso No. 2: Evaluación de la distorsión última γ_u**

Se obtuvo con la siguiente ecuación matemática:

$$\gamma_u(\%) = \beta_0 + \lambda e \frac{f_{yt}}{14 f'_c} \left(\beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'_c} \right) + \beta_3 \left(\frac{P}{A_g f'_c} \right) \quad (9)$$

Los valores de se calculan de acuerdo a las tablas que se presentan a continuación:

Tabla 2 Valores de β para sección rectangular.

COEFICIENTES	$\frac{P}{A_g f'_c} < 15\%$	$15\% \leq \frac{P}{A_g f'_c} \leq 20\%$
β_0	$4.64 - 0.38 \frac{H}{L}$	$0.22 \frac{H}{L} - 0.75$
β_1	$453.90 + 46.50 \frac{H}{L}$	$1280.70 - 18.50 \frac{H}{L}$
β_2	$14.58 - 5.71 \frac{H}{L}$	$0.75 \frac{H}{L} - 49.40$
β_3	$0.0422 \frac{H}{L} - 0.37$	$0.0165 - 0.00078 \frac{H}{L}$

NOTA: "L" es la altura de la sección

Tabla 3 Valores de β para sección circular.

COEFICIENTES	$\frac{P}{A_g f'_c} < 15\%$	$15\% \leq \frac{P}{A_g f'_c} \leq 20\%$
β_0	$3.30 - 0.27 \frac{H}{D}$	$0.70 \frac{H}{D} - 3.68$
β_1	$453.90 + 46.50 \frac{H}{D}$	$316.69 + 189.98 \frac{H}{D}$
β_2	$14.58 - 5.71 \frac{H}{D}$	$-(0.38 + 7.15 \frac{H}{D})$
β_3	$0.0422 \frac{H}{D} - 0.37$	$0.097 - 0.02 \frac{H}{D}$

NOTA: "D" es el diámetro de la sección

- **Paso No. 3: Obtención de la ductilidad de desplazamiento lateral.**

$$\mu = \frac{\gamma_u}{\gamma_y} \quad (10)$$

- **Paso No. 4: Cálculo del periodo natural de vibración de la estructura**

T_{cr} .

Tal y como se indicó en apartado 3.2 Aspectos básicos de dinámica estructural, el periodo de vibración de una estructura es un parámetro fundamental para obtener la respuesta sísmica de las estructuras con base en espectros de respuesta, en este caso a partir de un registro sísmico.

En esta ocasión al tratarse de puentes es posible evaluar de manera simplificada este parámetro " T_{cr} " ya que en teoría se trata de un oscilador de un grado de libertad, cuando una masa " m " del puente vibra en la dirección transversal, por lo que se empleó la siguiente expresión:

$$T_{cr} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{cr}}} \quad (11)$$

dónde:

T_{cr} = Periodo de vibración de la estructura.

m = Masa.

k_{cr} = Rigidez agrietada a flexión hasta el punto de fluencia del elemento.

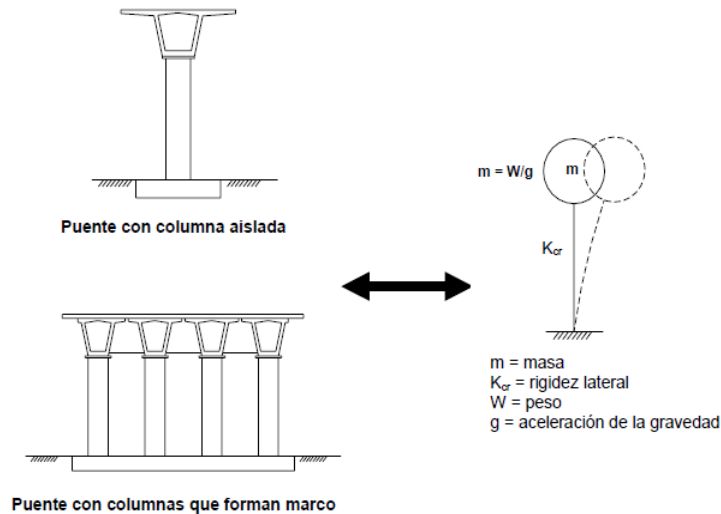


Figura 42. Modelo simplificado del puente para evaluar su respuesta dinámica en la dirección transversal. (Rivera-Vargas, 2007)

La estimación del parámetro referente a la masa “m”, no solo se consideró la masa que concentra el sistema de cubierta si no que de igual forma se contempla una porción de la columna.

Formula simplificada para sistemas con columnas aisladas:

$$m = \frac{1}{g} \left(0.15 A_g f'_c + \frac{1}{3} W_{COLUMNA} \right) \tag{12}$$

Formula simplificada para sistemas con columnas que forman marco:

$$m = \frac{1}{g} \left(0.10 A_g f'_c + \frac{1}{2} W_{COLUMNA} \right) \tag{13}$$

dónde:

n = Numero de columnas.

g = Aceleración de la gravedad.

A_g = Área gruesa.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

$W_{columna}$ = Peso de la columna.

Para obtener la rigidez lateral del sistema “ k_{cr} ” se tomaron en cuenta los siguientes criterios.

Para el caso de sistemas con columnas aisladas:

$$k_{cr} = \frac{3EI_{cr}}{H^3} \quad (14)$$

Para el caso de columnas que forman marco; si las columnas se deforman en curvatura simple, al considerar que la rigidez de la cubierta del puente es menor que la de sus columnas:

$$k_{cr} = \frac{n \ 3EI_{cr}}{H^3} \quad (15)$$

Para el caso en el que las columnas se deforman en curvatura doble, al considerar que la rigidez de la cubierta del puente es mayor que la de sus columnas:

$$k_{cr} = \frac{n12EI_{cr}}{H^3} \quad (16)$$

La rigidez agrietada “ I_{cr} ” se calcula en base a las siguientes ecuaciones las cuales tienen relación en función de la geometría de las columnas, para sección rectangular se utilizó la siguiente expresión: I_g es la inercia de la sección transversal

$$I_{cr} = I_g = 0.19 + 11.60\rho_1 + 0.012 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.17\rho_1 \frac{P}{A_g f'_c} \quad (17)$$

Para sección circular:

$$I_{cr} = I_g = 0.22 + 13.44\rho_1 + 0.011 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.16\rho_1 \frac{P}{A_g f'_c} \quad (18)$$

Al tratarse de columnas circulares previamente se debe calcular el momento de inercia para una sección circular o rectangular según sea el caso las cuales se definen con las siguientes expresiones:

Secciones circulares:

$$I = \left(\frac{\pi r^4}{4} \right) \quad (19)$$

Secciones rectangulares:

$$I_x = \left(\frac{b h^3}{12} \right) \quad (20)$$

$$I_y = \left(\frac{b^3 h}{12} \right) \quad (21)$$

Para calcular el módulo de elasticidad del concreto, se utiliza la siguiente ecuación:

$$E = 0.1357 W^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (22)$$

dónde:

E = Módulo de elasticidad.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto en Kg/cm^2

W = Peso volumétrico del concreto endurecido en Kg/m^3

➤ **Paso No. 5: Estimación de la fuerza lateral de fluencia V_y**

Se calculó con la siguiente expresión:

$$V_y = k_{cr} \gamma_y H \quad (23)$$

➤ **Paso No. 6: Evaluación del factor de resistencia de ductilidad R_μ**

Este factor representa básicamente la reducción de la resistencia lateral de la estructura debida al comportamiento no lineal, el cual se define entre la demanda de resistencia lateral inelástica (Miranda E, 1993).

Para el presente análisis se consideran varios tipos de suelos (firme y blando) según el trabajo de Arroyo y Terán (2002). Sin embargo, consideraremos que las columnas se encuentran en un **suelo firme**, así como también un coeficiente de amortiguamiento crítico del 5 %, recordando que el amortiguamiento se refiere a que tan rápido decae una oscilación o un movimiento hasta llegar a un estado de reposo, además de ser el más utilizado en las construcciones.

Para suelo blando:

$$R_\mu = \frac{\left(\frac{T}{T_g}\right)^\theta}{0.175 + \left|\frac{T}{T_g} - 1\right|} (0.5529\mu - 0.55) + 1 \quad (24)$$

Donde " T_g " es el periodo del terreno donde se ubica el puente.

$$\theta = \frac{\mu^4}{2.5 + \mu^4} \quad (25)$$

Para suelo firme:

$$R_\mu = (1.11\mu - 1.0119) \left(\frac{T^{1.2}}{0.002 + T^{1.2}} \right) + 1 \quad (26)$$

Dónde μ es la ductilidad esperada, en este caso será igual a $\underline{2}$ y T es el periodo de vibración natural de la estructura.

➤ **Paso No. 7: Cálculo de las aceleraciones espectrales S_a**

En esta etapa se determinan las aceleraciones espectrales al inicio del daño que es en donde comienza la fluencia del acero longitudinal, así como también en el colapso en donde existe la falla de la columna.

Al inicio del daño:

$$S_{a_y} = \frac{V_y}{W_T} g \quad (27)$$

En el colapso de la columna:

$$S_{a_u} = \frac{V_y}{W_T} R_\mu g \quad (28)$$

dónde:

W_T = Peso total del sistema.

El parámetro del peso total del sistema se determina depende el caso, ya sea para un sistema con columna aislada:

$$W_T = 0.15A_g f'_c + W_{columna} \quad (29)$$

O cuando se trata de un sistema que forma marco:

$$W_T = n(0.10A_g f'_c + W_{columna}) \quad (30)$$

Una vez que se obtuvo la aceleración espectral en ambos casos, al inicio y antes del colapso se procede a obtener la aceleración contemplando un cierto porcentaje.

En la siguiente expresión se contempla un 5 % del daño total.

$$I_{DF}(Sa_y) = 0.05 \quad (31)$$

Por otro lado, en la siguiente expresión se contempla un 99 % del daño total.

$$I_{DF}(Sa_{pu}) = 0.99 \quad (32)$$

$$Sa_{pu} = 0.95 Sa_u \quad (33)$$

Paso No. 8: Deducción de la función de vulnerabilidad I_{DF}

En esta etapa se parte de dos puntos principalmente los cuales corresponden al inicio del daño Sa_y así como también a un punto previo al colapso Sa_{pu} , a los cuales se asocia un cierto porcentaje del daño ocurrido solamente en las columnas, lo cual

se está considerando como la subestructura. Una vez que se cuenta con estos puntos importantes se realizó un ajuste para obtener los parámetros m y a , los cuales corresponden a la función de vulnerabilidad en términos de aceleraciones tal y como se expresa en las siguientes ecuaciones:

$$m = \frac{-5.69734}{\ln\left(\frac{Sa_y}{Sa_{pu}}\right)} \quad (34)$$

$$a = \frac{\ln(0.99)}{\left(\frac{Sa_y}{Sa_u}\right)^m} \quad (35)$$

Finalmente, la función de vulnerabilidad toma las siguientes expresiones mencionadas al inicio del presente capítulo:

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

$$u = \frac{S_{ai}}{S_{au}} \quad (2)$$

4.2.2 Funciones de vulnerabilidad superestructura.

Los topes sísmicos son elementos altamente vulnerables ante la acción de un sismo ya que en ellos se concentra la mayor parte el peso de la superestructura de un puente carretero.

En la investigación de Domínguez (2013) se proponen funciones de vulnerabilidad sísmica de la superestructura de puentes carreteros, poniendo énfasis en la falla de los topes sísmicos, dado que son los mecanismos de daño más frecuentes que suelen sufrir estas obras durante una excitación dinámica provocada por los sismos.

Básicamente en el trabajo de tesis mencionado anteriormente se realizaron curvas de vulnerabilidad sísmica a raíz de los sismos ocurridos en Manzanillo (1995) y de Tecomán (2003) en los estados de Colima y Michoacán de tres estructuras; el puente Coahuayana, puente Las Adjuntas y puente Nexpa utilizando como metodología de aplicación los tres pasos siguientes:

- 1) Definir las dimensiones geométricas, así como sus propiedades mecánicas (tensión y compresión del concreto) de los topes sísmicos en estudio para determinar la relación de la altura con la dimensión menor del tope H/A_0 con la finalidad de revisar su relación de esbeltez.
- 2) Determinar el diagrama de esfuerzos de la sección tanto de tensión como de compresión definiendo un eje neutro, esto con la finalidad de obtener el momento de la sección el cual definirá el valor máximo de la fuerza cortante que resiste el tope sísmico antes de que se presenten agrietamientos debido a los esfuerzos existentes en el elemento.
- 3) Definir la función de vulnerabilidad de cada tope sísmico con ayuda de la metodología propuesta por Rivera en 2007, tales como el cálculo del periodo de vibración, la aceleración demandada, el peso tributario del sistema en análisis, etcétera.

➤ **Paso No. 1: Datos de diseño.**

Reunir todos los datos necesarios para el análisis tales como la altura “ H ” del tope sísmico, la resistencia a la compresión del concreto “ $f'c$ ” en Kg/cm², el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo “ f_y ” en Kg/cm² y la relación H/A_0 que ayude a determinar la relación de esbeltes del tope sísmico en estudio.

➤ **Paso No. 2: Resistencia a la tensión.**

Con ayuda de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del D.F. se estimó la resistencia del concreto a tensión tal y como se muestran en las siguientes ecuaciones:

$$f_t = 1.50\sqrt{f'_c} \quad (36)$$

➤ **Paso No. 3: Determinación del momento de agrietamiento, M_{cr}**

En base al diagrama de esfuerzos ya sea para un segmento circular o rectangular, se calcularon los momentos de agrietamiento con ayuda de la ecuación de la escuadría.

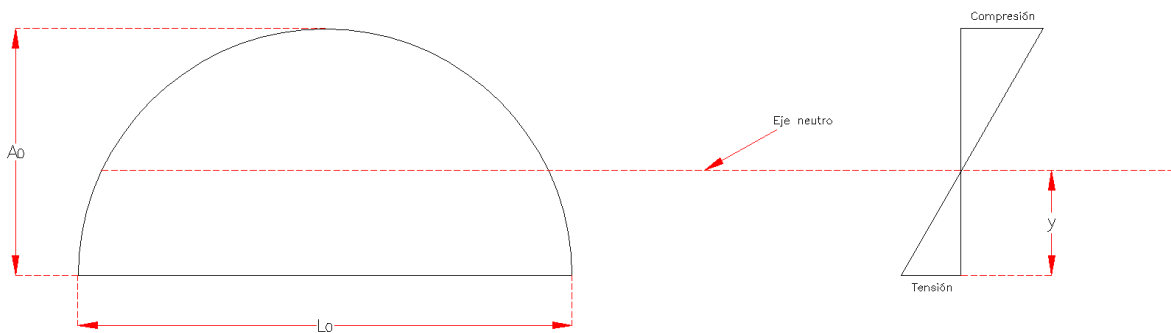


Figura 43 Diagrama de esfuerzos de un segmento circular.

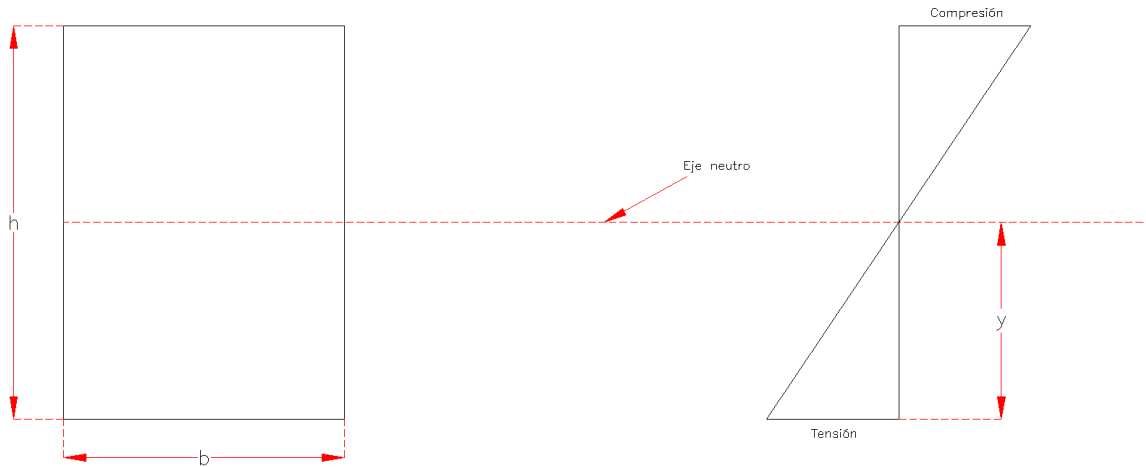


Figura 44 Diagrama de esfuerzos de un segmento rectangular.

$$f_t = \frac{M_{cr}}{I} y \quad (37)$$

dónde:

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

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

y = distancia desde la fibra extrema en tensión hacia el centroide (cm).

I = momento de inercia de la sección (cm⁴).

➤ **Paso No. 4: Cálculo de la resistencia a cortante de la sección.**

$$M_{cr} = V_{cr} H \quad (38)$$

dónde:

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

V_{cr} = resistencia a cortante de la sección al momento del agrietamiento (kg).

H = altura del tope sísmico (cm).

Se despeja el valor de la resistencia a cortante de la sección " V_{cr} " y se tiene la siguiente expresión:

$$V_{cr} = \frac{M_{cr}}{H} \quad (39)$$

➤ **Paso No. 5: Determinación de la función de vulnerabilidad.**

Es importante hacer mención que para la construcción de la vulnerabilidad del tope sísmico es necesario conocer los parámetros de resistencia a cortante de la sección al momento del agrietamiento " V_{cr} ", el peso propio de la superestructura del puente que se esté analizando " $W_{SUP.}$ ", el periodo de vibración " T_{cr} " y el espectro de respuesta del sismo en estudio, este último valor es primordial ya que conocido el periodo de vibrar del puente entramos al espectro de respuesta y se determina el valor de la fracción de la aceleración correspondiente.

Obteniendo la siguiente ecuación:

$$S_{ay} = \frac{V_{cr}}{W_{SUP.}} g \quad (40)$$

dónde:

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

V_{cr} = resistencia a cortante de la sección al momento del agrietamiento (kg).

$W_{SUP.}$ = peso propio de la superestructura del puente (kg).

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

Posteriormente de tener el valor de la aceleración al inicio del daño, se determina la aceleración al momento del colapso total o parcial del tope sísmico tomando como punto de partida el registro acelerométrico del sismo en estudio.

$$S_{au} = \frac{V_u}{W_{SUP.}} g \quad (41)$$

Despejando el valor del cortante máximo se obtuvo:

$$V_u = \frac{S_{au}}{g} W_{SUP}. \tag{42}$$

Finalmente teniendo los parámetros antes mencionados se podrá construir la curva de vulnerabilidad correspondiente de los topes sísmicos. A continuación, se presentan las curvas de vulnerabilidad correspondiente al Puente Coahuayana, puente las adjuntas y puente Nexpa.

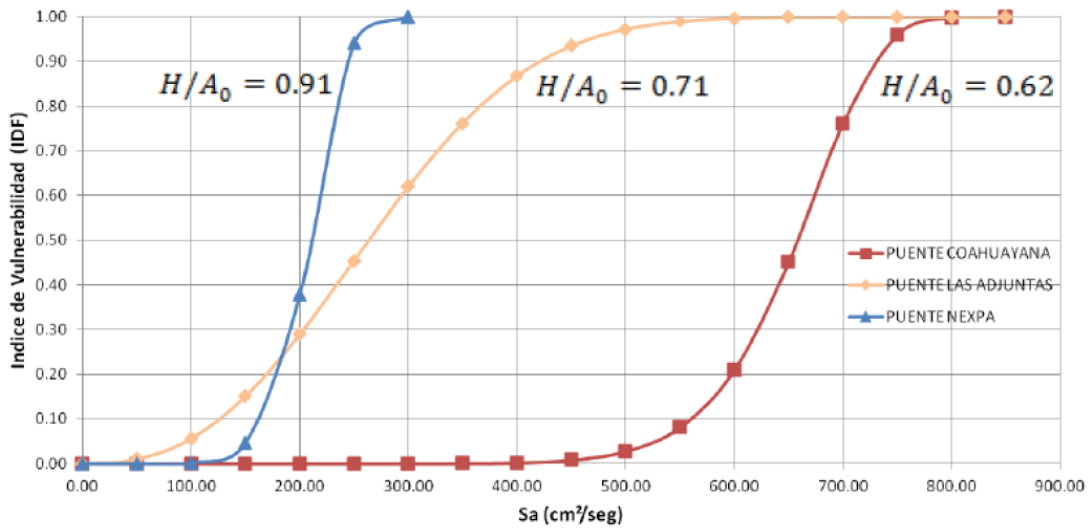


Figura 45 Curvas de vulnerabilidad de los topes sísmicos analizados (Domínguez, 2013).

