



DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

Confiabilidad sísmica de un tramo de la línea 3 del tren ligero de la Zona Metropolitana de Guadalajara, Jalisco

**TESIS PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE
ESTRUCTURAS**

por

Naim Ramón Guevara Balderas

Ingeniero Civil

Directora: Dra. Bertha Alejandra Olmos Navarrete

Morelia, Michoacán, agosto 2020

A la vida
A Emma Guevara Balderas

Agradecimientos

Los caminos de la vida son inciertos, conducidos por diversidad de senderos y nosotros somos los encargados de darles dirección y sentido para ostentar nuestro lugar. Resulta todo en un sueño y en esta fantasía onírica desciframos hallazgos en forma de otros individuos a los que me siento alegre de nombrar:

En primer lugar, a mi madre Emma Guevara Balderas, el tiempo no me es suficiente para externar mi agradecimiento para ese ser humano inagotable que me ha provisto de lo necesario para aquí estar y continuar.

En segundo lugar, a la doctora Bertha Alejandra Olmos Navarrete cuya paciencia, ánimos, reprimendas y consejos me impulsaron a concluir esta travesía llamada tesis.

Una mención especial para los profesores de la Maestría en estructuras cuyos conocimientos y consejos siempre buscaron un mejor desarrollo académico y personal para conmigo.

A mis compañeros y amigos de este capítulo: Ami, Clau, Luis y Vane, con los que compartí lágrimas, risas, cafés, desvelos, aventuras y manías.

A la existencia, que en su infinita sabiduría me ha conducido por los caminos que mejor ha convenido para mi desarrollo.

A todos los que con su presencia en estos más de dos años me acompañaron a escribir este capítulo: tomando mi mano cuando me costaba andar, secando mis lágrimas cuando sentía que no podía, compartiendo una bebida o una comida, alimentando con bromas, palabras animosas, compañía, y contribuyeron en algún grado a que todo esto fuera posible.

Gracias.

Índice General

Resumen.....	1
Abstract.....	2
Objetivos.....	3
Introducción.....	4
Capítulo 1. Antecedentes.....	8
1.1. Características fundamentales de una vía de ferrocarril.....	8
1.2. Consideraciones en la constitución de los viaductos.....	10
1.3. Breviario histórico de los ferrocarriles mexicanos.....	11
1.4. Sistema de la línea del tren ligero de la Zona Metropolitana de Guadalajara.....	14
1.5. Dinámica de puentes de ferrocarriles.....	15
1.6. Vibración determinista.....	16
1.6.1. Coeficiente dinámico.....	16
1.7. Confiabilidad en estructuras de ferrocarriles.....	16
Capítulo 2. Normativa vigente para el diseño de viaductos.....	20
Capítulo 3. Caracterización de cargas para puentes ferroviarios.....	26
3.1. Carga muerta.....	27
3.1.1. Sobrecargas muertas.....	27
3.2. Carga viva.....	27
3.2.1. Cargas verticales del vehículo.....	27
3.2.2. Impacto dinámico.....	27
3.2.3. Fuerzas de frenado y aceleración.....	28
3.2.4. Fuerza centrífuga.....	28
3.2.5. Fuerza de cabeceo.....	28
3.2.6. Descarrilamiento.....	29
3.2.7. Plataforma peatonal.....	29

3.2.8.	Barrera de seguridad peatonal.....	29
3.3.	Cargas de viento.....	29
3.3.1.	Viento sobre la estructura.....	29
3.3.2.	Viento sobre el tren.....	30
3.4.	Cargas térmicas.....	30
3.4.1.	Variación uniforme de temperatura.....	30
3.4.2.	Gradiente térmico.....	30
3.5.	Fluencia y retracción.....	30
3.6.	Asentamiento diferencial.....	30
3.7.	Fricción.....	31
3.8.	Sismo.....	31
3.9.	Colisión en subestructura.....	31
Capítulo 4.	Peligro sísmico de la Zona Metropolitana de Guadalajara (ZMG).....	32
4.1.	Definiciones.....	32
4.2.	Marco tectónico.....	33
Capítulo 5.	Caracterización del proyecto de la línea de transporte.....	43
5.1.	Generalidades.....	43
5.2.	Superestructura.....	44
5.3.	Subestructura.....	45
5.4.	Materiales.....	46
5.4.1.	Concreto.....	46
5.4.2.	Acero de refuerzo.....	47
5.4.3.	Acero estructural.....	48
5.4.4.	Apoyos de neopreno zunchado.....	48
5.5.	Proceso constructivo.....	49
Capítulo 6.	Modelo numérico de la línea de transporte.....	50
6.1.	Tipología y componentes estructurales.....	51
6.1.1.	Superestructura.....	51
6.1.2.	Subestructura.....	56

6.1.3.	Solicitaciones de carga.....	58
6.1.4.	Combinaciones de cargas.....	61
6.2.	Modelación y análisis estático no lineal (<i>pushover</i>)	63
6.2.1.	Propiedades no lineales de los materiales.....	64
6.2.2.	Articulaciones plásticas	74
6.2.3.	Análisis <i>pushover</i>	76
Capítulo 7.	Evaluación de la confiabilidad sísmica de la línea del tren ligero.....	79
7.1.	Modelos de confiabilidad de componentes	79
7.2.	Modelo de correlación espacial.....	82
7.3.	Curvas de fragilidad	82
7.3.1.	Definición de los estados de daño.....	84
7.4.	Modelo de confiabilidad del sistema.....	91
7.5.	Discusión y análisis de resultados.....	92
Conclusiones.....		93
Índice de Figuras.....		95
Índice de Tablas		97
Referencias.....		98

Resumen

Este trabajo aborda los siguientes temas principales en torno al comportamiento estructural de los puentes de ferrocarril: el análisis de los factores que contribuyen a las demandas, la caracterización del riesgo sísmico y la confiabilidad de la estructura.

Se establece un estado del arte referente a ferrocarriles: datos históricos, terminología básica, normatividad utilizada, haciendo énfasis en los viaductos; y a su vez se detallan los conocimientos necesarios en materia de confiabilidad.

Otra sección se encarga de caracterizar el proyecto de la línea 3 del tren ligero de la Zona Metropolitana de Guadalajara, Jalisco, obteniendo los datos para la modelación.