4.2.3 Método Delphi.

Este método fue desarrollado por Candebat (2012), el cual se basa en el análisis de las causas de daño en puentes de concreto en países afectados por sismos de intensidad alta, así como en el análisis de metodologías existentes a nivel internacional para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural de puentes.

Como resultado del análisis de las causas principales de daños, al evaluar las afectaciones en puentes provocadas por sismos de alta intensidad ocurridos a lo largo de todo el mundo, los daños comunes se asocian a cuatro grupos básicamente, los cuales se presentan a continuación:

- 1) Colapso y daños en superestructura debido a tableros insuficientes, llaves de cortante inadecuadas y desbalance de la rigidez de las pilas.
- 2) Pérdida de apoyo de los tramos debido a longitudes de apoyo insuficientes.
- 3) Fallo de columnas por flexión y cortante debido a una baja ductilidad.
- 4) Falla estructural debido a fallo del terreno, fenómenos como la licuación.

Para la evaluación se utilizan ponderaciones en los elementos del puente, los cuales se encuentran divididos en este caso en dos grupos (Superestructura y Subestructura), a cada elemento se le otorga determinado valor, dicho valor se presenta por grupo en las tablas 2 y 3.

Tabla 4. Método Delphi. Parámetros a evaluar en la Superestructura.

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUPERESTRUCTURA	EVALUACIÓN
	CON DAÑOS PREVIOS
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO	
Después de 1999	0.00
Antes de 1999	2.00
TIPO DE SUPERESTRUCTURA	
Isostática con losa continua	0.75
Isostática	1.00
LONGITUD DE APOYO	
Cumple lo especificado en la norma vigente	0.00
No cumple	1.50

EXISTANCIA DE TRABES SÍSMICA	
Existen y poseen diseño satisfactorio	0.00
Existen, pero presentan diseño inadecuado	0.75
No existen	1.00
EXISTENCIA DE DIAFRAGMAS (VIGAS TRANSVERSALES)	
Cuenta con diafragmas	0.00
No cuenta	1.00
DISPOSITIVOS DE APOYO	
Existen	0.00
Existen en mal estado	0.50
Existen, pero son inadecuados	0.75
No existen	1.00
TRAZADO DE LA SUPERESTRUCTURA	
Recto	0.00
Curva horizontal menor de 90° y esviaje menor de 30°	0.25
Curva de 90° y esviaje entre 30° y 45°	0.75
Curva mayor de 90° y esviaje mayor de 45°	1.00
CURVAS VERTICALES	
No tiene	0.00
< 6 %	0.25
> 6 %	0.50
POSIBILIDAD DE GOLPETEO	
Separación adecuada entre estructuras adyacentes	0.00
Separación menor a la requerida a la misma altura	0.25
Separación menor a la requerida a diferentes alturas	0.50
EVALUACIÓN TOTAL	
FACTOR DE PONDERACIÓN EN EL RESULTADO	40%

Tabla 5. Método Delphi. Parámetros a evaluar de la Subestructura.

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUBESTRUCTURA	EVALUACIÓN
	CON DAÑOS PREVIOS
PERIODO DE LA ESTRUCTURA	
$T_p \leq T_c$	0.00
$T_p \geq T_c$	2.50
ESTADO TÉCNICO DE LA SUBESTRUCTURA	
Muy buena y buena (Sin daños en pilas y/o estribos)	0.00
Regular (Daños moderados en pilas y/o estribos)	1.00
Mala y muy mala (Daños extensivos en pilas y/o estribos)	2.00
TIPO DE SUBESTRUCTURA	
PILAS	-

Diafragmas	0.00
Pórticos	0.50
Mono columnas o pilas en "V" o inclinadas	1.00
ESTRIBOS	-
Abiertos	0.00
Cerrados con drenaje adecuado	0.50
Cerrados sin drenaje adecuado	1.00
ALTURA DE COLUMNAS	
H < 5	0.00
5 ≤ H ≤ 10	0.50
H > 10	1.50
ESVIAJE	
Sin esviate o con ángulo menor de 15°	0.00
Esviaje entre 15° y 30°	0.25
Esviaje entre 30° y 45°	0.75
Esviaje mayor de 45°	1.00
TÉCNICA DE CONSTRUCCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA	
In situ	0.00
Mixto	0.50
Prefabricación (No existe monolitismo columna - cimiento)	1.00
EVALUACIÓN FINAL	
FACTOR DE PONDERACIÓN EN EL RESULTADO	60%

El valor obtenido se normaliza entre diez y posteriormente será multiplicado por un factor de ponderación que en este caso se consideró un 40 % para los toques sísmicos y un 60 % para las columnas, quedando de la siguiente manera la ecuación:

$$IV_{SE} = \frac{40 \% (V_{TOPES}) + 60 \% (V_{COL})}{100 \%} \quad (9)$$

donde:

IV_{SE} = Índice de vulnerabilidad sísmica estructural.

V_{TOPES} = Vulnerabilidad sísmica estructural de los toques sísmicos.

V_{COL} = Vulnerabilidad sísmica estructural de las columnas.

Y finalmente para poder obtener la vulnerabilidad sísmica del puente se aplicará la siguiente tabla la cual fue deducida por Candebat en 2012, teniendo de esta manera cierto grado de vulnerabilidad:

Tabla 6 Método Delphi. Grados de vulnerabilidad (Candebat, 2012).

EVALUACIÓN	VULNERABILIDAD
0.00 - 0.25	Baja
0.26 - 0.45	Moderada
0.46 - 1.00	Alta

4.3 Calibración de las metodologías de evaluación.

4.3.1 Aplicación del método Rivera (2007).

A continuación, se presenta el desarrollo de la metodología propuesta por Rivera (2007) aplicado a un Paso Superior Vehicular (PSV) a fin de poder explicar el procedimiento que se debe realizar para la obtención de la vulnerabilidad sísmica.

La estructura se encuentra en el kilómetro 000+500, autopista Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal de las Casas, estado de Chiapas.

La superestructura está conformada por tres tramos simplemente apoyados de losa de concreto reforzado en colaboración con nueve traveses pretensados AASHTO tipo IV, el primer tramo, 1-2 tiene una longitud de 15.25 m; el tramo 2-3 cuenta con doce traveses pretensados AASHTO tipo IV de 29.06 m de longitud y el tramo 3-4 está constituido por ocho traveses pretensados AASHTO tipo IV con una longitud de 15.53 m (Figura 42). La estructura cuenta con un ancho de calzada de 16.42 m, guarniciones de 0.50 m para con ello tener un ancho total de 17.42 m.

La subestructura está constituida a base de caballetes como apoyos extremos ya que se encuentran trabajando como marco rígido debido a las cinco columnas de 1.20 m de diámetro que presenta, así como también dos pilas intermedias, la altura de la pila No. 2 es de 6.07 m y de la pila No. 3 es de 7.30 m.

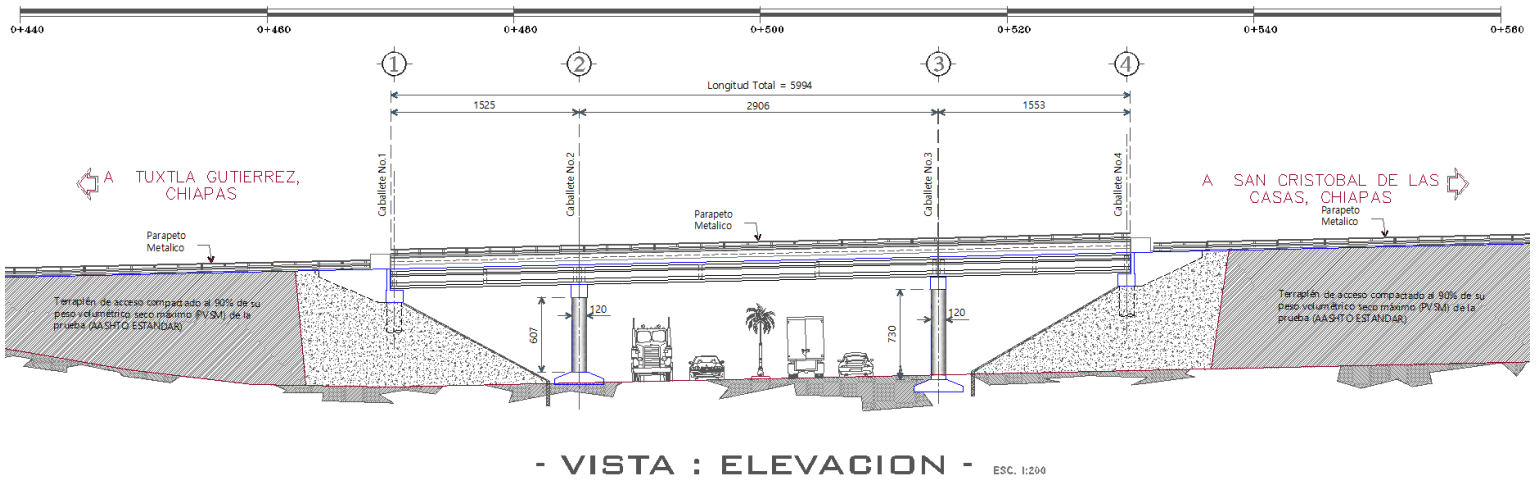


Figura 46. Vista en elevación del puente ubicado en el kilómetro 000+500, Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal de las Casas.

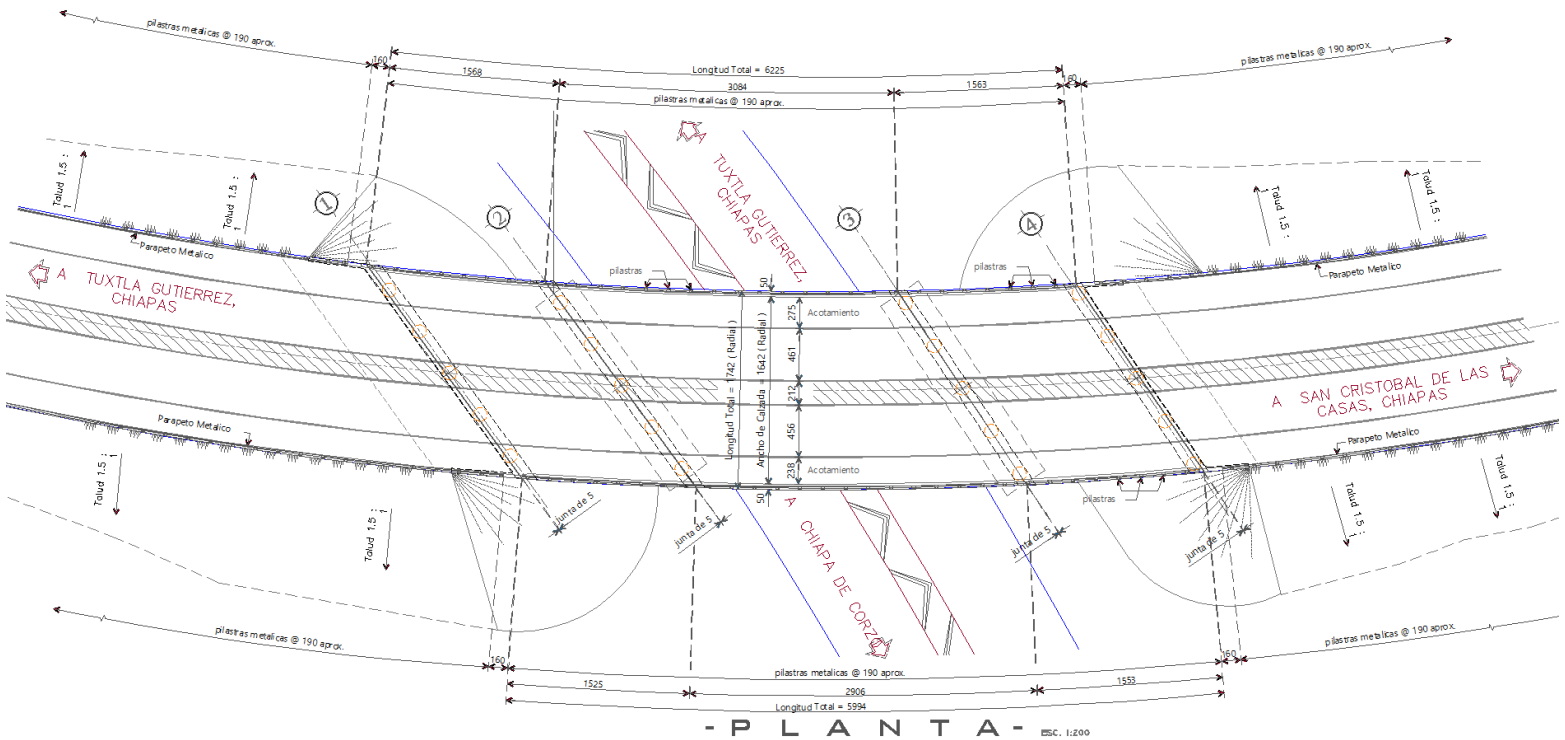


Figura 47 Vista en planta del PSV del kilómetro 000+500, Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal.

Para obtener la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la subestructura se utilizó un espectro de respuesta correspondiente al sismo de Tehuantepec del 7 – Sep. – 2017 (Mw=8.2) (**Instituto de Ingeniería de la UNAM**).

Es importante mencionar que para que la metodología pueda ser aplicada, la estructura debe de tener una geometría sencilla, es decir puentes rectos o ligeramente esviados $< 15^\circ$, sin variaciones bruscas de rigideces y longitud de tramos similares, la respuesta sísmica que se analiza es en la dirección transversal por ser el más vulnerable ante los efectos sísmicos.

Tomando como referencia las ecuaciones descritas en el subcapítulo 4.2.1 y sustituyendo los valores que se describen a continuación se obtuvo lo siguiente:

- **Paso No. 1:** Cálculo de la distorsión de fluencia:

Para sección circular:

$$\phi_y = 3.75 \frac{0.0021}{120} (0.30 + 11.20(0.02) - 146(0.02)^2)$$

$$\therefore \phi_y = 0.00003056$$

$$\gamma_y = \frac{1}{6} (0.00003056)(730)$$

$$\therefore \gamma_y = 0.00371753$$

- **Paso No. 2:** Evaluación de la distorsión última:

Previamente se calcularon los valores de los coeficientes “ β ” para sección circular, conforme a las ecuaciones descritas en el subcapítulo 4.2.1, cuyos resultados son:

$$\beta_0 = 0.70 \frac{H}{D} - 3.68$$

$$\beta_0 = 0.70 \left(\frac{730}{120} \right) - 3.68$$

$$\therefore \beta_0 = 0.578333$$

$$\beta_1 = 316.69 + 189.98 \frac{H}{D}$$

$$\beta_1 = 316.69 + 189.98 \left(\frac{730}{120} \right)$$

$$\therefore \beta_1 = 1472.401667$$

$$\beta_2 = - \left(0.38 + 7.15 \frac{H}{D} \right)$$

$$\beta_2 = - \left[0.38 + 7.15 \left(\frac{730}{120} \right) \right]$$

$$\therefore \beta_2 = -43.875833$$

$$\beta_3 = 0.097 - 0.02 \frac{H}{D}$$

$$\beta_3 = 0.097 - 0.02 \left(\frac{730}{120} \right)$$

$$\therefore \beta_3 = -0.0246666$$

Considerando en la cuantía de refuerzo transversal “ λe ” (Factor de confinamiento efectivo) se supondrá de un **0.003** en función de la tabla 7 especificada en Rivera (2007), la cual se basa en el año de construcción, que para este ejercicio se está considerando entre **1972 y 1992**.

Tabla 7. Cuantías de refuerzo transversal o de confinamiento que se pueden suponer para diferentes años de construcción.

Año de construcción	Refuerzo de confinamiento	
	Sección circular	Sección rectangular
Antes de 1972	$\rho t = 0.0015$	$\rho t = 0.0015$
		$\lambda e = 0.0007$
<u>Entre 1972 y 1992</u>	$\rho t = 0.005$	$\rho t = 0.005$
		$\lambda e = 0.003$
	$\rho t = 0.007$	$\rho t = 0.007$
		$\lambda e = 0.005$

$$\lambda e = 0.003$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

Carga axial como un porcentaje de la resistencia a compresión de la sección bruta

$$\frac{P}{A_g f'_c} = 15$$

Sustituyendo valores en la ecuación de distorsión última γ_u , se obtuvo lo siguiente:

$$\gamma_u(\%) = \beta_0 + \lambda e \frac{f_{yt}}{14 f'_c} \left(\beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'_c} \right) + \beta_3 \left(\frac{P}{A_g f'_c} \right)$$

$$\gamma_u(\%) = 0.578333 + 0.003 \frac{4200 \text{ Kg/cm}^2}{14 (200 \text{ Kg/cm}^2)} [(1472.401667) + (-43.875833)(15)] + (-0.0246666)(15)$$

$$\gamma_u(\%) = 3.872522 \%$$

$$\therefore \gamma_u = 0.0387252$$

➤ **Paso No. 3:** Obtención de la ductilidad de desplazamiento lateral:

$$\mu = \frac{\gamma_u}{\gamma_y}$$

$$\mu = \frac{0.0387252}{0.00371753}$$

$$\therefore \mu = 10.41694$$

➤ **Paso No. 4:** Cálculo del periodo natural de vibración de la estructura T_{cr}

Conforme a la metodología descrita en el subcapítulo 4.2.1 se procedió a calcular el periodo natural de vibración de la estructura clasificada como un PSV con 5 columnas que forman marco rígido, por lo que se calculó de la siguiente forma:

El diámetro de las columnas es de 120 cm:

$$A_g = \frac{\pi(120 \text{ cm})^2}{4}$$

$$\therefore A_g = 11309.73 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo de W_c se considera del orden del 15% de la resistencia a la compresión de la sección de la columna en el caso de columnas aisladas:

$$W_c = 0.15 f'_c A_g$$

Sin embargo, para el caso de columnas que forman marco se consideró de un 10 % de la resistencia a la compresión:

$$W_c = 0.10 f'_c A_g$$

Por lo tanto, al tratarse de columnas que forman marco, se obtuvo el siguiente resultado:

$$W_c = 0.10 \left(200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) (11309.73 \text{ cm}^2)$$

$$\therefore W_c = 226194.6711 \text{ Kg}$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente en la fórmula para estimar la masa, se tiene lo siguiente:

$$m = \frac{5}{981} \left(0.10 (11309.73 \text{ cm}^2) \left(200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) + \frac{1}{2} (226194.6711 \text{ Kg}) \right)$$

$$\therefore m = 1729.31706 \text{ Kg}$$

Para obtener la rigidez se tomaron en cuenta los criterios descritos en las ecuaciones 14, 15 y 16 del apartado 4.2.1 de la presente tesina.

El momento de inercia agrietado " I_{cr} " se calcula con base en las ecuaciones 17 y 18 las cuales están en función de la sección geométrica, de la cuantía de refuerzo longitudinal " ρ_1 " y del porcentaje de carga axial a compresión con respecto a la resistencia a compresión de la sección $\frac{P}{A_g f'_c}$

Sección rectangular:

$$I_{cr} = I_g = 0.19 + 11.60\rho_1 + 0.012\frac{P}{A_g f'_c} - 0.17\rho_1\frac{P}{A_g f'_c} \quad (17)$$

Sección circular:

$$I_{cr} = I_g = 0.22 + 13.44\rho_1 + 0.011\frac{P}{A_g f'_c} - 0.16\rho_1\frac{P}{A_g f'_c} \quad (18)$$

Para el caso del PSV bajo estudio, se trata de columnas circulares, por lo que el momento de inercia para una sección circular se define con la ecuación 19.

$$I = \left(\frac{\pi r^4}{4} \right) \quad (19)$$

$$I = \left[\frac{\pi (60)^4}{4} \right]$$

$$\therefore I = 10,178,760.20 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr} = I_g = [0.22 + 13.44(0.02) + 0.011(15) - 0.16(0.02)(15)](10,178,760.20 \text{ cm}^4)$$

$$\therefore I_{cr} = 6,166,292.93 \text{ cm}^4$$

Para calcular el módulo de elasticidad del concreto, utilizaremos la ecuación 22:

$$E = 0.1357 \left(2200 \text{ Kg}/\text{m}^3 \right)^{1.5} \left(\sqrt{200 \text{ Kg}/\text{cm}^2} \right)$$

$$\therefore E = 198029.03$$

Calculando la rigidez se obtuvo lo siguiente:

$$k_{cr} = \frac{(5)(12)(198029.03)(6166292.93\text{cm}^4)}{(730\text{cm})^3}$$

$$\therefore k_{cr} = 188,337.0175$$

Calculando el periodo natural de vibración con ayuda de lo calculado previamente se obtuvo el siguiente resultado:

$$T_{cr} = 2\pi \sqrt{\frac{1729.31706}{188,337.0175}}$$

$$\therefore T_{cr} = 0.6021 \text{ s}$$

- **Paso No. 5:** Estimación de la fuerza lateral de fluencia V_y

$$V_y = (188,337.0175)(0.00371753)(730)$$

$$\therefore V_y = 511,107.73$$

- **Paso No. 6:** Evaluación del factor de resistencia de ductilidad R_μ

Sustituyendo en las ecuaciones para evaluar el factor de resistencia descritas en el apartado 4.2.1, se obtiene:

$$R_\mu = [1.11(2) - 1.0119] \left[\frac{(0.6021 \text{ s})^{1.2}}{0.002 + (0.6021 \text{ s})^{1.2}} \right] + 1$$

$$\therefore R_\mu = 2.20367$$

- **Paso No. 7:** Cálculo de las aceleraciones espectrales S_a

Para este caso en particular se utilizó la expresión referente a un sistema que forma marco, tal y como se implementó en pasos anteriores.

Para el peso total del sistema:

$$W_T = n(0.10A_g f'_c + W_{columna})$$

$$W_T = (5)[0.10(11309.73 \text{ cm}^2) (200 \text{ Kg/cm}^2) + 226194.67]$$

$$\therefore W_T = 2,261,946.71$$

Posteriormente, se obtuvo la aceleración espectral al inicio del daño, ecuación 27:

$$S a_y = \frac{V_y}{W_T} g$$

$$S a_y = \left(\frac{511,107.73}{2,261,946.71} \right) (981 \text{ cm/s}^2)$$

$$\therefore S a_y = 221.67 \text{ cm/s}^2$$

Aceleración espectral de colapso, ecuación 28:

$$S a_u = \frac{V_y}{W_T} R_\mu g$$

$$S a_u = \left(\frac{511,107.73}{2,261,946.71} \right) (2.20367) (981 \text{ cm/s}^2)$$

$$\therefore S a_u = 488.48 \text{ cm/s}^2$$

Una vez que se obtuvo la aceleración espectral en ambos casos, al inicio y antes del colapso se procede a obtener la aceleración contemplando un cierto porcentaje

En la siguiente expresión se contempla un 5 % del daño total.

$$I_{DF}(Sa_y) = 0.05$$

$$I_{DF}(Sa_y) = 0.05(221.67 \text{ cm/s}^2)$$

$$\therefore I_{DF}(Sa_y) = 11.08$$

Por otro lado, en la siguiente expresión se contempla un 99 % del daño total.

$$I_{DF}(Sa_{pu}) = 0.99$$

$$(Sa_{pu}) = 0.95(488.48 \text{ cm/s}^2)$$

$$\therefore I_{DF}(Sa_{pu}) = 464.06$$

dónde:

$$Sa_{pu} = 0.95 Sa_u$$

$$Sa_{pu} = 0.95(488.48 \text{ cm/s}^2)$$

$$\therefore Sa_{pu} = 464.06$$

➤ **Paso No. 8: Deducción de la función de vulnerabilidad I_{DF}**

Una vez que se cuenta con estos puntos importantes se realizó un ajuste para obtener los parámetros “m” y “a”, los cuales corresponden a la función de vulnerabilidad en términos de aceleraciones tal y como se expresa en las siguientes ecuaciones:

$$m = \frac{-5.69734}{\ln\left(\frac{Sa_y}{Sa_{pu}}\right)} = \frac{-5.69734}{\ln\left(\frac{221.67}{464.06}\right)}$$

$$\therefore m = 7.711$$

$$a = \frac{\ln(0.99)}{\left(\frac{Sa_y}{Sa_u}\right)^m} = \frac{\ln(0.99)}{\left(\frac{221.67}{488.48}\right)^{7.711}}$$

$$\therefore a = 4.449$$

Finalmente, la función de vulnerabilidad toma la siguiente expresión:

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

$$u = \frac{Sa_i}{Sa_u}$$

Dónde Sa_i es la aceleración demandada en el puente y para la cuál se requiere su grado de vulnerabilidad.

Para obtener esta aceleración demandada que se solicita se utilizó un espectro de respuesta correspondiente al sismo de Tehuantepec ($M_w = 8.2$) ocurrido 7-sep-2017. En las figuras 48 y 49 se muestran los acelerogramas de dicho sismo en las direcciones N-S y E-W, respectivamente. Mientras que en la figura 50 se presentan los espectros correspondientes al evento sísmico del 7-sep-2017.

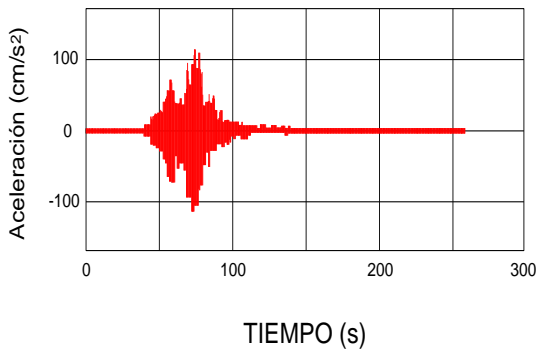


Figura 48. Aceleración dirección N-S.

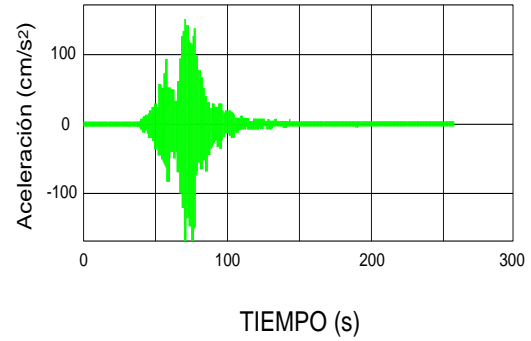


Figura 49. Aceleración dirección E-W.

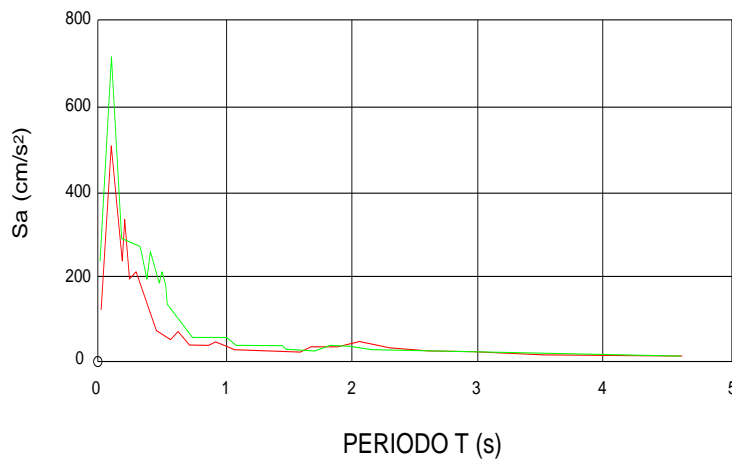


Figura 50. Espectro de respuesta Sa (cm/s^2)

El espectro de respuesta presentado en la figura 50 es tomado de la estación IINGEN, clave PANG ubicado en el estado de Oaxaca (Latitud: 15.67, Longitud: -96.49). En el que se puede apreciar que la dirección más desfavorable es la E-W y en función del periodo de vibración natural presentado en el puente que corresponde a $T_{cr} = 0.6021$ segundos; se obtuvo una demanda de aceleración $Sa_i = 109.09$ cm/s^2

Con esta aceleración se tiene la siguiente expresión:

$$u = \frac{Sa_i}{Sa_u} = \frac{109.09}{488.48}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación que define el índice de daño físico:

$$I_{DF}(Sa_i) = 1 - e^{-4.449\left(\frac{109.09}{488.48}\right)^{7.711}} = 0.000042439$$

Cabe comentar que este resultado corresponde a la vulnerabilidad de la subestructura y se le está dando un 60%, dada la importancia que tienen las columnas o pilas en el comportamiento global de la estructura de los puentes.

Mientras que el 40% restante, le corresponde a la superestructura para la cual se consideró la geometría de los topes sísmicos, tal como se describe a continuación.

4.3.2 Aplicación del Método de Domínguez (2013), Topes Antisísmicos.

Los topes sísmicos son elementos altamente vulnerables ante la acción de un sismo ya que en ellos se concentra la mayor parte del peso de la superestructura de un puente carretero.

Para el caso de los topes sísmicos se consideró el trabajo de Domínguez (2013), en el cual se realizó un análisis de la vulnerabilidad sísmica a raíz de los sismos ocurridos en Manzanillo (1995) y Tecomán (2003) los cuales afectaron principalmente a los estados de Colima y Michoacán.

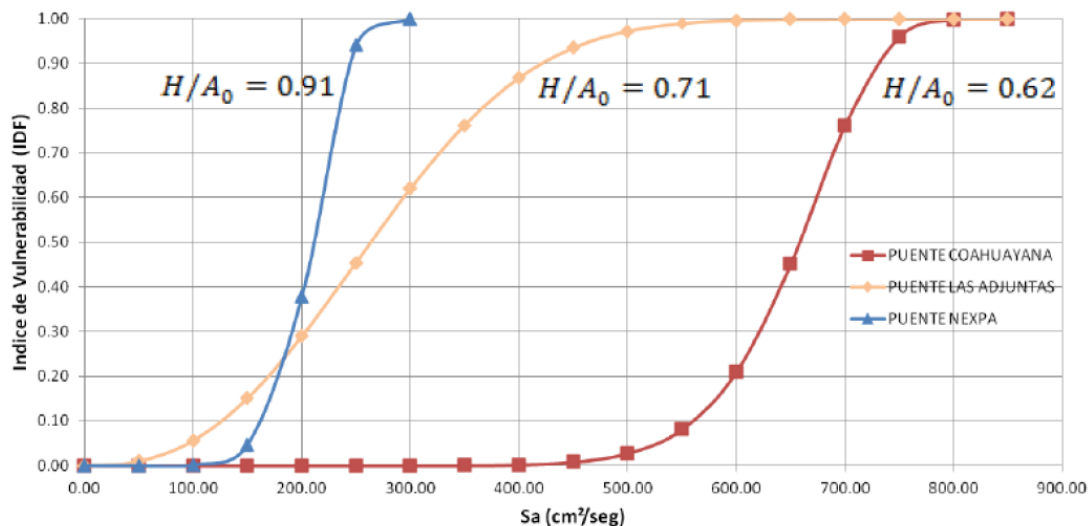
En este trabajo se desarrollan curvas de vulnerabilidad para tres estructuras: Puente Coahuayana, Puente Las Adjuntas y Puente Nexpa, para ello se aplicó el procedimiento siguiente:

- 1) Definir las dimensiones geométricas de los topes sísmicos bajo estudio, para determinar la relación de la altura y dimensión menor del tope, H/A_0 , con la finalidad de revisar su relación de esbeltez.
- 2) Determinar el diagrama de esfuerzos de la sección tanto de tensión como de compresión definiendo un eje neutro, esto con la finalidad de obtener el momento de la sección el cual definirá el valor máximo de la fuerza cortante

que resiste el tope sísmico antes de que se presenten agrietamientos debido a los esfuerzos existentes en el elemento.

- 3) Definir la función de vulnerabilidad de cada tope sísmico con ayuda de la metodología propuesta por Rivera (2007), tales como, cálculo del periodo de vibración, estimación de la aceleración demanda, inicio de daño y colapso del elemento estructural.

En la figura 45 del capítulo 4.3.1 se presentaron las curvas de vulnerabilidad correspondientes al Puente Coahuayana, Puente Las Adjuntas y Puente Nexpa, tomados del trabajo de Domínguez (2013).



De las curvas de vulnerabilidad mostradas en la figura anterior se recopilamos los datos de intensidad sísmica, en términos de pseudoaceleración (S_a), y el índice de daño físico de cada uno de los puentes. En las tablas que se presentan a continuación se resumen los datos de las curvas de vulnerabilidad de los puentes analizados por Domínguez (2013).

Tabla 8. Datos para la construcción de funciones de vulnerabilidad de daño en topes sísmicos para diferentes puentes carreteros.

$H/A_0 = 0.62$		$H/A_0 = 0.71$		$H/A_0 = 0.91$	
PUENTE COAHUAYANA		PUENTE LAS ADJUNTAS		PUENTE NEXPA	
Sa	IDF	Sa	IDF	Sa	IDF
0	0.00	0	0	0	0.00
50	0.00	50	0.01	50	0.00
100	0.00	100	0.05	100	0.00
150	0.00	150	0.15	150	0.05
200	0.00	200	0.29	200	0.39
250	0.00	250	0.45	250	0.94
300	0.00	300	0.62	300	1.00
350	0.00	350	0.76		
400	0.00	400	0.87		
450	0.01	450	0.94		
500	0.03	500	0.97		
550	0.09	550	0.99		
600	0.21	600	1.00		
650	0.45	650	1.00		
700	0.78	700	1.00		
750	0.96	750	1.00		
800	1.00	800	1.00		
850	1.00	850	1.00		

Las ecuaciones que resultan de las funciones de vulnerabilidad descritas en la tabla 8, para diferentes valores de H/A_0 , están dadas por:

- Ecuación Puente Coahuayana, para $\frac{H}{A_0} = 0.62$:

$$I_{DF}(S_a) = 1 - e^{-5.17 \left(\frac{S_a}{800}\right)^{10.64}} \quad (\text{"X"})$$

- Ecuación Puente Las Adjuntas para $\frac{H}{A_0} = 0.71$:

$$I_{DF}(S_a) = 1 - e^{-3.41 \left(\frac{S_a}{500}\right)^{2.53}} \quad (\text{"Y"})$$

- Ecuación Puente Nexpa, para $\frac{H}{A_0} = 0.91$:

$$I_{DF}(S_a) = 1 - e^{-4.72 \left(\frac{S_a}{250}\right)^{8.87}} \quad (\text{"Z"})$$

En las figuras 51 a la 57 se presentan fotografías de topes sísmicos del P.S.V. 0+500, el cual fue examinado con estas funciones de vulnerabilidad. Como se pueden ver en dichas fotografías se ilustran parte de los daños observados después del sismo ocurrido el 7 de septiembre de 2017.



Figura 51. Tope sísmico sobre Pila No. 2, lado izquierdo.



Figura 52. Tope sísmico fracturado con acero expuesto sobre la Pila No. 2, lado izquierdo del tramo 2-3.



Figura 53. Otro detalle de fractura y acero de refuerzo expuesto debido a impacto en el tope sísmico de la Pila No. 2.



Figura 54. Fractura y desconche en tope sísmico de la trabe No. 1 sobre la Pila No. 2, tramo 2-3.



Figura 55. Fractura en tope sísmico de la Pila No. 3, lado izquierdo.



Figura 56. Otro detalle de la fractura en cara lateral del tope sísmico de la Pila No. 3.



Figura 57. Fractura en tope sísmico de la Pila No. 2, lado derecho.

Con base en la información recopilada de los puentes mostrados en las fotografías anteriores se estimó el peralte “ H ” y el ancho del tope sísmico “ A_0 ” para con ello obtener una relación “ H/A_0 ”

$$H = 30 \text{ cm}$$

$$A_0 = 25 \text{ cm}$$

Dando una relación $H/A_0 = 1.20$

Posteriormente teniendo esta relación y la aceleración espectral demandada en la estructura (S_a) de 109.09 cm/s^2 se procedió a utilizar la ecuación “z”, dado que nuestra relación peralte ancho efectivo resulto de 1.20, utilizaremos los datos obtenidos del Puente Nexpa, cuya relación es de 0.91, con la finalidad de obtener

un valor aproximado del índice de daño físico, sustituyendo el valor de (S_a) se obtuvo, $I_{DF}(S_a) = 0.771$. Por lo tanto, se concluye que la vulnerabilidad es alta y se presentan las fallas tal y como se presentaron en las imágenes 51 a la 57.

Para una evaluación integral de la vulnerabilidad sísmica del puente se considera un 40% de afectación en la superestructura y un 60% en la subestructura; se considera mayor porcentaje en esta parte de la estructura en razón de que es la que proporciona una mayor estabilidad a toda la estructura.

En consecuencia, la expresión para estimar el nivel de vulnerabilidad sísmica integral del puente está dada por:

$$IV_{SE} = 0.40 V_{TOPES} + 0.60 V_{COL}$$

dónde,

IV_{SE} = Índice de vulnerabilidad sísmica integral de la estructura.

V_{TOPES} = Vulnerabilidad sísmica estructural de los topes sísmicos.

V_{COL} = Vulnerabilidad sísmica estructural de las columnas.

Recordando, el índice de daño de las columnas $V_{COL} = 0.000042439$ y el obtenido anteriormente, $V_{TOPES} = 0.771$ sustituyendo valores, se obtiene el nivel de daño que tiene la estructura:

$$IV_{SE} = 0.40(0.771) + 0.60 (0.000042439)$$

$$\therefore IV_{SE} = 0.3084$$

Este valor nos arroja un nivel de daño moderado, muy pegado a un daño severo el cual nos quiere decir que la vulnerabilidad del P.S.V. es una vulnerabilidad media.

En la tabla 9 que se muestra a continuación se hace una relación del valor del índice de daño, donde cada uno corresponde a un nivel de daño físico, así como también

señalando el nivel de vulnerabilidad de la estructura, lo que justifica lo mencionado en el párrafo anterior.

A continuación, se presenta los resultados en cuestión de la superestructura de los puentes que se lograron analizar con ayuda del trabajo de Domínguez (2013).

Tabla 9. Índice de daño físico, metodología Domínguez, 2013.

No.	Km	T _{cr} (s)	SÍSMICOS		H/A ₀ Valor empírico, sin ningún fundamento analítico	Aceleración (cm/s ²)	IDF Índice de vulnerabilidad
			H (cm) Peralte del tope sísmico	A ₀ (cm) Ancho del tope sísmico			
1)	00+000	0.415	25	40	0.63	250.91	0.0000
2)	00+295	0.379	0	0	No aplica	196.36	0.0000
4)	04+338	0.669	15	25	0.60	83.64	0.0000
6)	12+404	0.272	45	70	0.64	276.36	0.0000
7)	14+474	0.388	20	30	0.67	207.27	0.3133
8)	15+431	0.416	35	45	0.78	250.91	0.4531
10)	16+178	0.894	20	45	0.44	58.18	0.0000
30)	41+427	0.195	15	40	0.38	287.27	0.0000
36)	45+702	0.321	20	40	0.50	272.73	0.0000
42)	50+604	0.394	25	65	0.38	221.82	0.0000
48)	56+999	0.195	25	50	0.50	287.27	0.0000
51)	60+668	0.771	20	35	0.57	58.18	0.0000
P.S.V.	00+500	0.602	30	25	1.20	109.09	0.7709

Tabla 10 Interpretación del I_{DF} y nivel de vulnerabilidad.