Se desarrolla un modelo numérico de una sección del viaducto y se evalúa el riesgo sísmico del municipio de Zapopan.

Por último, se analizan los resultados en un modelo de confiabilidad encontrado en la literatura evaluando el desempeño de la estructura ante demanda sísmica.

Palabras clave: Probabilidad, sismicidad, ferrocarriles, SAP2000, normativa.

Abstract

This work addresses the following main issues around the structural behavior of railway bridges: analysis of the factors that contribute to demands, characterization of seismic risk and reliability of the structure.

A state of the art regarding railways is established: historical data, basic terminology, used regulations, with emphasis on viaducts; and at the same time the necessary knowledge regarding reliability is detailed.

Another section is in charge of characterizing the project for line 3 of the light rail of the Metropolitan Area from Guadalajara, Jalisco, obtaining the data for the modeling.

A numerical model of a section of the viaduct is developed and the seismic risk of the of Zapopan is evaluated.

Finally, the results are analyzed in a reliability model found in the literature evaluating the performance of the structure in the face of seismic demand.

Objetivos

- Reconocer la normativa vigente en el diseño de puentes para ferrocarriles.
- Desarrollar un modelo probabilista para evaluar el índice de confiabilidad sísmica de la línea 3 del tren ligero de la Zona Metropolitana de Guadalajara, Jalisco
- Definir un modelo probabilista para determinar la confiabilidad de componentes.
- Definir un modelo probabilista para determinar la confiabilidad del sistema.

Introducción

Los seres humanos como individuos sociales requieren cubrir la necesidad de comunicarse para intercambiar bienes y servicios, debido a ello en la evolución del tiempo contravino la obligación de trasladarse de distintas formas y a distancias variadas. Como consecuencia, las personas desarrollaron diferentes mecanismos para desplazarse tanto ellos como a sus objetos. Los medios de transporte existentes son: terrestre, aéreo y acuático, dentro de estos también existen diferentes modalidades, diseñadas para cubrir ciertas necesidades, estos modos ofrecen ciertas ventajas unos sobre otros, Figura 1. Dentro de los diferentes sistemas de transporte se encuentra el ferrocarril.

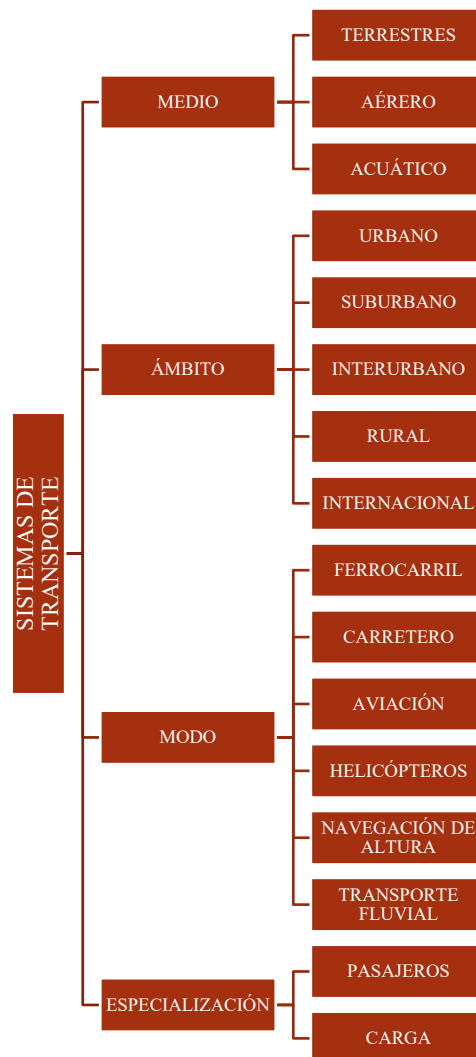


Figura 1. Clasificación de los sistemas de transporte.

El ferrocarril como medio de transporte, al igual que otras formas de movilidad, ofrece ventajas y desventajas que deben ser consideradas a la hora de decidir cómo transportar personas, bienes y servicios. Algunas de las desventajas a las que se enfrenta esta modalidad se generan a causa de que solo puede emplearse en lugares donde esté construida la infraestructura necesaria, es decir, las vías de conducción. Esta limitación física, sin embargo, se compensa en otros rubros como son su gran capacidad para transportar carga pesada y grandes volúmenes. Lo anterior concluye en rutas estratégicas que conectan puntos de elevado tráfico pesado, así como en la movilidad de personas, demostrándose en los subterráneos de las grandes ciudades.

El ferrocarril en México, así como otras economías en el mundo, representa un pilar importante para la distribución de bienes y servicios, siendo los movimientos sobre este medio de transporte superiores a lo visto en países europeos y otras potencias en América Latina [1]. La Figura 2 muestra la distribución de vías férreas en el mundo, donde se remarca la densidad de vías en las distintas zonas económicas.

Atributos de los sistemas de transporte

- Velocidad
- Capacidad
- Seguridad
- Frecuencia
- Regularidad
- Facilidad de acceso
- Simplicidad
- Responsabilidad
- Cobertura
- Flexibilidad
- Costo o beneficio económico

En años recientes, en México, se han planteado diversos proyectos en el área de los ferrocarriles, sin embargo, debido a diversas situaciones políticas, económicas o sociales (por mencionar solo algunas) se han visto cancelados o retrasados (como en el caso del proyecto de la línea 3, que aborda el presente trabajo). Es remarcable, sin embargo, que existe la tendencia a ofrecer esta alternativa, ya que resulta más rentable que otras opciones de comunicación.

- La línea 3 del tren urbano de la Zona Metropolitana de Guadalajara tiene contemplado comenzar a brindar servicio en el próximo mes de agosto después de varios retrasos desde su construcción iniciada en el año 2012 [2].

- Existe un proyecto para desarrollar una cuarta línea en el tren ligero de Guadalajara, cuyas obras se contemplarían para el mes de diciembre del 2020 [3].
- Se han iniciado las obras del conocido Tren Maya, una obra que pretende reactivar la economía de la zona sur del país, así como conectar las zonas turísticas para un mejor desarrollo de los estados comprendidos en esta región y cuya culminación se espera para principios de 2024 [4, 5].
- Otro proyecto que ha visto afectado su desarrollo es el Tren rápido México-Toluca, que se hace necesario debido a la alta demanda de movilidad en la zona metropolitana de la Ciudad de México pero que se mantiene vigente a pesar de tener más de dos años de retraso [6,7].
- Un proyecto adicional es el Tren rápido México-Querétaro que fue cancelado el sexenio comprendido entre 2012-2018 pero que de acuerdo a estudios llevados por Zavala Robles [8], resulta en una opción más que viable para su ejecución [9].