EVALUACIÓN		NIVEL DE DAÑO	VULNERABILIDAD
0.00	$< I_{DF} \leq 0.05$	NULO	MUY BAJA
0.05	$< I_{DF} \leq 0.15$	LIGERO	BAJA
0.15	$< I_{DF} \leq 0.40$	MODERADO	MEDIA
0.40	$< I_{DF} \leq 0.95$	SEVERO	ALTA
0.95	$< I_{DF}$	COPALSO	MUY ALTA

En la tabla 11 se muestra la descripción de los niveles de daño mencionados en la tabla 10.

Tabla 11. Descripción de los Niveles de daño

NIVEL DE DAÑO	DESCRIPCIÓN
NULO	Condición deseable en este tipo de estructuras sin problemas detectados, grietas poco visibles.
LIGERO	Grietas ligeras en la subestructura y/o superestructura, con anchos de grietas inferiores a 0.2 mm.
MODERADO	Los elementos estructurales que componen al puente muestran daños moderados, con pérdida de recubrimiento, sin pérdida significativa de la capacidad de carga.
SEVERO	Deterioro avanzado que resulta en fallas locales en los elementos del puente, con la posibilidad del cierre temporal de la estructura. Los daños pueden dar lugar a una reducción de la capacidad de carga en la estructura.
COLAPSO	Se refiere a una falla inminente. Pérdida total de la capacidad estructural del puente.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos, al aplicar este criterio de estimación de la vulnerabilidad sísmica de puentes en el tramo Arriaga – Ocozocoautla. En la tabla 12 se resumen los cálculos desarrollados, así como el nivel de vulnerabilidad estimado.

Tabla 12. Resultados de metodología Rivera 2007 en estructuras del tramo Arriaga – Ocozocoautla

NUMERO DE ESTRUCTURA	Km	CLASIFICACIÓN	V_{SBE} SUBESTRUCTURA	V_{SPE} SUPERESTRUCTURA	$V_{SE} = \frac{40\% (V_{SPE}) + 60\% (V_{SBE})}{100\%}$	NIVEL DE DAÑO	VULNERABILIDAD
1)	00+000	PSV	0.0039	0.0000	0.0023	NULO	MUY BAJA
2)	00+295	PIV	0.1795	0.0000	0.1077	LIGERO	BAJA
4)	04+338	PUENTE	0.0003	0.0000	0.0002	NULO	MUY BAJA
6)	12+404	VIADUCTO	0.0026	0.0000	0.0015	NULO	MUY BAJA
7)	14+474	VIADUCTO	0.0041	0.3133	0.1278	LIGERO	BAJA
8)	15+431	VIADUCTO	0.2599	0.4531	0.3372	MODERADO	MEDIA
10)	16+178	VIADUCTO	0.0428	0.0000	0.0257	NULO	MUY BAJA
30)	41+427	PUENTE	0.0001	0.0000	0.0001	NULO	MUY BAJA
36)	45+702	PUENTE	0.0011	0.0000	0.0007	NULO	MUY BAJA
42)	50+604	PIV	0.0011	0.0000	0.0007	NULO	MUY BAJA
48)	56+999	PUENTE	0.0001	0.0000	0.0001	NULO	MUY BAJA
51)	60+668	PUENTE	0.0007	0.0000	0.0004	NULO	MUY BAJA

4.3.3 Aplicación del método de Candebat (2012).

A continuación, se presenta la aplicación de la metodología Delphi propuesta en el trabajo de Candebat (2012). Dicha aplicación se realizó al PSV 00+500 para la obtención de la vulnerabilidad sísmica.

Esta metodología se logró aplicar en 76 estructuras del tramo Arriaga – Ocozocoautla, a excepción de dos estructuras, debido a que se tratan de túneles ubicados en los kilómetros 15+673 y 16+351 y su tipología no aplica para este procedimiento (**Ver Anexo B**).

En las tablas 13 y 14 se presenta la evaluación para el PSV 00+500 considerando la metodología Delphi para con ello, comparar con los otros procedimientos.

Tabla 13. Parámetros de evaluación con la metodología Delphi

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUPERESTRUCTURA	EVALUACION	P.S.V.
	CON DAÑOS PREVIOS	00+500
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO		2.00
Después de 1999	0.00	0.00
Antes de 1999	2.00	2.00
TIPO DE SUPERESTRUCTURA		1.00
Isostática con losa continua	0.75	0.75
Isostática	1.00	1.00
LONGITUD DE APOYO		0.00
Cumple lo especificado en la norma vigente	0.00	0.00
No cumple	1.50	1.50
EXISTENCIA DE TRABES SÍSMICA		0.75
Existen y poseen diseño satisfactorio	0.00	0.00
Existen pero presentan diseño inadecuado	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00
EXISTENCIA DE DIAFRAGMAS (VIGAS TRANSVERSALES)		0.00
Cuenta con diafragmas	0.00	0.00
No cuenta	1.00	1.00
DISPOSITIVOS DE APOYO		0.50
Existen	0.00	0.00
Existen en mal estado	0.50	0.50
Existen pero son inadecuados	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00
TRAZADO DE LA SUPERESTRUCTURA		0.25
Recto	0.00	0.00
Curva horizontal menor de 90° y esviaje menor de 30°	0.25	0.25
Curva de 90° y esviaje entre 30° y 45°	0.75	0.75
Curva mayor de 90° y esviaje mayor de 45°	1.00	1.00
CURVAS VERTICALES		0.25
No tiene	0.00	0.00
< 6 %	0.25	0.25
> 6 %	0.50	0.50
POSIBILIDAD DE GOLPETEO		0.50
Separación adecuada entre estructuras adyacentes	0.00	0.00
Separación menor a la requerida a la misma altura	0.25	0.25
Separación menor a la requerida a diferentes alturas	0.50	0.50
EVALUACIÓN TOTAL		5.25
FACTOR DE PONDERACIÓN EN EL RESULTADO	40%	

Tabla 14. Parámetros de evaluación con la metodología Delphi

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUBESTRUCTURA	EVALUACIÓN	P.S.V.
	CON DAÑOS PREVIOS	00+500
PERIODO DE LA ESTRUCTURA		0.00
$T_p \leq T_c$	0.00	0.00
$T_p \geq T_c$	2.50	2.50
ESTADO TÉCNICO DE LA SUBESTRUCTURA		0.00
Muy buena y buena (Sin daños en pilas y/o estribos)	0.00	0.00
Regular (Daños moderados en pilas y/o estribos)	1.00	1.00
Mala y muy mala (Daños extensivos en pilas y/o estribos)	2.00	2.00
TIPO DE SUBESTRUCTURA		0.50
PILAS	-	-
Diafragmas	0.00	0.00
Pórticos	0.50	0.50
Mono columnas o pilas en "V" o inclinadas	1.00	1.00
ESTRIBOS	-	-
Abiertos	0.00	0.00
Cerrados con drenaje adecuado	0.50	0.50
Cerrados sin drenaje adecuado	1.00	1.00
ALTURA DE COLUMNAS		0.50
$H < 5$	0.00	0.00
$5 \leq H \leq 10$	0.50	0.50
$H > 10$	1.50	1.50
ESVIAJE		0.25
Sin esviate o con ángulo menor de 15°	0.00	0.00
Esviaje entre 15° y 30°	0.25	0.25
Esviaje entre 30° y 45°	0.75	0.75
Esviaje mayor de 45°	1.00	1.00
TÉCNICA DE CONSTRUCCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA		0.50
In situ	0.00	0.00
Mixto	0.50	0.50
Prefabricación (No existe monolitismo columna - cimiento)	1.00	1.00
EVALUACIÓN FINAL		1.75
FACTOR DE PONDERACIÓN EN EL RESULTADO	60%	
Dónde:		
T_p = Período de la estructura en segundos, determinado con mediciones instrumentales.		
T_c = Período de vibración fundamental de la estructura calculado.		

Posteriormente se procede a aplicar la siguiente ecuación:

$$IV_{SE} = \frac{1}{10} [0.40(V_{TOPES}) + 0.60(V_{COL})]$$

Sustituyendo los valores obtenidos en las tablas 1 y 2, se tiene:

$$IV_{SE} = \frac{1}{10} [0.40(5.25) + 0.60(1.75)]$$

$$\therefore IV_{SE} = 0.315$$

Lo que muestra, en función de la tabla expuesta en formulación de funciones de vulnerabilidad de este capítulo, que es una vulnerabilidad moderada.

Con ello se puede concluir que entre ambas metodologías el resultado es aproximadamente el mismo comprobando que ambas son aplicables y los niveles de daño que pueden llegar a generar en el puente son defectos moderados con pérdida de sección mediable, como lo son desconches en el concreto tal y como se presentan en este caso en los topes sísmicos del PSV 00+500.

Nota: Las tablas donde se muestran los resultados obtenidos en el tramo Arriaga – Ocozocoautla se muestran en el Anexo B del presente trabajo de investigación.

4.4 Análisis de resultados.

Después de aplicar las tres metodologías de evaluación de vulnerabilidad sísmica a los tramos de puentes descritos en este trabajo, cuyos resultados se reportan en el anexo B, se procedió a revisar la consistencia de los índices de daño estimados con lo que realmente se observó en la estructura del puente, después del sismo del 7-sep-2017.

En el uso de la metodología Rivera (2007), que se enfoca principalmente al daño en columnas de puentes de concreto, se encontró una buena correlación entre la predicción analítica y lo observado en campo, tal como se muestra en la tabla 15.









Mientras que en la metodología de Domínguez (2013), en la cual se incorpora el daño en la superestructura por concepto de posible falla en los topes sísmicos, además de considerar el daño en columnas conforme al procedimiento de Rivera (2007), se observó que la estimación del nivel de vulnerabilidad calculada fue consistente con el nivel de daño en los puentes revisados como se presenta en la tabla 16.

En lo que concierne al método de Candebat (2012), el cual considera un proceso más elaborado para evaluar la vulnerabilidad sísmica, al considerar varios factores en torno a la estructura del puente, se observaron resultados similares a los

obtenidos con la metodología de Domínguez (2013), además de tener buena correlación con los daños observados en los puentes examinados (Tabla 17).

Con estos resultados se puede apreciar que las metodologías revisadas permitan hacer una estimación del nivel de vulnerabilidad sísmica de los puentes, acorde a lo que se observa en la estructura, lo que permite verificar el grado de confianza que tienen. No obstante, es importante buscar metodologías que puedan ser más prácticas y de fácil aplicación, para buscar con ello, hacer evaluaciones más rápidas y eficientes del sistema carretero nacional. En ese sentido, pudieran ser más eficientes las funciones de vulnerabilidad por tipología de puentes, cuya ecuación lleva la ventaja de considerar las características intrínsecas de la estructura, además de que se pueden programar para manejar grandes bases de datos.

Tabla 15. Correlación entre el índice de daño físico $I_{DF}(S_a)$ y nivel de daño observado en columnas de puentes, conforme al método de Rivera (2007).

$I_{DF}(S_{ai})$	Imágenes	
1.- Km: 00+000 P.S.V. Sin Nombre		
$I_{DF} = 0.0038$		
Nivel de daño: Nulo		
Vulnerabilidad: Muy Baja		
2.- Km: 00+295 P.I.V. "Sin Nombre"		
$I_{DF} = 0.1795$		
Nivel de daño: Moderado		
Vulnerabilidad: Media		
4.- Km: 04+338 Puente "Río La Mica"		
$I_{DF} = 0.0003$		
Nivel de daño: Nulo		
Vulnerabilidad: Muy Baja		
6.- Km: 12+404 Viaducto "La Cumbre"		
$I_{DF} = 0.0026$		
Nivel de daño: Nulo		
Vulnerabilidad: Muy Baja		


















<p>7.- Km: 14+474 Viaducto "Las Abejas"</p> <p>$I_{DF} = 0.0041$</p> <p>Nivel de daño: Nulo</p> <p>Vulnerabilidad: Muy Baja</p>		
<p>8.- Km: 15+431 Viaducto "Monte Bonito I"</p> <p>$I_{DF} = 0.2599$</p> <p>Nivel de daño: Moderado</p> <p>Vulnerabilidad: Media</p>		
<p>10.- 16+178 Viaducto "Monte Bonito II"</p> <p>$I_{DF} = 0.0428$</p> <p>Nivel de daño: Nulo</p> <p>Vulnerabilidad: Muy baja</p>		
<p>30.- Km: 41+427 Puente "Santa Catarina I"</p> <p>$I_{DF} = 0.0001$</p> <p>Nivel de daño: Nulo</p> <p>Vulnerabilidad: Muy baja</p>		
<p>36.- Km: 45+702 Puente "Santa Catarina II"</p> <p>$I_{DF} = 0.0011$</p> <p>Nivel de daño: Nulo</p> <p>Vulnerabilidad: Muy baja</p>		
<p>42.- Km: 50+604 P.I.V. "Una Vía "</p> <p>$I_{DF} = 0.0011$</p> <p>Nivel de daño: Nulo</p> <p>Vulnerabilidad: Muy baja</p>		
<p>48.- Km: 56+999 Puente "Agua Dulce "</p> <p>$I_{DF} = 0.0001$</p> <p>Nivel de daño: Nulo</p> <p>Vulnerabilidad: Muy baja</p>		
<p>51.- Km: 60+668 Puente "San Andres "</p> <p>$I_{DF} = 0.0007$</p> <p>Nivel de daño: Nulo</p> <p>Vulnerabilidad: Muy baja</p>		













Tabla 16. Correlación entre el índice de vulnerabilidad sísmica y nivel de daño observado en el puente, columnas y/o topes sísmicos, conforme al método de Domínguez (2013).

IV_{SE}	Imágenes	
1.- Km: 00+000 P.S.V. Sin Nombre		
$I_{DF} = 0.0023$		
Nivel de daño: Nulo		
Vulnerabilidad: Muy Baja		
2.- Km: 00+295 P.I.V. "Sin Nombre"		La Estructura no cuenta con topes sísmicos
$I_{DF} = 0.1077$		
Nivel de daño: Ligero		
Vulnerabilidad: Baja		
4.- Km: 04+338 Puente "Río La Mica"		
$I_{DF} = 0.0002$		
Nivel de daño: Nulo		
Vulnerabilidad: Muy Baja		
6.- Km: 12+404 Viaducto "La Cumbre"		
$I_{DF} = 0.0015$		
Nivel de daño: Nulo		
Vulnerabilidad: Muy Baja		
7.- Km: 14+474 Viaducto "Las Abejas"		
$I_{DF} = 0.1278$		
Nivel de daño: Ligero		
Vulnerabilidad: Baja		
8.- Km: 15+431 Viaducto "Monte Bonito I"		
$I_{DF} = 0.3372$		
Nivel de daño: Moderado		
Vulnerabilidad: Media		

<p>10.- 16+178 Viaducto "Monte Bonito II"</p> <p>$I_{DF} = 0.0257$</p> <p>Nivel de daño: Nulo</p> <p>Vulnerabilidad: Muy baja</p>		
<p>30.- Km: 41+427 Puente "Santa Catarina I"</p> <p>$I_{DF} = 0.0001$</p> <p>Nivel de daño: Nulo</p> <p>Vulnerabilidad: Muy baja</p>		
<p>36.- Km: 45+702 Puente "Santa Catarina II"</p> <p>$I_{DF} = 0.0007$</p> <p>Nivel de daño: Nulo</p> <p>Vulnerabilidad: Muy baja</p>		
<p>42.- Km: 50+604 P.I.V. "Una Vía "</p> <p>$I_{DF} = 0.0007$</p> <p>Nivel de daño: Nulo</p> <p>Vulnerabilidad: Muy baja</p>		
<p>48.- Km: 56+999 Puente "Agua Dulce "</p> <p>$I_{DF} = 0.0001$</p> <p>Nivel de daño: Nulo</p> <p>Vulnerabilidad: Muy baja</p>		
<p>51.- Km: 60+668 Puente "San Andres "</p> <p>$I_{DF} = 0.0004$</p> <p>Nivel de daño: Nulo</p> <p>Vulnerabilidad: Muy baja</p>		

Tabla 17. Correlación entre el índice de vulnerabilidad sísmica y nivel de daño observado en el puente, conforme al método Delphi.

IV_{SE}	Imágenes	
1.- Km: 00+000 P.S.V. Sin Nombre		
$IV_{SE} = 0.40$		
Vulnerabilidad: Moderada		
2.- Km: 00+295 P.I.V. "Sin Nombre"		
$IV_{SE} = 0.35$		
Vulnerabilidad: Moderada		
4.- Km: 04+338 Puente "Río La Mica"		
$IV_{SE} = 0.43$		
Vulnerabilidad: Moderada		
6.- Km: 12+404 Viaducto "La Cumbre"		
$IV_{SE} = 0.52$		
Vulnerabilidad: Alta		
7.- Km: 14+474 Viaducto "Las Abejas"		
$IV_{SE} = 0.45$		
Vulnerabilidad: Moderada		
8.- Km: 15+431 Viaducto "Monte Bonito I"		
$IV_{SE} = 0.49$		
Vulnerabilidad: Alta		

10.- 16+178 Viaducto "Monte Bonito II"		
$IV_{SE} = 0.47$		
Vulnerabilidad: Alta		
30.- Km: 41+427 Puente "Santa Catarina I"		
$IV_{SE} = 0.42$		
Vulnerabilidad: Moderada		
36.- Km: 45+702 Puente "Santa Catarina II"		
$IV_{SE} = 0.44$		
Vulnerabilidad: Moderada		
42.- Km: 50+604 P.I.V. "Una Vía "		
$IV_{SE} = 0.47$		
Vulnerabilidad: Alta		
48.- Km: 56+999 Puente "Agua Dulce "		
$IV_{SE} = 0.36$		
Vulnerabilidad: Moderada		
51.- Km: 60+668 Puente "San Andres "		
$IV_{SE} = 0.40$		
Vulnerabilidad: Moderada		

V CONCLUSIONES

En este trabajo se establecieron criterios para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes carreteros de manera integral, cuyas conclusiones se describen a continuación.

Se encontraron metodologías enfocadas a tipologías de puentes convencionales, localizados en su gran mayoría en nuestra red nacional de carreteras. Lo anterior permite disponer de un criterio enfocado a la revisión de la seguridad sísmica, con la finalidad de ponerlos en práctica en proyectos futuros, con la intención de identificar los puentes que requieran algún trabajo de rehabilitación y con ello poder reducir su vulnerabilidad sísmica.

Se destacan tres metodologías las cuales en conjunto permiten hacer una comparativa sobre la estimación del nivel de vulnerabilidad sísmica de puentes carreteros lo que permite verificar el grado de vulnerabilidad que tienen este tipo de estructuras, que son de suma importancia para las comunicaciones y transportes del país.

Sin embargo, es importante continuar con la búsqueda de nuevas metodologías que puedan ser más útiles y prácticas con la finalidad de aplicarlas fácilmente para obtener evaluaciones lo más cercanas a la realidad y sobre todo eficientes al momento de ser ejecutadas.

A pesar de que se cuenten con documentos como el Manual de la CFE (CFE, 2015), que hace un gran esfuerzo por considerar criterios de diseño sísmico en puentes, resulta insuficiente para contemplar aspectos relacionados con el análisis y diseño sísmico de puentes. Además, al carecer de un reglamento para el diseño sísmico específicamente de puentes, se refuerza la necesidad de contar con metodologías que ayuden a estimar el nivel de daño que pueden sufrir este tipo de estructuras ante la acción de un sismo, por lo que se hace hincapié en continuar con el estudio de la vulnerabilidad sísmica de puentes con otras tipologías estructurales diferentes a los que se revisaron en esta investigación.

VI REFERENCIAS

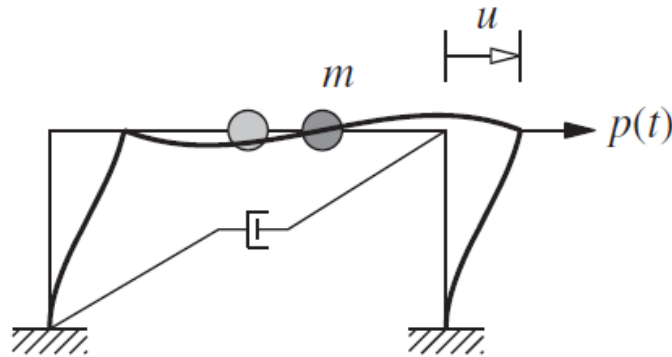
- American Associations of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition, (2002).
- Candebat (2012), “*Rehabilitación sísmica de Puentes de Heraugaí*”, Tesis de Doctorado, Centro Nacional de Instituciones Sismológicas, Santiago, Cuba.
- CFE (2015), “*Manual de Obras Civiles. Diseño por sismo*”, Comisión Federal de Electricidad.
- Chopra A. K (2007), “Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering”, Pearson, Prentice Hall.
- Clough R. W. y Penzie J. (1993), “Dynamics of Structures” McGraw-Hill.
- Cortés Suarez (2021), “Proceso detallado para la revisión estructural de proyectos de puentes convencionales”, Tesina de Especialidad en Puentes, UNAM FES Aragón, Estado de México.
- Domínguez (2013), “*Vulnerabilidad sísmica de la superestructura de puentes carreteros*”, Tesis de Licenciatura Ingeniería Civil, FES – Acatlán, UNAM.
- Guerrero Puente César Alejandro (2012), “Falla y reparación del puente vehicular atirantado Republica Federal tras el sismo del 20 de marzo del 2012”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE).
- IMT, SCT (1994), “*Sistema de administración de puentes (SIAP)*”. Instituto Mexicano del Transporte secretaria de Comunicaciones y Transportes. Publicación Técnica No. 49.
- Imhof (2004), “*Risk Assessment of Existing Bridge Structures*”, Tesis de Doctorado, Universidad de Cambridge, Reino Unido.
- Rivera – Vargas (2007), “*Evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos*”, Centro Nacional de Prevención de Desastres, CENAPRED.
- Rosenblueth E., Ordaz M., Sánchez-Sesma F. y Singh (1989), “*The Mexico Earthquake of September 19, 1985 Design Spectra for Mexico’s Federal District*”, Earthquake Spectra, Vol. S, No. 1.
- SCT (2018), “*Manual para Inspección de Puentes*”, Dirección General de Servicios Técnicos Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

- Zúñiga R., Suárez G., Ordaz M. y García V. (1997), “Peligro sísmico en Latinoamérica y el Caribe”, Instituto Paleoamericano de Geografía e Historia. Ottawa, Canadá.

ANEXO A. Estructuras de un grado de libertad

Conforme a trabajos clásicos de dinámica estructural como los de Chopra (2007), Clough y Penzien (1993), entre otras, se describirán brevemente los conceptos básicos de dinámica estructural en relación con osciladores de un grado de libertad.

Partimos desde un esquema de una estructura de un grado de libertad, en este caso de un marco empotrado como se muestra a continuación:



Este sistema se sometió a una fuerza dinámica definida como $p(t)$ la cual generara un desplazamiento $u(t)$; por ende, al existir movimiento de igual forma existirán fuerzas que se oponen a que la masa del sistema tienda a infinito debido a la fuerza $p(t)$.

Las fuerzas que intervienen en la carga dinámica $p(t)$ son las siguientes:

- Fuerzas de la estructura f_s , definido principalmente por la rigidez existente:

$$f_s = k u$$

- Fuerza disipadora f_D , la cual es la encargada de disipar la energía producto del amortiguamiento del sistema, definida por la siguiente expresión:

$$f_D = c \dot{u}$$

- Fuerzas de inercia f_i , en esta fuerza al existir movimiento en realidad se trata de imponer una aceleración sobre el sistema lo que sin duda alguna nos obliga a hacer uso de la segunda ley del movimiento de Newton, esta fuerza es la que se opone a que la masa se desplace con la fuerza $p(t)$:

$$f_i = m \ddot{u}$$

A continuación, con el análisis realizado de las fuerzas que actúan y tratan de oponerse a la fuerza dinámica existente deducimos una ecuación de equilibrio dinámico:

$$f_i + f_D + f_s = p(t)$$

O bien la podemos representar sustituyendo valores como una ecuación diferencial de segundo orden, tal y como se presenta en la siguiente expresión matemática:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$$

A partir de la ecuación diferencial descrita anteriormente podemos demostrar lo que es una vibración libre no amortiguada, dado que es una vibración libre, es decir que no existe fuerza dinámica por lo tanto $p(t) = 0$ y al ser una vibración no amortiguada de igual forma $c\dot{u} = 0$; por lo que la ecuación diferencial queda de la siguiente forma:

$$m\ddot{u} + \cancel{c\dot{u}} + ku = \cancel{p(t)}$$

- Partimos con la siguiente ecuación para describir una vibración libre no amortiguada:

$$m\ddot{u} + ku = 0$$

NOTA: La solución de la ecuación diferencial descrita anteriormente está dada por:

$$u = e^{st}$$

Derivando obtenemos la velocidad \dot{u} , recordando que:

$$\frac{d}{dx} (e^x) = e^x \frac{d}{dx} (x)$$

Derivando u obtenemos \dot{u} :

$$\frac{du}{dt} = e^{st}(s) = s e^{st}$$

$$\therefore \dot{u} = s e^{st}$$

Derivando \dot{u} para obtener la aceleración \ddot{u} :

Recordando que...

$$\frac{d}{dx}(u v) = u \frac{d}{dx} v + v \frac{d}{dx} u$$

$$\frac{d\dot{u}}{dt} = s[s e^{st}] + e^{st}(0)$$

$$\therefore \ddot{u} = s^2 e^{st}$$

Recordando ecuación $m\ddot{u} + ku = 0$ sustituimos los valores obtenidos de \ddot{u} y u :

$$m[s^2 e^{st}] + k[e^{st}] = 0$$

Factorizando e^{st} obtenemos lo siguiente:

$$e^{st}[m s^2 + k] = 0$$

Con esto obtuvimos la ecuación característica, que en teoría se trata de una ecuación de segundo grado:

$$m s^2 + k = 0$$

Recordando la formula general:

$$s_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

Dónde:

$$a = m$$

$$b = 0$$

$$c = k$$

Sustituyendo en formula general, tenemos:

$$s_{1,2} = \frac{\pm \sqrt{-4mk}}{2m} = \pm \sqrt{\frac{-4mk}{4m^2}} = \pm \sqrt{-\frac{k}{m}}$$

Se obtiene una raíz negativa, lo que hace que utilicemos números complejos, quedando expresado de la siguiente forma:

$$s_{1,2} = \pm \sqrt{-1} \sqrt{k/m}$$

$$\therefore s_{1,2} = i \omega_n$$

Siendo ω_n la frecuencia sin amortiguamiento.

Al realizar todo este procedimiento matemático obtuvimos las siguientes raíces de nuestra ecuación característica:

$$s_1 = i \omega_n$$

$$s_2 = -i \omega_n$$

$$u(t) = A_1 e^{s_1 t} + A_2 e^{s_2 t}$$

Sustituyendo las raíces de la ecuación característica obtenemos lo siguiente:

$$u(t) = A_1 e^{i \omega_n t} + A_2 e^{-i \omega_n t}$$

Haciendo referencia a las fórmulas propuestas por **Euler**:

$$\left. \begin{array}{l} e^{ix} = \cos x + i \sin x \\ e^{-ix} = \cos x - i \sin x \end{array} \right\} \text{dónde: } x = \omega_n t$$

Con ayuda de las fórmulas de Euler y sustituyendo valores obtenemos la siguiente expresión la cual simplificaremos hasta obtener la respuesta que debe de tener un oscilador de un grado de libertad:

$$u(t) = A_1 [\cos \omega_n t + i \sin \omega_n t] + A_2 [\cos \omega_n t - i \sin \omega_n t]$$

$$u(t) = (A_1 + A_2) \cos \omega_n t + (A_1 - A_2) i \sin \omega_n t$$

Haciendo un cambio de variable, obtuvimos la siguiente expresión:

$$A = A_1 + A_2$$

$$B = i(A_1 - A_2)$$

"Respuesta de un oscilador de un grado de libertad"

$$\therefore u(t) = A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t$$

Derivando la ecuación anterior recordando que:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{d}{dx} [\sin u] = \cos u \, du/dx \\ \frac{d}{dx} [\cos u] = -\sin u \, du/dx \end{array} \right\}$$

$$\dot{u}(t) = A [-\sin \omega_n t (\omega_n)] + B [\cos \omega_n t (\omega_n)]$$

Para conocer "A" y "B" necesitamos definir las condiciones iniciales:

$$u(0) = A$$

$$\dot{u}(0) = B \omega_n$$

Despejando "B" tenemos:

$$B = \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n}$$

Sustituyendo "A" y "B" en $u(t)$ podemos medir el desplazamiento del sistema sometido a vibración libre no amortiguada:

$$u(t) = u(0) \cos \omega_n t + \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} \sin \omega_n t$$

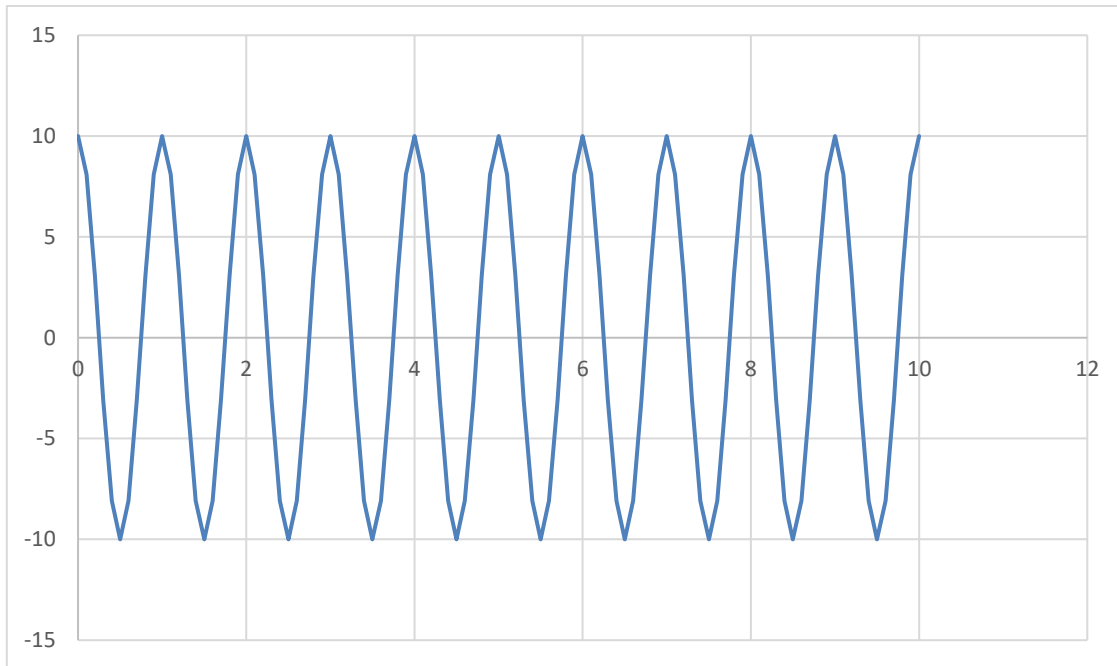


Ilustración 1. Representación de un oscilador sometido a vibración libre no amortiguada

VIBRACIÓN LIBRE AMORTIGUADA

En el caso de una vibración libre amortiguada la masa oscila con su frecuencia natural alrededor del punto de equilibrio con determinada magnitud la cual tiende a cero, esto por acción de la fuerza disipadora de energía, debido a que la fuerza de rozamiento es directamente proporcional a la velocidad, el amortiguamiento se obtiene multiplicando la constante de amortiguamiento “c” por la velocidad, es decir, $c\dot{u}$.

Recordando que la ecuación de movimiento para un sistema de vibración libre amortiguada puede expresarse como una ecuación diferencial de segundo orden, tal y como se explicó en el tema anterior de la siguiente forma:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0$$

Es decir:

$$mu'' + cu' + ku = 0$$

Convirtiendo la derivada en una variable común, obtenemos el siguiente polinomio característico:

$$mr^2 + cr + k = 0$$

Para este caso, encontraremos las raíces de ese polinomio característico, el cual nos permitirá encontrar la solución buscada y poder plasmarla en un gráfico.

Recordando la siguiente expresión matemática, explicada en vibración libre no amortiguada:

$$u(t) = A_1 e^{r_1 t} + A_2 e^{r_2 t}$$

De la formula general, se realizó la siguiente analogía:

$$r_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 a c}}{2 a}$$

Dónde:

$$a = m \text{ (masa)}$$

$$b = c \text{ (viscosidad)}$$

$$c = k \text{ (rigidéz)}$$

Por lo tanto, sustituyendo estos valores, obtenemos la siguiente expresión:

$$r_{1,2} = \frac{-c \pm \sqrt{c^2 - 4 m k}}{2 m}$$

De lo cual si, $c^2 > 4 m k$ quiere decir que se trata de un sistema sobreamortiguado, el cual quiere decir que existe un grado de amortiguamiento muy elevado y por lo tanto el sistema difícilmente oscilará.

Por otro lado, si $c^2 = 4 m k$ nos estamos refiriendo a un sistema críticamente amortiguado, sin embargo, en esta ocasión nos basamos a una cuestión más práctica en las estructuras, en el cual el amortiguamiento será menor que el crítico, es decir, cuando $c^2 < 4 m k$

Al presentarse esta desigualdad nos referimos a un sistema subamortiguado, que como mencionamos anteriormente la mayoría de las construcciones tiene este comportamiento.

Dentro de estos conceptos es importante hacer énfasis en la frontera existente entre que oscile o no un sistema de un grado de libertad, para ello existe el termino de “amortiguamiento crítico” el cual es definido por la siguiente expresión:

$$c_r = \sqrt{4 m k} = 2\sqrt{m k}$$

Para lo cual la relación que mide que tanto amortiguamiento tiene un sistema con respecto a su amortiguamiento crítico, es la siguiente:

$$\xi = \frac{c}{c_r}$$

Si, $c/c_r = 1$ esto quiere decir que si la viscosidad c del oscilador de un grado de libertad es tal, que tiene el amortiguamiento crítico c_r , es decir, como se comentó en párrafos anteriores la estructura se encuentra críticamente amortiguada.

En la mayoría de los reglamentos vigentes hoy en día, se asume que los sistemas estructurales tienen una relación de amortiguamiento alrededor de $\xi = 0.05$, es decir, que la viscosidad equivalente de todo el sistema es del 5 % del crítico c_r .

Por lo tanto, podemos deducir que:

$$\xi = \frac{c}{c_r} = \frac{c}{2\sqrt{m k}}$$

Recordando el termino de frecuencia angular visto previamente, definida por la expresión:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} = \omega_n^2 = \frac{k}{m}$$

Despejando k obtuvimos lo siguiente:

$$k = \omega_n^2 m$$

Sustituyendo el valor de k obtenido en la ecuación que define la relación de amortiguamientos, obtuvimos lo siguiente:

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{m k}} = \frac{c}{2\sqrt{m (\omega_n^2 m)}} = \frac{c}{2\sqrt{m^2 \omega_n^2}}$$

$$\therefore \xi = \frac{c}{2 m \omega_n}$$

Despejando c , obtuvimos:

$$c = 2 \xi m \omega_n$$

Al tener un sistema subamortiguado, es decir cuando $c^2 < 4 m k$

$$r_{1,2} = \frac{-c \pm \sqrt{c^2 - 4 m k}}{2 m} = \frac{-c}{2 m} \pm \sqrt{\frac{c^2 - 4 m k}{4 m^2}}$$

Conociendo que:

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{m k}}$$

Despejamos c

$$c = 2 \xi \sqrt{m k}$$

$$\therefore r_{1,2} = -\frac{c}{2 m} \pm \sqrt{\frac{4 \xi^2 m k}{4 m^2} - \frac{4 m k}{4 m^2}}$$

$$\therefore r_{1,2} = -\frac{c}{2 m} \pm \sqrt{\frac{\xi^2 k}{m} - \frac{k}{m}}$$

Sustituyendo ξ y ω_n :

$$r_{1,2} = -\xi \omega_n \pm \sqrt{\xi^2 \omega_n^2 - \omega_n^2}$$

Para mantener la igualdad, obtuvimos:

$$r_{1,2} = -\xi \omega_n \pm \sqrt{\left[\xi^2 \omega_n^2 - \omega_n^2 \frac{(-1)}{(-1)} \right]} = -\xi \omega_n \pm \sqrt{-1} \sqrt{\omega_n^2 (1 - \xi^2)}$$

$$\therefore r_{1,2} = -\xi \omega_n \pm i \omega_n \sqrt{(1 - \xi^2)}$$

Haciendo un cambio de variable, obtuvimos la frecuencia amortiguada:

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2}$$

$$\therefore r_{1,2} = -\xi \omega_n \pm i \omega_D$$

Por lo tanto, obtuvimos las raíces de nuestra solución:

$$r_1 = -\xi \omega_n + i \omega_D$$

$$r_2 = -\xi \omega_n - i \omega_D$$

Recordando:

$$u(t) = A_1 e^{r_1 t} + A_2 e^{r_2 t}$$

Sustituyendo las raíces obtenidas en la ecuación anterior, obtuvimos la siguiente expresión:

$$u(t) = A_1 e^{-\xi \omega_n t + i \omega_D t} + A_2 e^{-\xi \omega_n t - i \omega_D t}$$

Factorizando $e^{-\xi \omega_n t}$

$$u(t) = e^{-\xi \omega_n t} (A_1 e^{i \omega_D t} + A_2 e^{-i \omega_D t})$$

Usando fórmulas de Euler:

$$\left. \begin{aligned} e^{ix} &= \cos x + i \sin x \\ e^{-ix} &= \cos x - i \sin x \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \text{dónde } x \\ &= \omega_D t \end{aligned}$$

$$u(t) = e^{-\xi \omega_n t} [A_1 (i \sin \omega_D t + \cos \omega_D t) + A_2 (-i \sin \omega_D t + \cos \omega_D t)]$$

$$u(t) = e^{-\xi \omega_n t} [(A_1 - A_2)i \sin \omega_D t + (A_1 + A_2) \cos \omega_D t]$$

$$\text{Si, } A = (A_1 - A_2)i$$

$$\text{Si, } B = A_1 + A_2$$

Con esto obtenemos la solución para un sistema amortiguado

$$\therefore u(t) = e^{-\xi \omega_n t} [A \sin \omega_D t + B \cos \omega_D t]$$

Al dar una condición inicial en la cuál $u(t = 0)$ se dedujo que:

$$u(t) = e^{-\xi \omega_n t} [A \sin \omega_D t + B \cos \omega_D t]$$

$$u(0) = B$$

Posteriormente derivamos y sustituimos el tiempo $t = 0$ como se muestra a continuación:

$$\dot{u}(t) = e^{-\xi \omega_n t} [A \cos \omega_D t \omega_D - B \sin \omega_D t \omega_D] - \xi \omega_n e^{-\xi \omega_n t} (A \sin \omega_D t + B \cos \omega_D t)$$

$$\dot{u}(t) = e^{-\xi \omega_n t} [\omega_D (A \cos \omega_D t - B \sin \omega_D t)] - \xi \omega_n e^{-\xi \omega_n t} (A \sin \omega_D t + B \cos \omega_D t)$$

$$\dot{u}(0) = 1(\omega_D A) - \xi \omega_n 1(B)$$

$$\dot{u}(0) = \omega_D A - \xi \omega_n (B)$$

Sabemos que $B = u(0)$, por lo tanto:

$$\dot{u}(0) = \omega_D A - \xi \omega_n [u(0)]$$

Despejando A , obtuvimos:

$$\dot{u}(0) + \xi \omega_n u(0) = \omega_D A$$

$$\therefore A = \frac{\dot{u}(0) + \xi \omega_n u(0)}{\omega_D}$$

Gráficamente la ecuación que representa un sistema amortiguado se representa de la siguiente forma, para ello consideraremos $\xi = 5\%$ ya que es lo que la literatura habitualmente utiliza y estima en las estructuras:

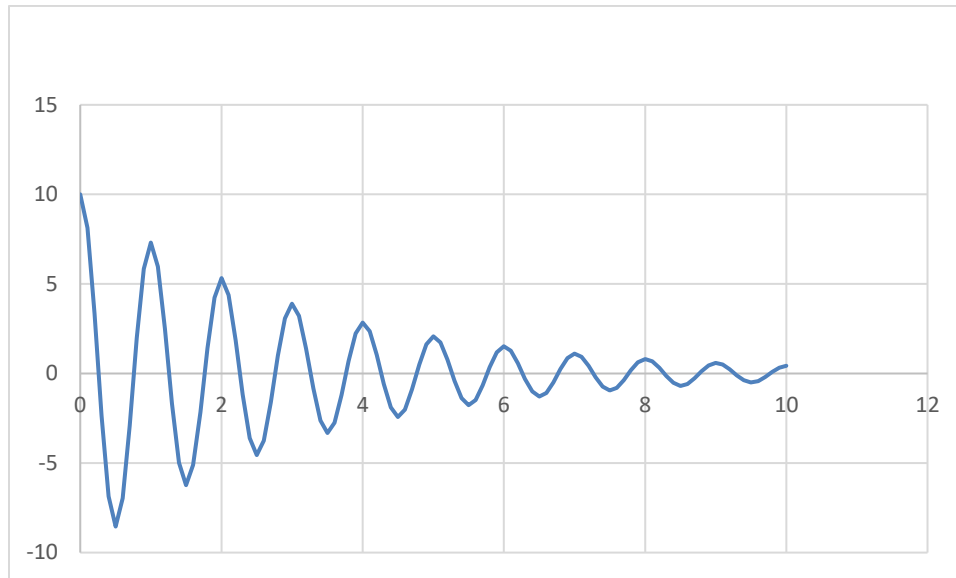
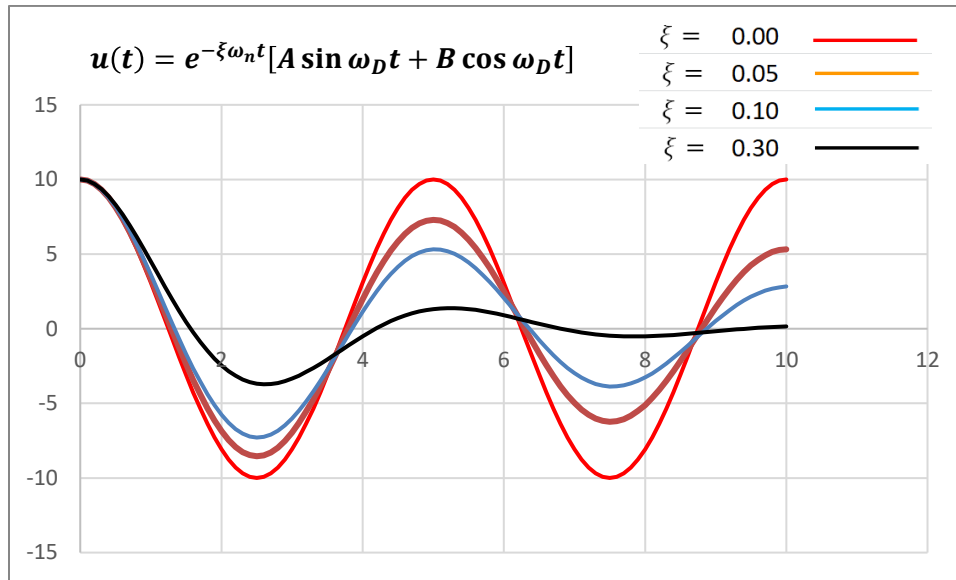


Ilustración 2. Representación de un oscilador sometido a vibración libre con un amortiguamiento del 5%

En la presente grafica se aprecia el decaimiento en función del tiempo que tiene una oscilación al aplicarle un 5% de amortiguamiento.

El amortiguamiento y el periodo de vibrar son las dos propiedades más importantes de la estructura ante cargas dinámicas como lo puede ser el sismo, ya que con estos datos sabemos cómo se comportará la estructura, así como también podemos saber el cómo decae el movimiento en función del amortiguamiento que tenga el sistema estructural.

En la presente grafica se logró hacer una comparación de un oscilador de un grado de libertad con variaciones en su amortiguamiento.



La oscilación en color rojo muestra prácticamente un oscilador libre no amortiguado, es decir, $\xi = 0 \%$.

En la oscilación de color naranja correspondiente a un $\xi = 5 \%$ representa como el movimiento empieza a decaer a diferencia de no tener valor de amortiguamiento definido. Con ello podemos concluir que entre más amortiguamiento exista en el sistema, más tardará en realizar la oscilación y el modo de vibrar se alargará.

ANEXO B. Resultados metodología Delphi

Superestructura

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUPERESTRUCTURA	EVALUACIÓN	1	2	3	4	5	6	7	8	10
	CON DAÑOS PREVIOS	00+000	00+295	01+060	04+338	04+426	12+404	14+474	15+431	16+178
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO		2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Después de 1999	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Antes de 1999	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
TIPO DE SUPERESTRUCTURA		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Isostática con losa continua	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Isostática	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
LONGITUD DE APOYO		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cumple lo especificado en la norma vigente	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No cumple	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
EXISTENCIA DE TRABES SÍSMICA		0.75	1.00	0.75	1.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.75
Existen y poseen diseño satisfactorio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Existen pero presentan diseño inadecuado	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
EXISTENCIA DE DIAFRAGMAS (VIGAS TRANSVERSALES)		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cuenta con diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No cuenta	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
DISPOSITIVOS DE APOYO		0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.75	0.00
Existen	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Existen en mal estado	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Existen pero son inadecuados	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
TRAZADO DE LA SUPERESTRUCTURA		0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Recto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Curva horizontal menor de 90° y esviaje menor de 30°	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Curva de 90° y esviaje entre 30° y 45°	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Curva mayor de 90° y esviaje mayor de 45°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CURVAS VERTICALES		0.25	0.25	0.25	0.00	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00
No tiene	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
< 6 %	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
> 6 %	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
POSIBILIDAD DE GOLPETEO		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.50
Separación adecuada entre estructuras adyacentes	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Separación menor a la requerida a la misma altura	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Separación menor a la requerida a diferentes alturas	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
EVALUACIÓN TOTAL		4.75	4.25	4.00	4.25	3.25	4.75	4.50	4.75	4.25

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUPERESTRUCTURA	EVALUACIÓN	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	CON DAÑOS PREVIOS	17+258	17+788	19+648	20+341	22+164	22+760	24+801	25+331	28+603
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO		2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Después de 1999	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Antes de 1999	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
TIPO DE SUPERESTRUCTURA		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Isostática con losa continua	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Isostática	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
LONGITUD DE APOYO		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cumple lo especificado en la norma vigente	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No cumple	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
EXISTENCIA DE TRABES SÍSMICA		0.00	1.00	0.75	0.00	1.00	0.75	0.75	0.75	1.00
Existen y poseen diseño satisfactorio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Existen pero presentan diseño inadecuado	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
EXISTENCIA DE DIAFRAGMAS (VIGAS TRANSVERSALES)		0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cuenta con diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No cuenta	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
DISPOSITIVOS DE APOYO		0.00	0.50	0.75	0.50	0.75	0.75	0.50	0.50	0.50
Existen	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Existen en mal estado	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Existen pero son inadecuados	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
TRAZADO DE LA SUPERESTRUCTURA		0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	1.00	0.00	0.25
Recto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Curva horizontal menor de 90° y esviaje menor de 30°	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Curva de 90° y esviaje entre 30° y 45°	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Curva mayor de 90° y esviaje mayor de 45°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CURVAS VERTICALES		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No tiene	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
< 6 %	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
> 6 %	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
POSIBILIDAD DE GOLPETEO		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25	0.00
Separación adecuada entre estructuras adyacentes	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Separación menor a la requerida a la misma altura	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Separación menor a la requerida a diferentes alturas	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
EVALUACIÓN TOTAL		3.00	5.50	4.50	4.25	5.50	4.50	5.25	4.50	4.75

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUPERESTRUCTURA	EVALUACIÓN	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	CON DAÑOS PREVIOS	28+847	31+840	32+296	35+401	36+564	37+759	38+678	40+095	40+805
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO		2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Después de 1999	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Antes de 1999	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
TIPO DE SUPERESTRUCTURA		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Isostática con losa continua	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Isostática	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
LONGITUD DE APOYO		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cumple lo especificado en la norma vigente	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No cumple	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
EXISTENCIA DE TRABES SÍSMICA		0.75	0.75	0.75	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00
Existen y poseen diseño satisfactorio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Existen pero presentan diseño inadecuado	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
EXISTENCIA DE DIAFRAGMAS (VIGAS TRANSVERSALES)		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cuenta con diaframas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No cuenta	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
DISPOSITIVOS DE APOYO		0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.50
Existen	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Existen en mal estado	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Existen pero son inadecuados	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
TRAZADO DE LA SUPERESTRUCTURA		0.25	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
Recto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Curva horizontal menor de 90° y esviaje menor de 30°	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Curva de 90° y esviaje entre 30° y 45°	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Curva mayor de 90° y esviaje mayor de 45°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CURVAS VERTICALES		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25
No tiene	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
< 6 %	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
> 6 %	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
POSIBILIDAD DE GOLPETEO		0.00	0.25	0.25	0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00
Separación adecuada entre estructuras adyacentes	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Separación menor a la requerida a la misma altura	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Separación menor a la requerida a diferentes alturas	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
EVALUACIÓN TOTAL		4.00	4.00	4.00	4.75	4.50	4.00	4.00	4.00	4.75

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUPERESTRUCTURA	EVALUACIÓN	30	31	32	33	34	35	36	37	38
	CON DAÑOS PREVIOS	41+427	42+130	43+330	43+878	44+402	45+425	45+702	46+314	46+665
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO		2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Después de 1999	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Antes de 1999	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
TIPO DE SUPERESTRUCTURA		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Isostática con losa continua	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Isostática	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
LONGITUD DE APOYO		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cumple lo especificado en la norma vigente	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No cumple	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
EXISTENCIA DE TRABES SÍSMICA		0.00	0.75	0.00	1.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.75
Existen y poseen diseño satisfactorio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Existen pero presentan diseño inadecuado	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
EXISTENCIA DE DIAFRAGMAS (VIGAS TRANSVERSALES)		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cuenta con diaframas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No cuenta	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
DISPOSITIVOS DE APOYO		0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50
Existen	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Existen en mal estado	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Existen pero son inadecuados	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
TRAZADO DE LA SUPERESTRUCTURA		0.75	0.75	0.75	0.00	0.75	0.25	0.25	0.00	0.25
Recto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Curva horizontal menor de 90° y esviaje menor de 30°	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Curva de 90° y esviaje entre 30° y 45°	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Curva mayor de 90° y esviaje mayor de 45°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CURVAS VERTICALES		0.00	0.25	0.25	0.00	0.25	0.25	0.00	0.25	0.00
No tiene	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
< 6 %	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
> 6 %	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
POSIBILIDAD DE GOLPETEO		0.25	0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.50	0.25
Separación adecuada entre estructuras adyacentes	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Separación menor a la requerida a la misma altura	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Separación menor a la requerida a diferentes alturas	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
EVALUACIÓN TOTAL		4.00	4.75	4.00	4.50	5.00	4.00	4.50	4.25	4.75

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUPERESTRUCTURA	EVALUACIÓN	39	40	41	42	43	44	45	46	47
	CON DAÑOS PREVIOS	47+488	47+784	49+282	50+604	51+774	52+207	52+675	52+933	56+776
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO		2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Después de 1999	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Antes de 1999	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
TIPO DE SUPERESTRUCTURA		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Isostática con losa continua	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Isostática	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
LONGITUD DE APOYO		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cumple lo especificado en la norma vigente	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No cumple	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
EXISTENCIA DE TRABES SÍSMICA		0.00	0.75	0.75	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00
Existen y poseen diseño satisfactorio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Existen pero presentan diseño inadecuado	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
EXISTENCIA DE DIAFRAGMAS (VIGAS TRANSVERSALES)		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cuenta con diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No cuenta	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
DISPOSITIVOS DE APOYO		0.50	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00
Existen	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Existen en mal estado	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Existen pero son inadecuados	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
TRAZADO DE LA SUPERESTRUCTURA		0.00	0.00	0.00	1.00	0.25	0.00	0.25	0.00	0.00
Recto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Curva horizontal menor de 90° y esviaje menor de 30°	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Curva de 90° y esviaje entre 30° y 45°	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Curva mayor de 90° y esviaje mayor de 45°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CURVAS VERTICALES		0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.00	0.25	0.00	0.00
No tiene	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
< 6 %	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
> 6 %	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
POSIBILIDAD DE GOLPETEO		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25	0.50	0.00
Separación adecuada entre estructuras adyacentes	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Separación menor a la requerida a la misma altura	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Separación menor a la requerida a diferentes alturas	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
EVALUACIÓN TOTAL		3.75	4.00	4.50	4.25	4.25	3.00	5.00	4.75	4.00

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUPERESTRUCTURA	EVALUACIÓN	48	49	50	51	52	53	54	55	56
	CON DAÑOS PREVIOS	56+999	57+455	57+798	60+668	61+506	64+854	65+607	66+203	66+416
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO		2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Después de 1999	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Antes de 1999	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
TIPO DE SUPERESTRUCTURA		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Isostática con losa continua	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Isostática	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
LONGITUD DE APOYO		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cumple lo especificado en la norma vigente	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No cumple	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
EXISTENCIA DE TRABES SÍSMICA		0.00	0.00	0.00	0.75	1.00	0.75	1.00	0.00	0.00
Existen y poseen diseño satisfactorio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Existen pero presentan diseño inadecuado	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
EXISTENCIA DE DIAFRAGMAS (VIGAS TRANSVERSALES)		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cuenta con diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No cuenta	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
DISPOSITIVOS DE APOYO		0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Existen	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Existen en mal estado	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Existen pero son inadecuados	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
TRAZADO DE LA SUPERESTRUCTURA		0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Recto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Curva horizontal menor de 90° y esviaje menor de 30°	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Curva de 90° y esviaje entre 30° y 45°	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Curva mayor de 90° y esviaje mayor de 45°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CURVAS VERTICALES		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No tiene	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
< 6 %	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
> 6 %	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
POSIBILIDAD DE GOLPETEO		0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	0.25	0.00	0.00	0.50
Separación adecuada entre estructuras adyacentes	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Separación menor a la requerida a la misma altura	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Separación menor a la requerida a diferentes alturas	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
EVALUACIÓN TOTAL		3.00	3.50	3.25	4.00	4.00	4.00	4.00	3.00	3.50

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUPERESTRUCTURA	EVALUACION CON DAÑOS PREVIOS	57	58	59	60	61	62	63	64	65
		67+146	67+385	68+307	69+758	70+709	73+828	75+589	76+690	78+320
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO		2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Despues de 1999	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Antes de 1999	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
TIPO DE SUPERESTRUCTURA		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Isostática con losa continua	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Isostática	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
LONGITUD DE APOYO		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cumple lo especificado en la norma vigente	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No cumple	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
EXISTANCIA DE TRABES SÍSMICA		0.00	0.75	1.00	0.00	1.00	0.00	0.75	0.75	1.00
Existen y poseen diseño satisfactorio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Existen pero presentan diseño inadecuado	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
EXISTENCIA DE DIAFRAGMAS (VIGAS TRANSVERSALES)		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cuenta con diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No cuenta	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
DISPOSITIVOS DE APOYO		0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.50
Existen	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Existen en mal estado	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Existen pero son inadecuados	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
TRAZADO DE LA SUPERESTRUCTURA		0.00	0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	1.00	0.00
Recto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Curva horizontal menor de 90° y esviaje menor de 30°	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Curva de 90° y esviaje entre 30° y 45°	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Curva mayor de 90° y esviaje mayor de 45°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CURVAS VERTICALES		0.00	0.00	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
No tiene	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
< 6 %	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
> 6 %	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
POSIBILIDAD DE GOLPETEO		0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Separación adecuada entre estructuras adyacentes	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Separación menor a la requerida a la misma altura	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Separación menor a la requerida a diferentes alturas	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
EVALUACIÓN TOTAL		3.00	3.75	4.25	4.00	5.00	3.25	4.00	5.00	4.75

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUPERESTRUCTURA	EVALUACIÓN CON DAÑOS PREVIOS	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76
		79+833	83+809	84+350	85+188	85+728	87+984	88+990	89+858	90+616	92+555	93+074
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO		2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Despues de 1999	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Antes de 1999	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
TIPO DE SUPERESTRUCTURA		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Isostática con losa continua	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Isostática	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
LONGITUD DE APOYO		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cumple lo especificado en la norma vigente	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No cumple	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
EXISTANCIA DE TRABES SÍSMICA		1.00	0.75	0.75	0.00	0.00	1.00	0.00	0.75	0.75	0.00	1.00
Existen y poseen diseño satisfactorio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Existen pero presentan diseño inadecuado	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
EXISTENCIA DE DIAFRAGMAS (VIGAS TRANSVERSALES)		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cuenta con diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No cuenta	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
DISPOSITIVOS DE APOYO		0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
Existen	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Existen en mal estado	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Existen pero son inadecuados	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
TRAZADO DE LA SUPERESTRUCTURA		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.00
Recto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Curva horizontal menor de 90° y esviaje menor de 30°	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Curva de 90° y esviaje entre 30° y 45°	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Curva mayor de 90° y esviaje mayor de 45°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CURVAS VERTICALES		0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.00	0.00	0.00
No tiene	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
< 6 %	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
> 6 %	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
POSIBILIDAD DE GOLPETEO		0.00	0.25	0.25	0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	0.25	0.00	0.00
Separación adecuada entre estructuras adyacentes	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Separación menor a la requerida a la misma altura	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Separación menor a la requerida a diferentes alturas	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
EVALUACIÓN TOTAL		4.25	4.25	4.75	3.25	3.25	4.25	3.50	4.25	4.00	3.00	4.50

Subestructura

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUBESTRUCTURA	EVALUACION	1	2	3	4	5	6	7	8	10	12	13	14	15
	CON DAÑOS PREVIOS	00+000	00+295	01+060	04+338	04+426	12+404	14+474	15+431	16+178	17+258	17+788	19+648	20+341
PERIODO DE LA ESTRUCTURA		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$T_p \leq T_c$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$T_p \geq T_c$	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
ESTADO TÉCNICO DE LA SUBESTRUCTURA		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Muy buena y buena (Sin daños en pilas y/o estribos)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Regular (Daños moderados en pilas y/o estribos)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Mala y muy mala (Daños extensivos en pilas y/o estribos)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
TIPO DE SUBESTRUCTURA		1.50	1.00	1.00	2.00	1.00	1.50	1.50	2.00	2.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PILAS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pórticos	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Mono columnas o pilas en "V" o inclinadas	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ESTRIBOS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Abiertos	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cerrados con drenaje adecuado	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Cerrados sin drenaje adecuado	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ALTURA DE COLUMNAS		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.50	0.50	0.50	0.50
$H < 5$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$5 \leq H \leq 10$	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
$H > 10$	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
ESVIAJE		0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75
Sin esviate o con ángulo menor de 15°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Esviate entre 15° y 30°	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Esviate entre 30° y 45°	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Esviate mayor de 45°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
TÉCNICA DE CONSTRUCCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
In situ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mixto	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Prefabricación (No existe monolitismo columna - cimiento)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
EVALUACIÓN FINAL		3.50	3.00	3.00	4.25	3.00	5.50	4.50	5.00	5.00	3.00	3.00	3.00	3.75
FACTOR DE PONDERACIÓN EN EL RESULTADO	60%													