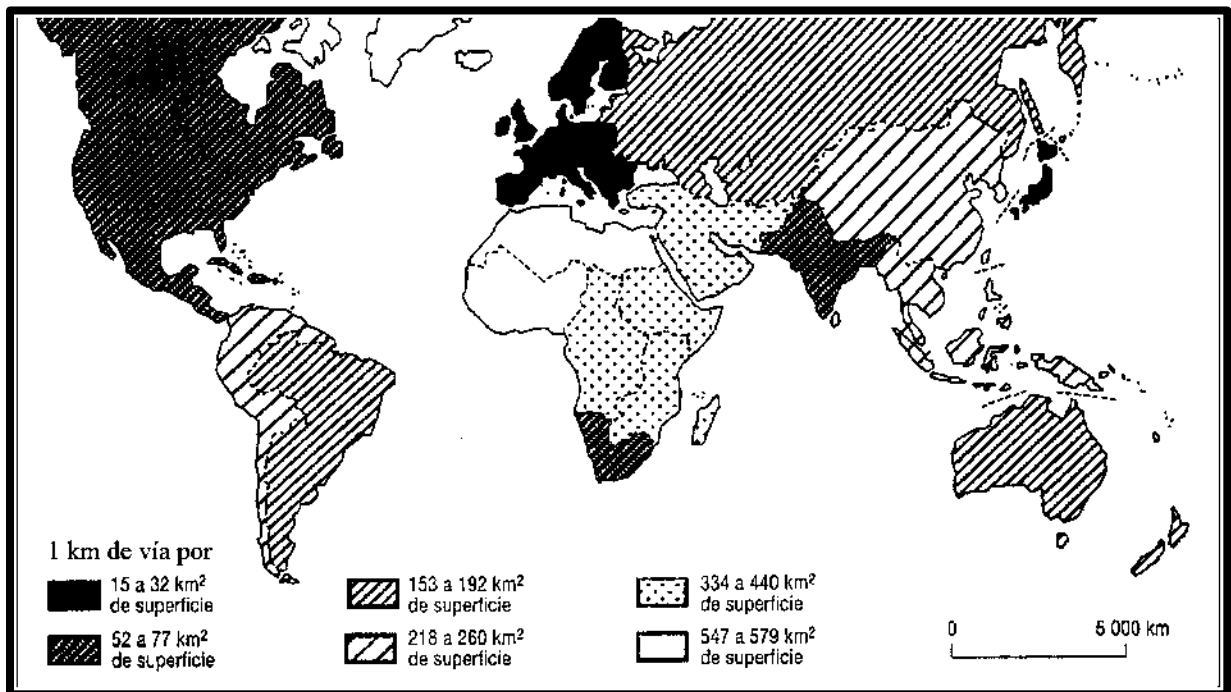


Figura 2. Densidad de la red ferroviaria en el mundo [10].

Dentro del conocimiento siempre se ha pensado en las posibilidades de éxito y fracaso sobre cualquier evento, en el caso de la ingeniería estructural no es distinto, pues son las obras que se generan en este sector las que proveen a la población de facilidades que cubren las necesidades y comodidades de las personas: suplementos indispensables para la vida de las comunidades. Evaluar las posibilidades de que alguna estructura se vea dañada por un evento sísmico resulta importante para determinar alternativas constructivas y estudiar casos de costo-beneficio en función de la envergadura del problema.

Es común que se preste importancia a estructuras de gran impacto como plantas de tratamiento, presas, plantas generadoras de energía, plantas nucleares, por mencionar solo algunas, sin embargo, no se le da el mismo interés a las redes que conectan estos centros a las fuentes de poder u otras instalaciones necesarias para su funcionamiento, a pesar de que, si estas redes fallan, la estructura misma no puede funcionar. Lo anterior aplica también para redes de transporte, comunicación y otros sistemas de transmisión, por ello resulta importante evaluar las posibilidades de que estos elementos fallen, ya que sin ellos en situaciones de desastres como los terremotos la supervivencia de las poblaciones se puede ver gravemente perjudicada.

Los análisis de peligro sísmico proporcionan información cuantitativa útil para diseñar y revisar la seguridad de estructuras bajo actividad sísmica. La evaluación de la confiabilidad sísmica de las líneas de vida requiere de la estimación del peligro sísmico para una modelación más fidedigna. La estimación del peligro sísmico se da, por lo general en términos de la probabilidad de que se presenten en el sitio movimientos sísmicos de determinadas magnitudes, que generalmente se expresan en parámetros de movimiento de suelo. Para alcanzar este fin se requiere analizar los registros existentes de terremotos acontecidos y para esto existen fuentes de información que detallan localizaciones, ocurrencias en el tiempo y magnitudes de actividad sísmica previa.

Para tener mayor certidumbre de la durabilidad de las estructuras, los puentes y sus componentes deben ser diseñados para minimizar el daño o ser protegidos por la posibilidad de que se presenten deformaciones excesivas, deterioro, fatiga y acciones accidentales que puedan ocurrir a lo largo de su vida útil, es en esta parte del estudio donde la evaluación de la confiabilidad de los componentes resulta de interés.

Un sistema de ferrocarril puede considerarse como un amplio y complejo sistema dinámico estocástico. Por sí solo, este sistema resulta interesante, sin embargo, en la teoría se abordan típicamente sistemas simples y los complejos se analizan por métodos deterministas [11], debido a las incertidumbres que se presentan en las líneas de ferrocarril, es que resulta difícil evaluarlos, y por lo tanto se tiene un reto su modelación y análisis.

Capítulo 1. Antecedentes

1.1. Características fundamentales de una vía de ferrocarril

El ferrocarril como medio de transporte presenta ciertas particularidades, que se fundamentan en los siguientes conceptos: apoyado, guiado y con un solo grado de libertad. De manera que la trayectoria que define la vía, a su vez se rige por la orografía [12].

En general, se puede describir una *vía* como un emparrillado que se compone por rieles, durmientes y sujeciones que se soportan sobre un lecho elástico conformado por el balasto y la plataforma [10].

El *escantillón*, *ancho de vía* o *trocha* se define como la distancia entre las caras internas de los rieles medidas a 15,8 mm (5/8") por debajo de la superficie de rodadura del carril. Para México, el escantillón estándar es el conocido como *ancho de vía europeo*, que corresponde a 1 435 mm (56 1/2") [10, 13].

Dentro de los componentes de la vía, los *rieles* o *carriles* son los encargados de recibir de forma directa el peso de los vehículos y soportar las acciones dinámicas generadas. Estos se fabrican de una aleación de acero con otros materiales bajo especificaciones de metalurgia, geometría, resistencia, durabilidad y sección, que permitan garantizar el rodamiento cómodo y seguro del equipo, transmitiendo los esfuerzos a los durmientes y a su vez al balasto. Los rieles se componen de tres partes principales: *hongo* o *cabeza*, *patín* y el *alma* que los une [10,12,13], como se esquematiza en la Figura 3.

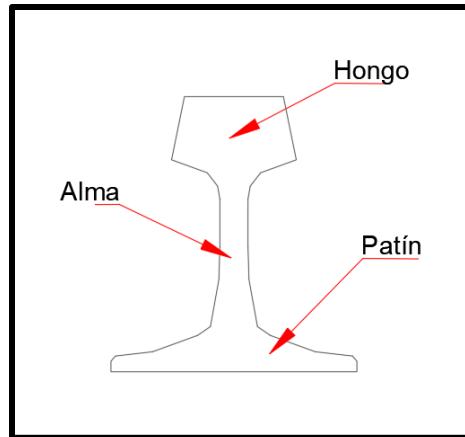


Figura 3. Esquema de riel.

El *Gálibo* hace referencia al perfil transversal ideal para asegurar el buen funcionamiento del ferrocarril en todo su desarrollo geométrico y de servicio, el gálibo está en función del escantillón.

Cuando existe más de una vía en una línea, se define como *entrevía* a la distancia que existe entre los ejes de las vías, esta distancia está en función de los gálibos del material ferroviario [10].

Los *durmientes* o *traviesas* son elementos que se sitúan en dirección transversal al eje de la vía, sobre los que se apoyan los rieles y constituyen, mediante la fijación, el elemento de unión entre el riel y el balasto. Sirve para mantener el escantillón de la vía y para transmitir las cargas de los trenes al balasto y de éste al lecho de la vía. Los durmientes pueden ser de madera, concreto, acero u otros materiales [12,13].

Los rieles se fijan a las traviesas mediante *sujeciones*, elementos que proporcionan retención entre el patín del riel y evitan movimientos longitudinales, laterales y de giro [10], Figura 4.

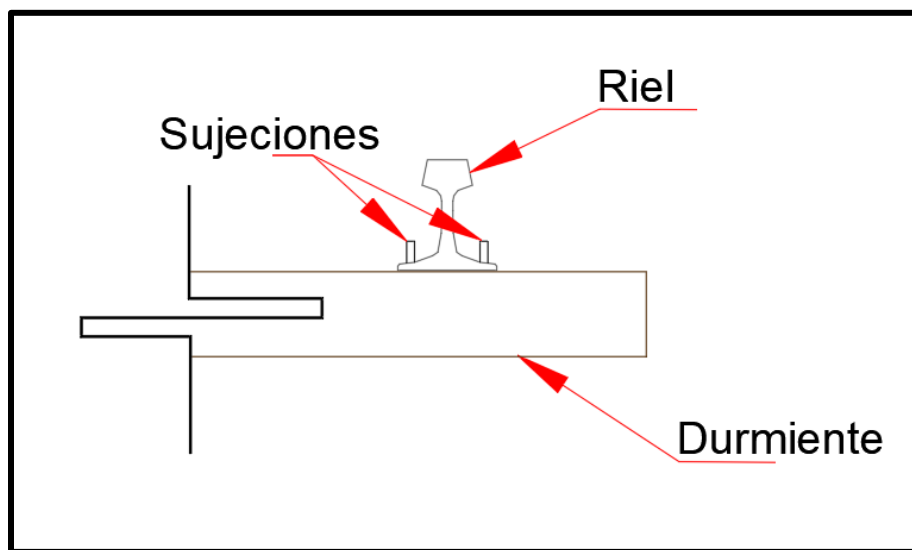


Figura 4. Sistema vía-durmiente-sujeción.

Balasto es la capa de material pétreo seleccionado, producto de la trituración de piedra, que se coloca sobre el sub-balasto, debajo de los durmientes y entre ellos, cuya función es soportar las cargas rodantes y transmitir las a la terracería, distribuyéndolas de manera que no se produzcan deformaciones perjudiciales en éstas [13].

En la Figura 5 se esquematizan los elementos definidos en esta sección.