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUBESTRUCTURA	EVALUACIÓN	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
	CON DAÑOS PREVIOS	22+164	22+760	24+801	25+331	28+603	28+847	31+840	32+296	35+401	36+564	37+759	38+678	40+095
PERIODO DE LA ESTRUCTURA		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$T_p \leq T_c$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$T_p \geq T_c$	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
ESTADO TÉCNICO DE LA SUBESTRUCTURA		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Muy buena y buena (Sin daños en pilas y/o estribos)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Regular (Daños moderados en pilas y/o estribos)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Mala y muy mala (Daños extensivos en pilas y/o estribos)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
TIPO DE SUBESTRUCTURA		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PILAS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pórticos	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Mono columnas o pilas en "V" o inclinadas	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ESTRIBOS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Abiertos	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cerrados con drenaje adecuado	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Cerrados sin drenaje adecuado	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ALTURA DE COLUMNAS		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
$H < 5$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$5 \leq H \leq 10$	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
$H > 10$	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
ESVIAJE		0.75	0.00	1.00	0.00	0.25	0.25	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.75	0.00
Sin esviate o con ángulo menor de 15°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Esviate entre 15° y 30°	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Esviate entre 30° y 45°	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Esviate mayor de 45°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
TÉCNICA DE CONSTRUCCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
In situ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mixto	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Prefabricación (No existe monolitismo columna - cimiento)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
EVALUACIÓN FINAL		3.75	3.00	4.00	3.00	3.25	3.25	3.00	3.00	3.25	3.00	3.00	3.75	3.00
FACTOR DE PONDERACIÓN EN EL RESULTADO	60%													

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUBESTRUCTURA	EVALUACIÓN CON DAÑOS PREVIOS	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41
		40+805	41+427	42+130	43+330	43+878	44+402	45+425	45+702	46+314	46+665	47+488	47+784	49+282
PERIODO DE LA ESTRUCTURA		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$T_p \leq T_c$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$T_p \geq T_c$	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
ESTADO TÉCNICO DE LA SUBESTRUCTURA		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Muy buena y buena (Sin daños en pilas y/o estribos)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Regular (Daños moderados en pilas y/o estribos)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Mala y muy mala (Daños extensivos en pilas y/o estribos)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
TIPO DE SUBESTRUCTURA		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PILAS		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pórticos	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Mono columnas o pilas en "V" o inclinadas	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ESTRIBOS		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Abiertos	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cerrados con drenaje adecuado	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Cerrados sin drenaje adecuado	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ALTURA DE COLUMNAS		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
$H < 5$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$5 \leq H \leq 10$	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
$H > 10$	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
ESVIAJE		0.00	0.75	0.75	0.75	0.00	0.75	0.25	0.25	0.00	0.25	0.00	0.00	0.00
Sin esviaje o con ángulo menor de 15°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Esviaje entre 15° y 30°	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Esviaje entre 30° y 45°	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Esviaje mayor de 45°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
TÉCNICA DE CONSTRUCCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
In situ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mixto	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Prefabricación (No existe monolitismo columna - cimiento)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
EVALUACIÓN FINAL		3.00	4.25	3.75	3.75	3.00	3.75	3.25	4.25	3.00	3.25	3.00	3.00	3.00
FACTOR DE PONDERACIÓN EN EL RESULTADO	60%													

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUBESTRUCTURA	EVALUACION CON DAÑOS PREVIOS	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55
		50+604	51+774	52+207	52+675	52+933	56+776	56+999	57+455	57+798	60+668	61+506	64+854	65+607	66+203
PERIODO DE LA ESTRUCTURA		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$T_p \leq T_c$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$T_p \geq T_c$	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
ESTADO TÉCNICO DE LA SUBESTRUCTURA		1.00	1.00	1.00	1.00	2.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Muy buena y buena (Sin daños en pilas y/o estribos)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Regular (Daños moderados en pilas y/o estribos)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Mala y muy mala (Daños extensivos en pilas y/o estribos)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
TIPO DE SUBESTRUCTURA		2.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00	1.00	1.00	2.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PILAS		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pórticos	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Mono columnas o pilas en "V" o inclinadas	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ESTRIBOS		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Abiertos	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cerrados con drenaje adecuado	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Cerrados sin drenaje adecuado	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ALTURA DE COLUMNAS		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
$H < 5$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$5 \leq H \leq 10$	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
$H > 10$	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
ESVIAJE		1.00	0.25	0.00	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sin esviaje o con ángulo menor de 15°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Esviaje entre 15° y 30°	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Esviaje entre 30° y 45°	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Esviaje mayor de 45°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
TÉCNICA DE CONSTRUCCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
In situ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mixto	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Prefabricación (No existe monolitismo columna - cimiento)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
EVALUACIÓN FINAL		5.00	3.25	3.00	3.25	4.00	3.00	4.00	3.00	3.25	4.00	3.00	3.00	3.00	3.00
FACTOR DE PONDERACIÓN EN EL RESULTADO	60%														

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUBESTRUCTURA	EVALUACIÓN	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66
	CON DAÑOS PREVIOS	66+416	67+146	67+385	68+307	69+758	70+709	73+828	75+589	76+690	78+320	79+833
PERIODO DE LA ESTRUCTURA		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$T_p \leq T_c$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$T_p \geq T_c$	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
ESTADO TÉCNICO DE LA SUBESTRUCTURA		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Muy buena y buena (Sin daños en pilas y/o estribos)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Regular (Daños moderados en pilas y/o estribos)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Mala y muy mala (Daños extensivos en pilas y/o estribos)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
TIPO DE SUBESTRUCTURA		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PILAS		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pórticos	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Mono columnas o pilas en "V" o inclinadas	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ESTRIBOS		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Abiertos	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cerrados con drenaje adecuado	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Cerrados sin drenaje adecuado	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ALTURA DE COLUMNAS		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
$H < 5$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$5 \leq H \leq 10$	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
$H > 10$	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
ESVIAJE		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
Sin esviaje o con ángulo menor de 15°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Esviaje entre 15° y 30°	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Esviaje entre 30° y 45°	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Esviaje mayor de 45°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
TÉCNICA DE CONSTRUCCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
In situ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mixto	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Prefabricación (No existe monolitismo columna - cimiento)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
EVALUACIÓN FINAL		3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.25	3.00	3.00	4.00	3.00	3.00
FACTOR DE PONDERACIÓN EN EL RESULTADO	60%											

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUBESTRUCTURA	EVALUACION	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76
	CON DAÑOS PREVIOS	83+809	84+350	85+188	85+728	87+984	88+990	89+858	90+616	92+555	93+074
PERIODO DE LA ESTRUCTURA		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$T_p \leq T_c$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$T_p \geq T_c$	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
ESTADO TÉCNICO DE LA SUBESTRUCTURA		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Muy buena y buena (Sin daños en pilas y/o estribos)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Regular (Daños moderados en pilas y/o estribos)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Mala y muy mala (Daños extensivos en pilas y/o estribos)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
TIPO DE SUBESTRUCTURA		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PILAS		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pórticos	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Mono columnas o pilas en "V" o inclinadas	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ESTRIBOS		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Abiertos	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cerrados con drenaje adecuado	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Cerrados sin drenaje adecuado	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ALTURA DE COLUMNAS		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
$H < 5$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$5 \leq H \leq 10$	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
$H > 10$	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
ESVIAJE		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.00
Sin esviaje o con ángulo menor de 15°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Esviaje entre 15° y 30°	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Esviaje entre 30° y 45°	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Esviaje mayor de 45°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
TÉCNICA DE CONSTRUCCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
In situ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mixto	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Prefabricación (No existe monolitismo columna - cimiento)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
EVALUACIÓN FINAL		3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.25	3.00	3.00	3.00
FACTOR DE PONDERACIÓN EN EL RESULTADO	60%										

A continuación, se presentan los resultados obtenidos al aplicar la siguiente expresión:

$$IV_{SE} = \frac{40 \% (V_{SPE}) + 60 \% (V_{SBE})}{100 \%}$$

	1	2	3	4	5	6	7	8	10	12	13	14	15
	00+000	00+295	01+060	04+338	04+426	12+404	14+474	15+431	16+178	17+258	17+788	19+648	20+341
V _{SPE} =	4.75	4.25	4.00	4.25	3.25	4.75	4.50	4.75	4.25	3.00	5.50	4.50	4.25
V _{SBE} =	3.50	3.00	3.00	4.25	3.00	5.50	4.50	5.00	5.00	3.00	3.00	3.00	3.75
IV _{SE} =	0.40	0.35	0.34	0.43	0.31	0.52	0.45	0.49	0.47	0.30	0.40	0.36	0.40
VULNERABILIDAD =	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	ALTA	MODERADA	ALTA	ALTA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA

	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
	22+164	22+760	24+801	25+331	28+603	28+847	31+840	32+296	35+401	36+564	37+759	38+678
V _{SPE} =	5.50	4.50	5.25	4.50	4.75	4.00	4.00	4.00	4.75	4.50	4.00	4.00
V _{SBE} =	3.75	3.00	4.00	3.00	3.25	3.25	3.00	3.00	3.25	3.00	3.00	3.75
IV _{SE} =	0.45	0.36	0.45	0.36	0.39	0.36	0.34	0.34	0.39	0.36	0.34	0.39
VULNERABILIDAD =	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA

	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	40+095	40+805	41+427	42+130	43+330	43+878	44+402	45+425	45+702	46+314	46+665	47+488
V _{SPE} =	4.00	4.75	4.00	4.75	4.00	4.50	5.00	4.00	4.50	4.25	4.75	3.75
V _{SBE} =	3.00	3.00	4.25	3.75	3.75	3.00	3.75	3.25	4.25	3.00	3.25	3.00
IV _{SE} =	0.34	0.37	0.42	0.42	0.39	0.36	0.43	0.36	0.44	0.35	0.39	0.33
VULNERABILIDAD =	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA

	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51
	47+784	49+282	50+604	51+774	52+207	52+675	52+933	56+776	56+999	57+455	57+798	60+668
V _{SPE} =	4.00	4.50	4.25	4.25	3.00	5.00	4.75	4.00	3.00	3.50	3.25	4.00
V _{SBE} =	3.00	3.00	5.00	3.25	3.00	3.25	4.00	3.00	4.00	3.00	3.25	4.00
IV _{SE} =	0.34	0.36	0.47	0.37	0.30	0.40	0.43	0.34	0.36	0.32	0.33	0.40
VULNERABILIDAD =	MODERADA	MODERADA	ALTA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA

	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62
	61+506	64+854	65+607	66+203	66+416	67+146	67+385	68+307	69+758	70+709	73+828
V _{SPE} =	4.00	4.00	4.00	3.00	3.50	3.00	3.75	4.25	4.00	5.00	3.25
V _{SBE} =	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.25	3.00
IV _{SE} =	0.34	0.34	0.34	0.30	0.32	0.30	0.33	0.35	0.34	0.40	0.31
VULNERABILIDAD =	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA

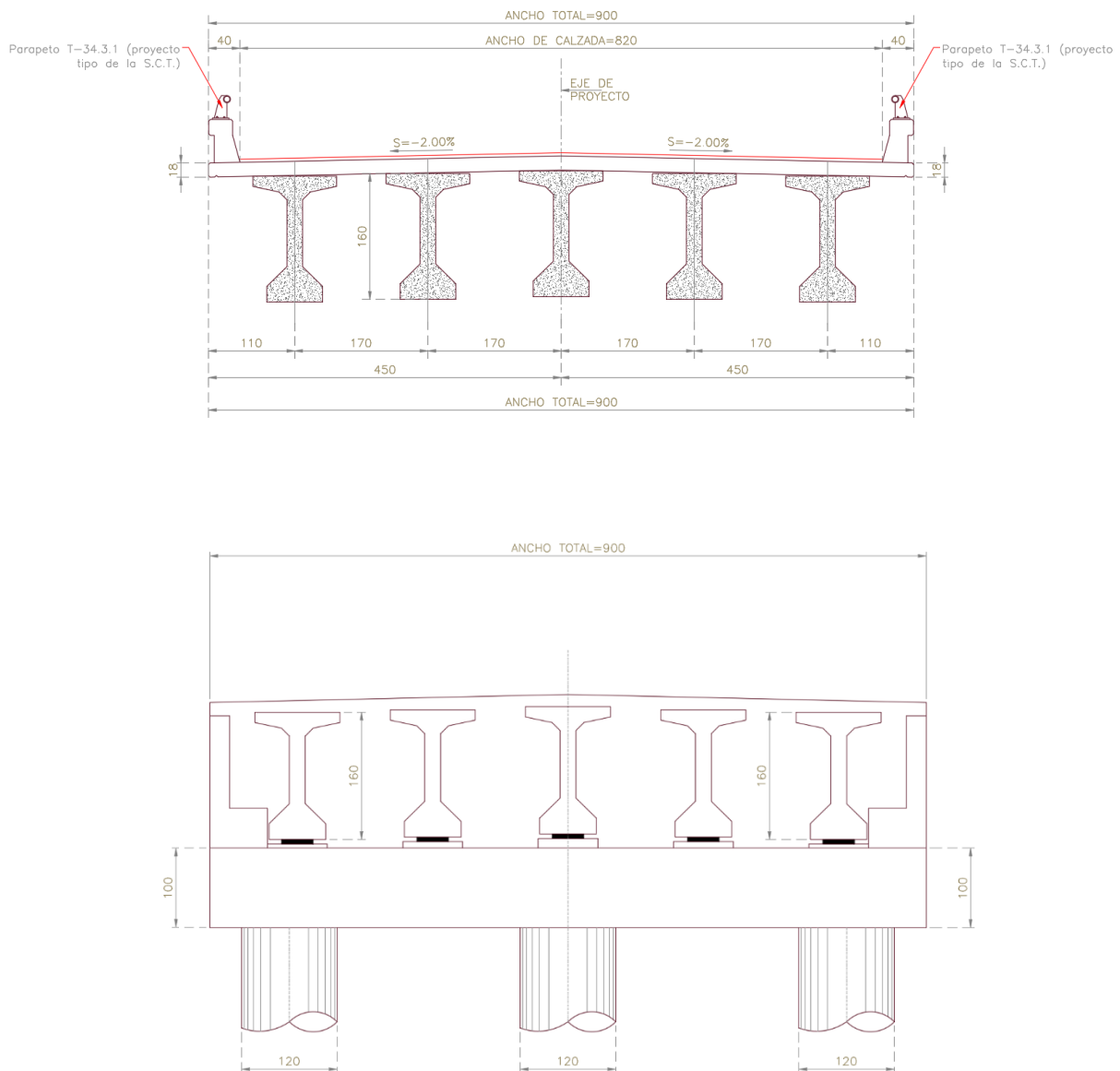
	63	64	65	66	67	68	69	70
	75+589	76+690	78+320	79+833	83+809	84+350	85+188	85+728
V _{SPE} =	4.00	5.00	4.75	4.25	4.25	4.75	3.25	3.25
V _{SBE} =	3.00	4.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
IV _{SE} =	0.34	0.44	0.37	0.35	0.35	0.37	0.31	0.31
VULNERABILIDAD =	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA

	71	72	73	74	75	76
	87+984	88+990	89+858	90+616	92+555	93+074
$V_{SPE} =$	4.25	3.50	4.25	4.00	3.00	4.50
$V_{SBE} =$	3.00	3.00	3.25	3.00	3.00	3.00
$IV_{SE} =$	0.35	0.32	0.37	0.34	0.30	0.36
VULNERABILIDAD =	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA	MODERADA

ANEXO C. Recomendaciones Análisis y Diseño de Topes Antisísmicos.

Se considera el procedimiento de cálculo realizado por **Cortés Suarez (2021)** y lo establecido por las **AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 17th Ed. 2002.**

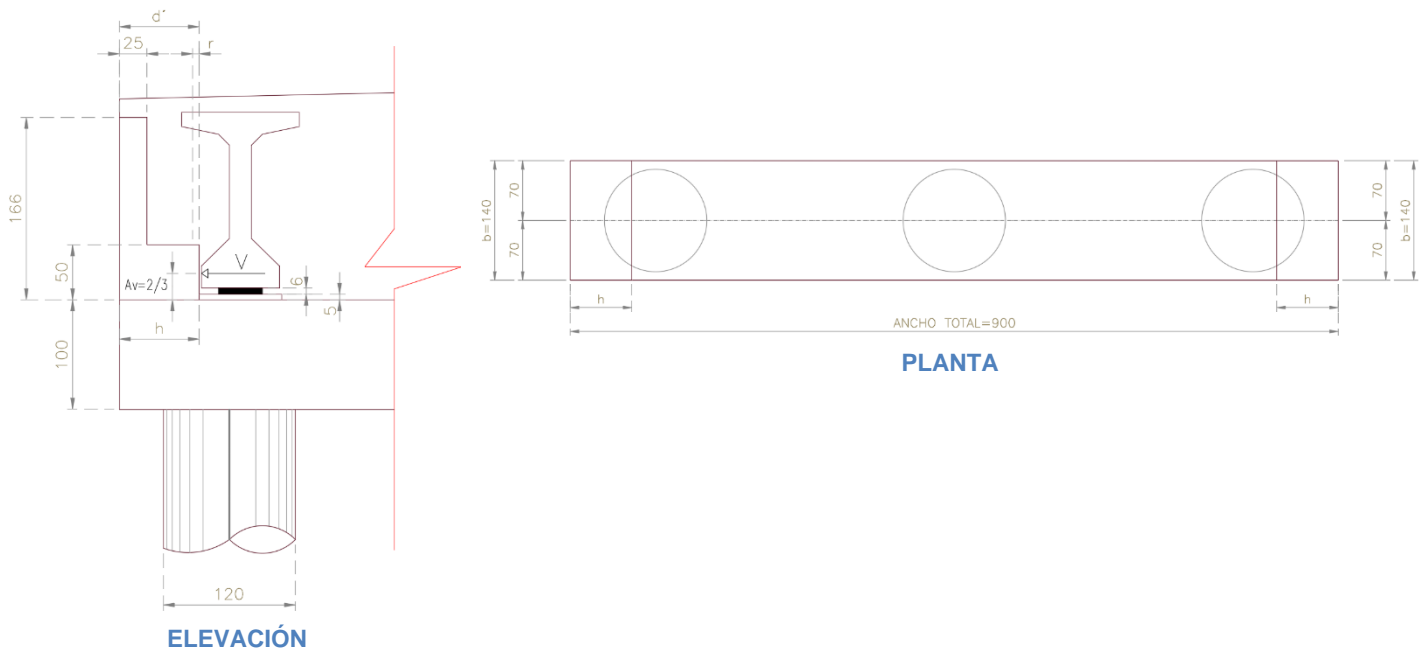
Se tomará como ejemplo una superestructura formada por tres tramos simplemente apoyados (Isostáticos) de 35 metros de claro y losa de concreto reforzado de 18 cm de espesor colado en sitio de $f'c=250\text{Kg/cm}^2$, ancho total de 9.00 metros, apoyadas sobre traveses AASHTO tipo V pretensadas, para una carga viva T3-S2-R4 tal y como se muestra a continuación:



Si bien es cierto existen reglamentos de construcción para el diseño de diferentes elementos estructurales, sin embargo, en esta ocasión la revisión será realizada conforme lo indican las **AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 17th Ed. 2002**. Debido a que se considera una especificación particular para estructuras de un grado de libertad como lo son los puentes.

Específicamente en el inciso 8.15.5.8 (Special Provisions for Brackets and Corbels) “Disposiciones especiales para soportes y ménsulas”

Este apartado indica que las disposiciones de este punto se aplicarán a soportes y ménsulas que tengan una relación de corte a profundidad $A_v/d \leq 1$ y que se encuentren sujetos a una tensión horizontal $N_c < V$



REVISIÓN COMPORTAMIENTO COMO MÉNSULA:

A_v = Altura donde actuará la fuerza

d' = Ancho del tope sísmico en la parte superior

h = Ancho del tope sísmico en la parte inferior

b = Longitud de profundidad del tope sísmico

r = Recubrimiento

V = Fuerza cortante

$$A_v = \text{Espesor del banco de apoyo} + \text{Espesor del dispositivo de apoyo de neopreno} \\ + \frac{2}{3} \text{Altura del patín inferior de la trabe}$$

$$A_v = 5.00 \text{ cm} + 6.00 \text{ cm} + \frac{2}{3}(20 \text{ cm})$$

$$\therefore A_v = 24.33 \text{ cm}$$

RESUMEN:

$$A_v = 0.24 \text{ m}$$

$$d' = 0.72 \text{ m}$$

$$h = 0.72 \text{ m}$$

$$b = 1.40 \text{ m}$$

$$r = 0.06 \text{ m}$$

$$d = d' - r$$

$$d = 0.72 \text{ m} - 0.06 \text{ m}$$

$$\therefore d = 0.66 \text{ m}$$

RELACIÓN DE CORTE A PROFUNDIDAD $A_v/d \leq 1$

$$\frac{A_v}{d} = \frac{0.27 \text{ m}}{0.66 \text{ m}} = 0.41 < 1.00$$

Según el inciso **8.15.5.8.2** de las **AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 17th Ed. 2002** el ancho en el borde extremo no deberá ser menor que la relación (0.5 d)

$$d = 0.66 \text{ m}$$

$$0.5 (0.66 \text{ m}) = 0.33 \text{ m}$$

$$d' > 0.5 d$$

$$0.72 \text{ m} > 0.33 \text{ m}$$

Por lo tanto, el elemento se comporta como ménsula.