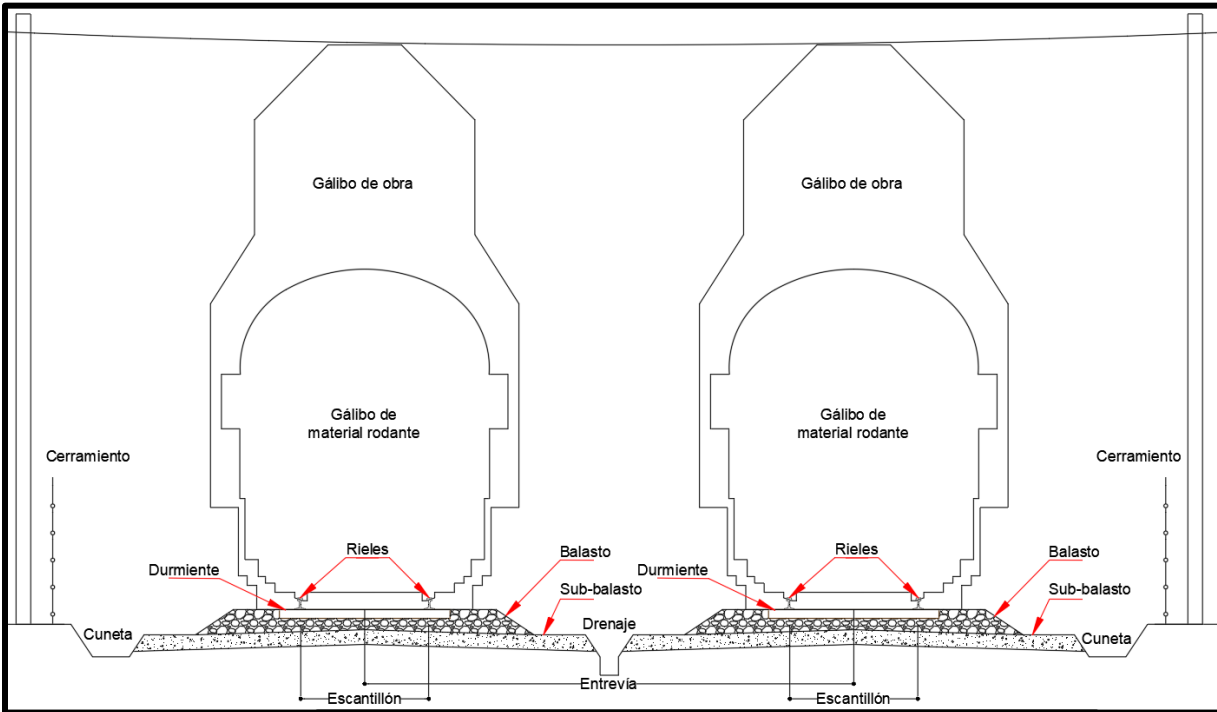


Figura 5. Sección transversal tipo de una línea de ferrocarril.

1.2. Consideraciones en la constitución de los viaductos

En el caso de los viaductos, existen esquemas diversos de configuración, los más utilizados son:

Puentes metálicos: con y sin balasto.

Puentes de concreto armado: con y sin balasto.

Para las soluciones sin balasto es posible emplear durmientes de dimensiones más robustas a las habituales con la finalidad de incrementar la elasticidad de la vía, teniendo como inconvenientes una rigidez vertical mayor y ruido durante la circulación sobre la vía [10].

Las soluciones con balasto, en contraparte, ofrecen elasticidad vertical y continuidad de la vía respecto a la orografía natural; sin embargo, resulta en un incremento del peso propio de la estructura [10].

1.3. Breviario histórico de los ferrocarriles mexicanos

Durante el periodo porfirista hubo un auge importante en el desarrollo de los ferrocarriles, aportando la construcción de vías férreas en una longitud de 20 mil kilómetros, siendo característico este periodo (1850-1908) como formativo y de consolidación, dando lugar en 1908 a la creación de los Ferrocarriles Nacionales de México (FNM). La época de la revolución mexicana estuvo marcada por una destrucción de la extensión construida, frenando el desarrollo. Posteriormente, con la necesidad de reconstrucción se adquirió una deuda, concluyendo en la expropiación de los FNM en 1937. Aunado a la industrialización, los años comprendidos entre 1940 y 1980, fueron significativos para el desarrollo del ferrocarril, aunque también se convirtieron en las bases del progresivo deterioro que se haría evidente más adelante. Las necesidades de adaptarse a la modernización y los cambios que la industria requería superaron las capacidades del gobierno de ajustarse a los nuevos esquemas y ello llevo al declive, produciendo que se realizaran cambios entre 1990 y 1994 para permitir la inversión privada en el rubro de los ferrocarriles. En el año de 1995 se aterrizaron los cambios necesarios en la Carta Magna, reconociendo la importancia del ferrocarril como medio de transporte y como una prioridad en su desarrollo se optó por privatizar el uso de las vías existentes [14]. La Figura 6 resume de forma esquemática la evolución histórica del ferrocarril en México en el periodo de 1850-1997.



Figura 6. Proceso del ferrocarril en México [14].

Después de explorar varios esquemas para la partición de las vías existentes, se optó por ramales que permitieran una distribución lo más competente posible para evitar la monopolización de los

ferrocarriles y conseguir un ambiente de competencia sano entre las empresas. De forma que para el año 2015, después de algunos ajustes en las empresas, se configuraron las concesiones como se muestra en la Tabla 1:

Tabla 1. Relación de empresas ferroviarias y sus asignaciones o concesiones [15].

Empresa Ferroviaria	Concesión / Asignación
Kansas City Southern de México, S. A. de C.V. (KCSM)	Ferrocarril del Noreste
Ferrocarril Mexicano, S.A de C.V. (FERROMEX)	Ferrocarril Pacífico-Norte
	Vía Corta Ojinaga Topolobampo
	Vía Corta Nacozari
Ferrozur, S.A. de C.V. (FERROSUR)	Ferrocarril del Sureste
	Vía Corta Oaxaca y Sur
Ferrocarril y Terminal del Valle de México, S.A de C.V. (FTVM)	Terminal del Valle de México
Línea Coahuila-Durango, S.A. de C.V. (COAHUILA-DURANGO)	Ferrocarril Coahuila-Durango
Compañía de Ferrocarriles Chiapas-Mayab, S.A. de C.V. (CFCHM)	Vías Cortas Chiapas y Mayab
Ferrocarril del Istmo de Tehuantepec, S.A. de C.V. (FIT)	Ferrocarril del Istmo de Tehuantepec
Administradora de la Vía Corta Tijuana-Tecate. (ADMICARGA)	Vía Corta Tijuana-Tecate
Ferrocarriles Suburbanos, S.A.P.I de C.V.	Prestación del servicio público de transporte ferroviario de pasajeros en la modalidad de regular suburbano en la ruta Cuautitlán-Buenavista

La construcción de vías de ferrocarril en México no ha mostrado gran avance, de manera que se ha mantenido constante su constitución, que para el año de 2015 es como se muestra en la Tabla 2:

Tabla 2. Longitud de vía en México [15].

Vía principal y secundaria concesionada	17 197 km
Vía auxiliar (patios y laderos)	4 450 km
Vías particulares	1 555 km
Total de vía operada	23 202 km
Vía principal y secundaria de operación	3 525 km

Total de vía	26 727 km
---------------------	------------------

La distribución de líneas ferroviarias en México abarca los principales destinos comerciales y conecta de forma adecuada los puertos y las fronteras para el movimiento de mercancías como se aprecia en la Figura 7.

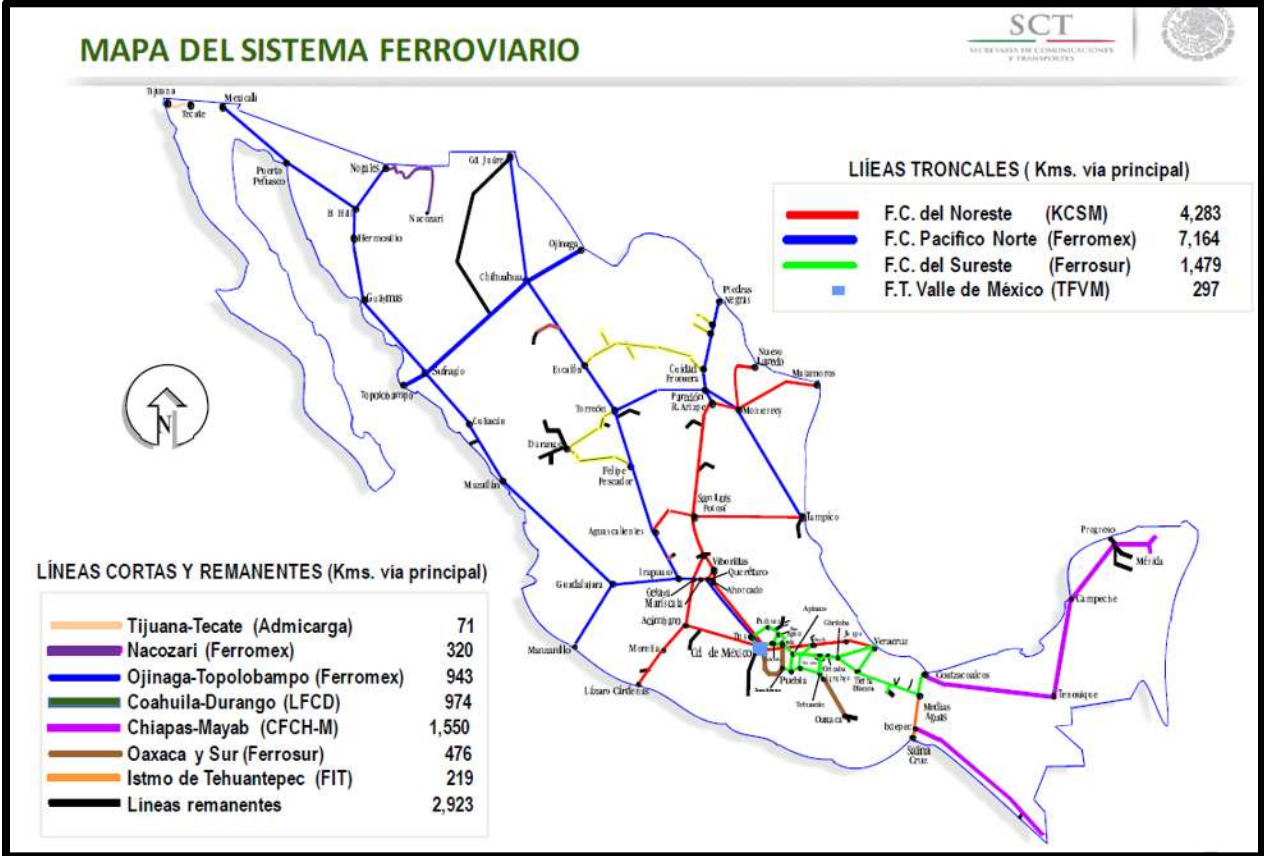


Figura 7. Mapa del sistema ferroviario en México [15].

A pesar de no mostrar un crecimiento en la distribución de las vías, el ferrocarril mexicano ha evolucionado, mejorando los servicios en materia de distribución de mercancías, optimizando los vehículos de transporte y los recorridos, lo anterior se puede apreciar en la Figura 8 que muestra el volumen de carga transportada entre los años 2000 y 2015, consiguiendo un aumento del 55,84% en mercancías distribuidas.

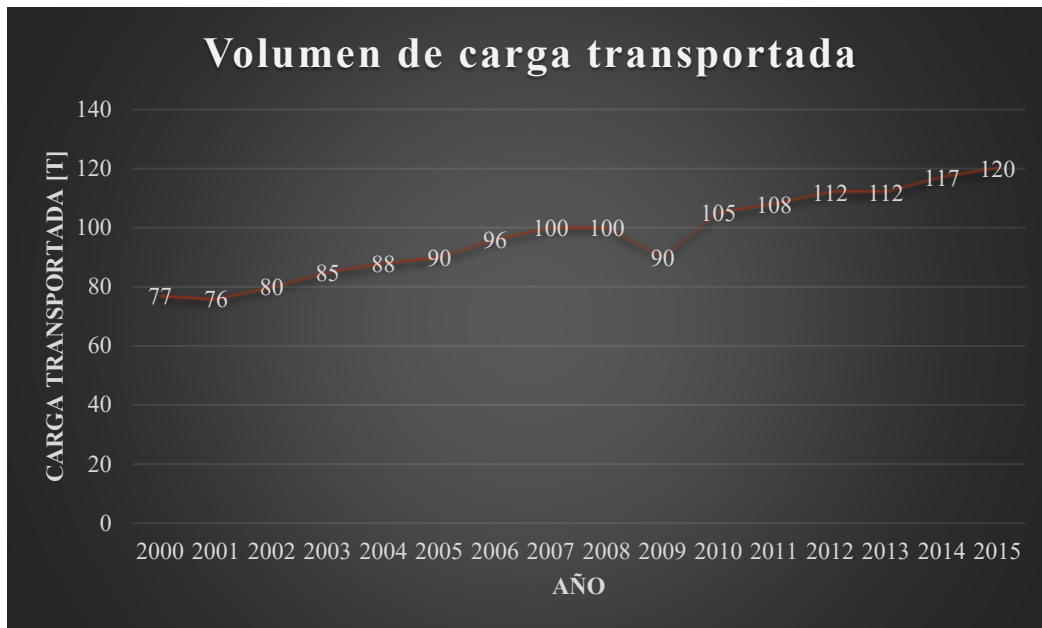


Figura 8. Volumen de carga transportada 2000-2015 (millones) [15].