El siguiente paso consiste en determinar la fuerza total que golpeará al tope antisísmico en el caso que se genere un evento sísmico, por lo que se deben de considerar todas las cargas muertas de la estructura, mediante las consideraciones de la normativa SICT - IMT aplicable en la república mexicana, es decir, peso de las trabes, losa, diafragmas, guarniciones, parapetos y superficie de rodamiento.

BAJADA DE CARGAS MUERTAS DE LA ESTRUCTURA:

- **Peso propio de las trabes AASHTO tipo V:**

$$w = \text{Área de la trabe}(\gamma_{\text{Concreto}})(\# \text{de trabes})(\text{Longitud de la trabe})$$

$$w = 0.6458 \text{ m}^2 \left(2.4 \text{ ton/m}^3 \right) (5 \text{ trabes})(35.00 \text{ m})$$

$$\therefore w = 271.24 \text{ ton}$$

- **Peso de la losa de concreto reforzado $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$:**

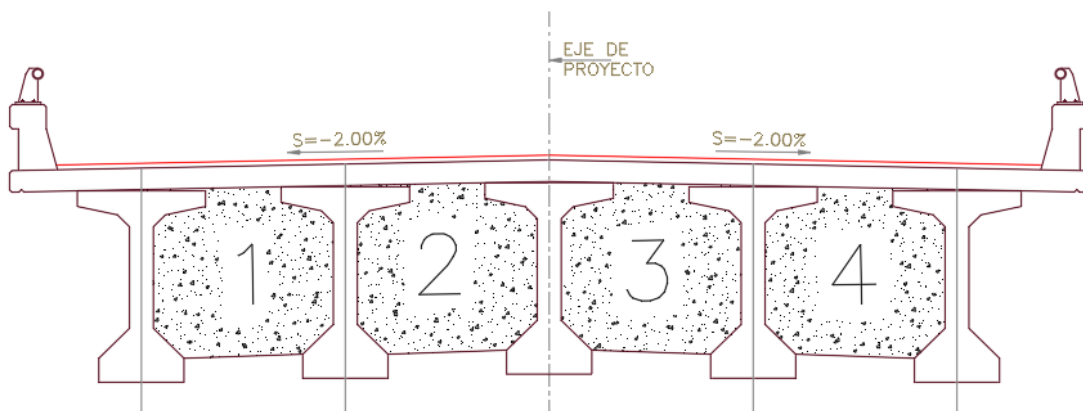
$$w = \text{Espesor de la losa}(\gamma_{\text{Concreto}})(\text{Ancho de la losa})(\text{Longitud de la losa})$$

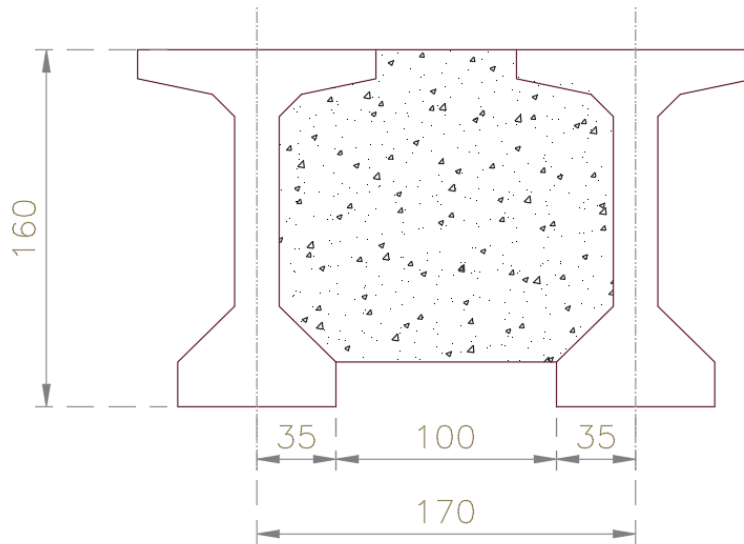
$$w = 0.18 \text{ m} \left(2.4 \text{ ton/m}^3 \right) (9.00 \text{ m})(35.00 \text{ m})$$

$$\therefore w = 136.08 \text{ ton}$$

- **Peso de los diafragmas:**

$$w = \text{Área diafragma} (\text{Espesor del diafragma}) (\gamma_{\text{Concreto}})(\# \text{diafragmas transversales})(\# \text{diafragmas extremos e intermedios})$$





$$\text{Área diafragma} = 1.70 \text{ m}(1.60 \text{ m}) - 0.6458 \text{ m}^2 - 1.00 \text{ m}(0.20 \text{ m}) = 1.87 \text{ m}^2$$

$$w = 1.87 \text{ m}^2(0.30 \text{ m}) \left(2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) (4)(4)$$

$$w = 21.54 \text{ ton}$$

- **Peso de la guarnición:**

w

$$= \text{Área de la guarnición}(\gamma_{\text{Concreto}})(\#\text{lados de guarnición})(\text{Longitud de guarnición})$$

$$w = 0.24 \text{ m}^2 \left(2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) (2)(35.00 \text{ m})$$

$$w = 40.32 \text{ ton}$$

- **Peso del parapeto:**

-Tubo de acero galvanizado de 7.6 Ø (3") Cédula 40 (por metro $w=11.3 \text{ Kg}$).

$$w = \text{Peso del tubo}(\text{Longitud del parapeto})(\#\text{lados del parapeto})$$

$$w = 0.0113 \text{ ton} (35.00 \text{ m})(2)$$

$$w = 0.91 \text{ ton}$$

- Tubo de acero galvanizado de 6.4 Ø (2 ½") Cédula 40 (Por junta $w=3 \text{ kg}$).

$$w = \text{Peso del tubo}(\#\text{juntas en el puente})(\#\text{lados del parapeto})$$

$$w = 0.003 \text{ ton} (7 \text{ juntas})(2)$$

$$w = 0.042 \text{ ton}$$

- Pilastra de acero A-36 (Por pilastra $w=17 \text{ kg}$)

$$w = \text{Peso de la pilastra}(\# \text{pilastras en el puente})(\# \text{lados del parapeto})$$

$$w = 0.017 \text{ ton/pilastra} (18 \text{ pilastras})(2)$$

$$w = 0.68 \text{ ton}$$

$$w = 0.91 \text{ ton} + 0.042 \text{ ton} + 0.68 \text{ ton}$$

$$\therefore w = 1.63 \text{ ton}$$

- Peso de la carpeta asfáltica:

$$w = \text{Espesor de asfalto} (\text{Ancho de calzada})(\gamma_{\text{Asfalto}})(\text{Longitud de la losa})$$

$$w = 0.12 \text{ m} (8.20 \text{ m}) \left(2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) (35.00 \text{ m})$$

$$w = 75.77 \text{ ton}$$

Resumen de la bajada de cargas de la Superestructura:

- Trabe _____ $w = 271.24 \text{ ton}$
- Losa _____ $w = 136.08 \text{ ton}$
- Diafragmas _____ $w = 21.54 \text{ ton}$
- Guarnición _____ $w = 40.32 \text{ ton}$
- Parapeto _____ $w = 1.63 \text{ ton}$
- Carpeta Asfáltica _____ $w = 75.77 \text{ ton}$

$$\sum = 546.58 \text{ ton}$$

A continuación, se convertirá la descarga de la superestructura a una fuerza horizontal, la cual actuará sobre los topes antisísmicos mediante las consideraciones de la SICT – IMT. Si bien es importante recalcar que existen diferentes métodos de análisis los cuales se enlistan a continuación:

- Método simplificado
- Método Cuasidinámico
- Método Dinámico
- Métodos Experimentales

$$V_u = \frac{W_{Carga Muerta}(c)(Factor de importancia)}{Q}$$

Dónde:

c = Coeficiente sísmico del espectro para la zona sísmica y el tipo de suelo en donde se localice la estructura.

c = 0.86 (Considerando una zona sísmica D con tipo de suelo III).

Factor de importancia = Para estructuras tipo "A" se deberá de multiplicar por 1.5 el coeficiente sísmico.

NOTA: Según la normativa SICT - IMT (N-PRY-CAR-6-01-005/01) Las estructuras tipo "A" corresponden a los puentes y estructuras ubicados sobre carreteras de 4 o más carriles, en caminos con clasificación ET4, A4 y B4 o autopistas con accesos controlados ET y A.

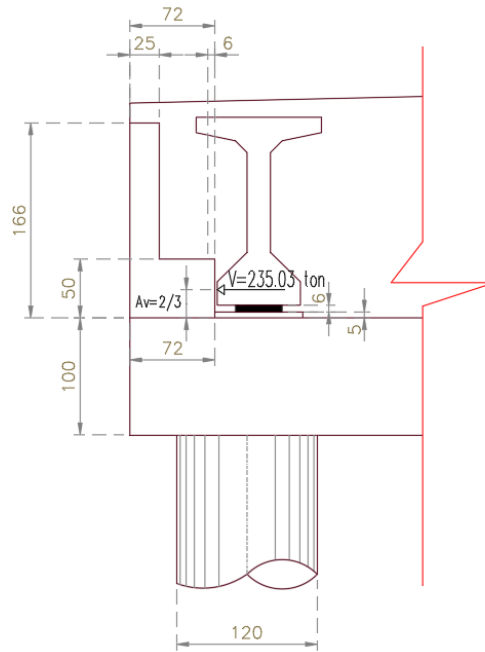
Dado el número de carriles y el ancho total de la estructura, corresponde a una clasificación tipo "B", para carreteras de dos carriles del tipo ET2, A2, B2, C y D, por lo que en este caso el coeficiente sísmico no se verá alterado por el factor de importancia.

Q= 2 (Ductilidad)

El factor de comportamiento sísmico "Q" corresponde a un valor para considerar la ductilidad de la estructura, y este se puede obtener mediante estudios experimentales.

Para el cálculo de las fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura, si los dispositivos de apoyo ya no existen o son de otro tipo diferente al neopreno.

$$V_u = \frac{546.58 \text{ ton} (0.86)}{2} = 235.03 \text{ ton}$$



- Determinación del momento de diseño:

$$M_D = V(A_v)$$

$$A_v = \text{Espesor del banco de apoyo} + \text{Espesor del dispositivo de apoyo} + \frac{2}{3} \text{ de la altura del patin inferior de la trabe AASHTO}$$

$$A_v = 5 \text{ cm} + 6 \text{ cm} + \frac{2}{3} (20 \text{ cm}) = 24.33 \text{ cm}$$

$$M_D = 235.03 \text{ ton} (0.24 \text{ m})$$

$$\therefore M_D = 56.41 \text{ ton} - \text{m}$$

Si bien es cierto las filosofías de diseño son utilizadas con el fin de moldear, estructurar y consolidar teorías. En sus inicios la única filosofía incorporada en las especificaciones era la del Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD), con el paso de los años esta filosofía ha estado en constante actualización para reflejar el nivel de variación en la estimación de cierto tipo de cargas vehiculares, esto con el apoyo de

factores de ajuste a lo que después se le conoció como Diseño por Resistencia Última (LFD) o factores de carga.

En la actualidad, gracias a los avances en investigaciones sobre la ingeniería de puentes se ha logrado desarrollar una filosofía que nos proporciona un nivel de seguridad uniforme para las diferentes tipologías de puentes llamada Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), la cual incorpora la experiencia obtenida de sus antecesoras (ASD y LFD).

En la normativa vigente de la Secretaria de Infraestructura Comunicaciones y Transportes SICT, hoy en día en sus apartados de proyecto de puentes y estructuras similares, consideran como alternativas de diseño estructural las filosofías de Diseño por Esfuerzos Admisibles y por Resistencia Última.

REVISIÓN POR CORTANTE:

Según lo indicado en las AASHTO 17th 2002. Inciso 8.15.5.5 (Horizontal Shear Design for composite Concrete Flexural Members).

El inciso 8.15.6.2 indica que la cortante de diseño “ V_u ”, deberá ser calculada con la siguiente ecuación:

$$v = \frac{V}{b_0(d)}$$

Donde:

V = Es la fuerza cortante de diseño en la sección considerada.

b_0 = Es el ancho de la sección analizada.

d = Es la distancia desde la fibra extrema de compresión al centroide de la tensión longitudinal del refuerzo.

$$d = d' - r$$

$$d = 0.72 \text{ m} - 0.06 \text{ m} = 0.66 \text{ m}$$

$$b_0 = b$$

b = Es la longitud de profundidad del tope sísmico.

$$v = \frac{235,030 \text{ kg}}{140 \text{ cm} (66 \text{ cm})} = 25.44 \text{ kg/cm}^2$$

En el inciso 8.15.5.2 (Esfuerzo cortante soportado por el concreto). En este inciso se indica que, para elementos sujetos únicamente a corte y flexión, el esfuerzo cortante permisible que absorbe el concreto " V_c ", puede ser obtenido con ayuda de la siguiente expresión:

$$V_c = 0.29\sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 0.29\sqrt{250 \text{ kg/cm}^2} = 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$v = 25.44 \text{ kg/cm}^2 > V_c = 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

∴ El esfuerzo cortante calculado es mayor que el esfuerzo cortante permisible que absorbe el concreto.

El refuerzo de cortante deberá de también cumplir con lo estipulado en el inciso 8.19:

Cuando el acero de cortante sea perpendicular al eje del elemento, se utilizará la siguiente ecuación:

$$A_v = \frac{(v - V_c) b_w s}{f_s}$$

Donde:

v =Esfuerzo cortante de diseño.

V_c =Esfuerzo cortante permisible que absorbe el concreto.

$b_w s$ =La "s" significa que está en función de la separación.

f_s =Esfuerzo de tensión del acero de refuerzo

$$f_s = 0.50(f_y) = 0.50 \left(4,200 \text{ kg/cm}^2 \right) = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

El área de acero queda en función de la separación del refuerzo, tal y como se muestra a continuación:

$$s = \frac{\# \text{ de ramas } (a_s)}{A_v}$$

REVISIÓN DEL PERALTE DEL TOPE SÍSMICO:

$$d = \sqrt{\frac{M_D}{k(b)}}$$

Donde:

M_D = Momento de Diseño.

d = Es la distancia desde la fibra extrema de compresión al centroide de la tensión longitudinal del refuerzo.

$$d = d' - r$$

$$d = 0.72 \text{ m} - 0.06 \text{ m} = 0.66 \text{ m}$$

b = Longitud de profundidad del tope sísmico. $b = 140 \text{ cm} = 1.40 \text{ m}$

k = Se obtiene de las constantes del concreto de la siguiente manera:

CÁLCULO DE LAS CONSTANTES DEL CONCRETO:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f'_c}}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{\text{Módulo de elasticidad del acero}}{\text{Módulo de elasticidad del concreto}} = \frac{2,100,000 \text{ kg/cm}^2}{14,000 \sqrt{250 \text{ kg/cm}^2}} = 9.49 = 9.00$$

COMPRESIÓN POR FLEXIÓN:

$$c = 0.40(f'_c) = 0.40(250 \text{ kg/cm}^2) = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{2,100 \text{ kg/cm}^2}{9.00 (100 \text{ kg/cm}^2)}} = 0.30$$

CONSTANTE "J":

$$J = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.30}{3} = 0.90$$

$$K = \frac{1}{2}(f'c)(j)(k)$$

$$K = \frac{1}{2}(100 \text{ kg/cm}^2)(0.90)(0.30)$$

$$\therefore K = 13.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{56.41 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2}{13.50 \text{ kg/cm}^2 (140 \text{ cm})}} = 54.63 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$$

$d = 0.55 \text{ m} < 0.66 \text{ m} \therefore$ Se acepta el peralte del tope.

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL, PERPENDICULAR AL EJE DEL ELEMENTO:

$$A_s = \frac{M_D}{f_s(j)(d)}$$

Donde:

M_D = Momento de Diseño.

f_s = Esfuerzo de tensión del acero de refuerzo.

j = Se obtuvo de las constantes del concreto $j = 0.90$

d = Es la distancia desde la fibra extrema de compresión al centroide de la tensión longitudinal del refuerzo.

La separación se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$s = \frac{a_s(b)}{A_s}$$

Donde:

a_s = Área de acero de la varilla.

b = Ancho de diseño normalmente considerado de 1.0 metro (100 cm).

A_s = Acero de refuerzo principal.

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL, PERPENDICULAR AL EJE DEL ELEMENTO.

$$A_h = 0.50 (A_s)$$

$$A_h = 0.50 (54.27 \text{ cm}^2) = 27.14 \text{ cm}^2$$

Se colocará el acero de refuerzo a 2/3 de d= 0.55 m

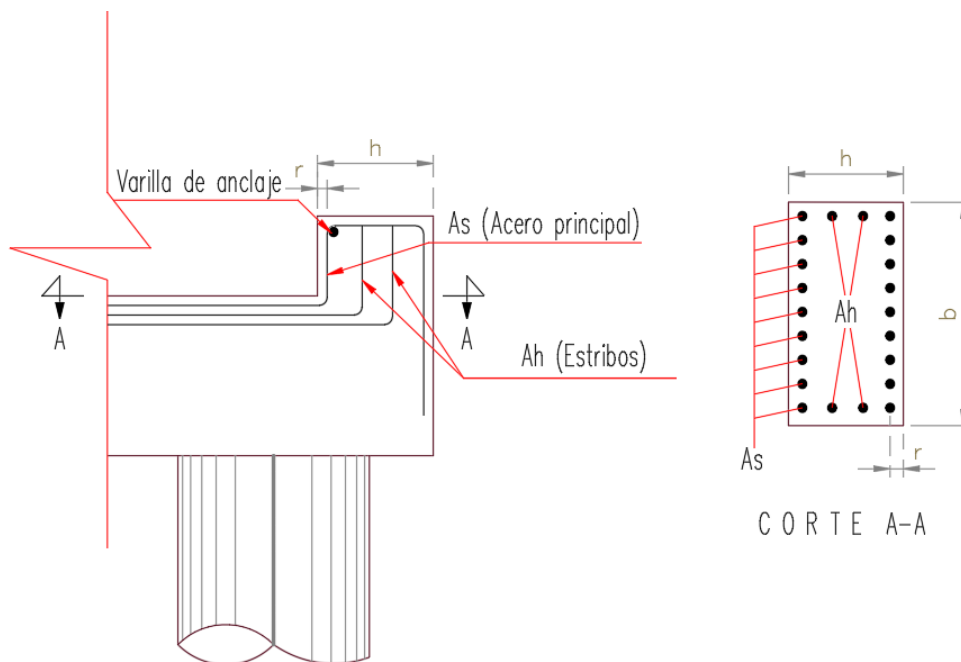
$$s = \frac{a_s (b)}{A_h}$$

Donde:

a_s = Área de acero de la varilla.

b= Ancho de diseño normalmente considerado de 1.0 metro (100 cm).

A_s = Acero de refuerzo horizontal.



Con el desarrollo anterior podemos concluir que todas las estructuras necesitan restricciones laterales dejando a un lado que tan necesario es en función a su zonificación y teniendo siempre en cuenta que un buen proyecto aparte de ser funcional y seguro para los usuarios debe de ser económicamente sustentable ya que ante cualquier eventualidad como lo es un sismo de ello dependen vidas humanas.