1.4. Sistema de la línea del tren ligero de la Zona Metropolitana de Guadalajara

El tren ligero o Sistema de Tren Eléctrico Urbano (SITEUR) ofrecen servicios de transporte en la zona metropolitana de Guadalajara, actualmente presta servicios en 29 estaciones con dos líneas en servicio.

En marzo de 1988 se inicia la construcción del tren ligero en la ciudad de Guadalajara, para el mes de octubre el avance de las obras ascendía al 50%, donde se iniciaron las primeras pruebas de tránsito.

Para el 1 de septiembre de 1989, se inaugura la línea 1 del metro, con 15,5 Km de extensión, con 12 estaciones superficiales y 7 subterráneas.

En 1990 se anuncia la construcción de la línea 2 del metro, la cual se inauguró en 1994 con 10 estaciones subterráneas, incluyendo 9.6 Km de túnel [16].

En el año de 2014 se iniciaron las obras de construcción de la línea 3, proyectada para la zona metropolitana de la ciudad de Guadalajara, con una longitud total de 21,45 Km y una proyección de 18 estaciones.

El proyecto se compone de 3 secciones principales, dos viaductos y un tramo subterráneo, un primer viaducto de 8,65 Km y otro de 7,45 Km, así mismo el túnel con una longitud de 5.35 Km. El modo tractivo para la línea 3, consiste en coches eléctricos, considerándose velocidades de

tránsito de 90 Km/h y de 39 Km/h, como velocidad máxima y velocidad comercial, respectivamente; además, se estimaron una demanda de 233 000 pasajeros y un presupuesto de 19 MDP [17].

1.5. Dinámica de puentes de ferrocarriles

La dinámica de puentes de ferrocarriles es una rama del estudio de la dinámica de estructuras, que se enfoca en estimar los esfuerzos y deflexiones, debidas a los movimientos de las ruedas y los ejes de los vehículos. Un panorama general se presenta en la Figura 9.

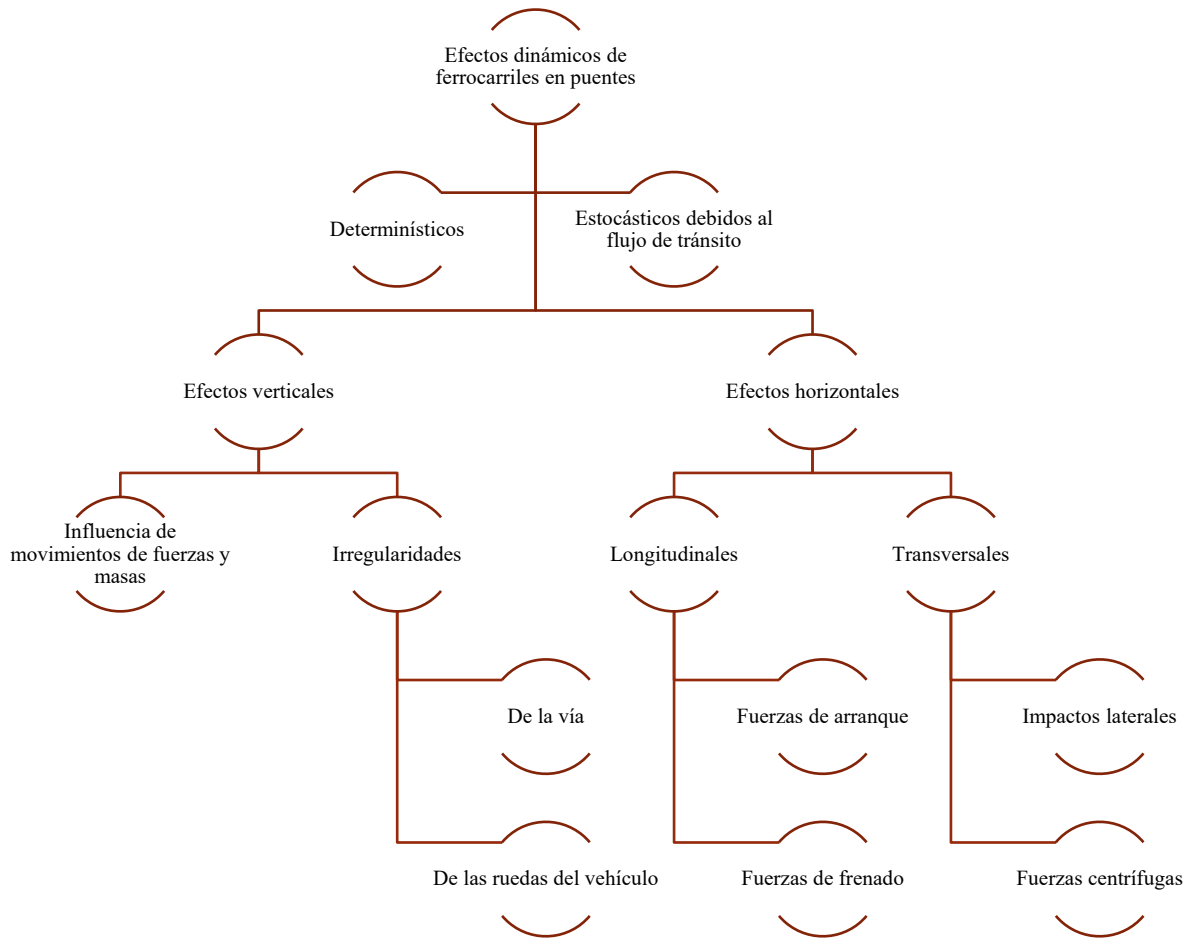


Figura 9. Efectos dinámicos de ferrocarriles en puentes [18].

Los parámetros dinámicos de principal importancia dentro de los puentes de ferrocarriles son aquellos ligados a la frecuencia: longitud, masa y rigidez de los elementos estructurales; al igual que las características de los vehículos: masas elásticas e inelásticas, rigidez de los resortes; amortiguamiento en los puentes y en los vehículos, velocidad de movimiento e irregularidades, entre otras [18].

Las deformaciones debidas a los efectos horizontales y transversales pueden ser representadas mediante el coeficiente dinámico o factor de impacto dinámico, el cual representa un múltiplo de la fuerza estática para representar el efecto del movimiento. Debido a la simplicidad de la aplicación del factor no es posible englobar de manera absoluta todos los efectos que implican los esfuerzos dinámicos, sin embargo, asegura de forma adecuada la seguridad y confiabilidad de los puentes [18].

En estudios enfocados en conocer el comportamiento dinámico de los puentes de ferrocarril se establecieron dos puntos de vista con respecto del efecto que tenía la circulación de los vehículos de ferrocarril sobre los puentes: un primero que consideraba el paso de los vehículos como un impacto, mientras que el segundo atendía a considerar que la circulación de los vehículos no era suficiente para generar deformaciones. Debido a estas visiones contrapuestas fue que se desarrollaron trabajos experimentales, donde se postularon situaciones intermedias entre ambas posturas [18].

1.6. Vibración determinista

La respuesta de un puente de ferrocarril ante el paso de cualquier vehículo, se manifiesta mediante vibraciones. La vibración determinista se refiere al movimiento que puede ser predicho en cualquier instante y este se puede explicar en forma simple con los modelos ya conocidos de un sistema de un grado de libertad, consistente en una masa, soportada por un resorte de cierta rigidez y sometido a una carga lineal [18].

1.6.1. Coeficiente dinámico

También conocido como factor de impacto dinámico o amplificación dinámica, se define como un índice adimensional que relaciona el desplazamiento máximo dinámico y estático [18].

1.7. Confiabilidad en estructuras de ferrocarriles

La confiabilidad es la capacidad de un componente o sistema para desempeñar las funciones demandadas bajo condiciones establecidas en un periodo específico [11].

A mediados de la década de 1970 apareció el concepto de *línea de vida* (del inglés *lifeline*) [19,20], este término se puede definir como esos servicios, instalaciones, estructuras y equipamiento que componen parte importante de la infraestructura, y que pueden ser de configuración rurales y urbanas, además sus elementos responden a cualquier sistema de ingeniería que resulta de importancia vital para mantener la vida económica y física de una comunidad. Lo anterior debe considerar todos los factores que puedan afectar el funcionamiento del soporte de vida en el evento de un terremoto [19,21]. Los investigadores en el área de las líneas de vida aportaron una

clasificación en el ámbito urbano, donde se encuentran: energía, agua, transporte y comunicación [20,21]. La Figura 10 resume esquemáticamente la clasificación de las líneas de vida urbanas y enlista ejemplos de ellas.



Figura 10. Clasificación de las líneas de vida urbanas.

Las líneas de vida se ubican en amplias zonas geográficas y usualmente se constituyen por un gran número de componentes, lo cual implica que puede ser tanto una ventaja como una desventaja. La vulnerabilidad sísmica de un elemento aislado, como un edificio, es dependiente del peligro sísmico de la zona en que se ubique, por otro lado, para evaluar el peligro de una red, al menos en forma teórica, se puede construir una línea más robusta incorporando suficiente redundancia en la red. La falla o colapso de una línea de vida es la inhabilidad, incapacidad o pérdida de operación efectiva, a algún nivel de probabilidad, de proporcionar un grado mínimo de servicio considerado esencial para el bienestar de la comunidad [19].

La evaluación individual de la vulnerabilidad sísmica de los componentes es necesaria para los sistemas de líneas de vida. La probabilidad de ocurrencia de un terremoto es incierta, así como la magnitud y localización, de tal manera que establecer un estado único de daños no es posible incluso conociendo el comportamiento sísmico del entorno. De forma que la representación de los efectos de los daños en una red es necesariamente probabilística [19].

El análisis de la confiabilidad de una red, principalmente evalúa los términos de su capacidad para mantenerse funcionando a pesar de la falla de sus componentes, una red se puede idealizar como una traza que contiene un conjunto de nodos y vértices unidos de forma directa o indirecta mediante líneas y de esta forma se pueden modelar las líneas de vida, considerando sus elementos deterministas o probabilistas en función de las características de los componentes [22].

Existe una variedad de trabajos de investigación que hablan acerca de los análisis de confiabilidad en redes, sin embargo, pocos de ellos tocan el tema de la confiabilidad de las líneas de vida considerando el peligro sísmico y los modelos de análisis de redes. Sevtap y Semih [22] reportan una amplia variedad de referencias a investigaciones realizadas en el área, en los trabajos se desarrollan modelos y se prueban diferentes configuraciones para realizar predicciones más acertadas del comportamiento real de las estructuras analizadas.

La evaluación probabilística del peligro sísmico requiere de información de parámetros de sismicidad, leyes de atenuación¹, localizaciones geográficas de las fuentes sísmicas y de los componentes de la red. Las uniones constituyen la principal consideración en la evaluación de la confiabilidad de una red de línea de vida debido a que al ser estructuras distribuidas en espacios geográficos amplios se ven altamente vulnerables. La estructura geológica y las condiciones de los suelos sobre los que se construyen las líneas de vida, así como las propiedades y calidad de los materiales que se utilizan para su construcción son factores esenciales a considerar en la evaluación de la resistencia sísmica de las uniones. Para concentrar e incorporar estos efectos dentro de los modelos se consideran resistencias aleatorias [21].

Sevtap y Semih [21] desarrollan el análisis de un modelo de tuberías en Turquía, sin embargo, el análisis y los resultados conseguidos se pueden considerar válidos para cualquier sistema de línea de vida, respetando los principios del modelo de análisis, esto es, estableciendo de forma adecuada los nodos y los enlaces entre ellos. Las conclusiones que arroja este trabajo se pueden resumir en lo siguiente:

Un punto importante para reducir las pérdidas por daño de las líneas de vida debidas a los terremotos es la evaluación de la confiabilidad de la red, si la confiabilidad se considera en

¹ A las expresiones que relacionan magnitud, posición relativa fuente-sitio e intensidad sísmica se les conoce como leyes de atenuación [58].

un nivel no deseado se puede solucionar, bien, añadiendo redundancia (más componentes) o mejorando la capacidad de los elementos críticos de la red.

La evaluación de la seguridad sísmica de las líneas de vida en términos probabilísticos de supervivencia permite comparar las alternativas para mejorar el desempeño ante sismo y para desarrollar análisis de costo-beneficio en base a las aproximaciones teóricas.

Capítulo 2. Normativa vigente para el diseño de viaductos

Las disposiciones que rigen a los ferrocarriles en México son la Ley Reglamentaria del Servicio Ferroviario y su Reglamento. Dentro de los aspectos técnicos operan las Normas Oficiales Mexicanas (NOMs). De manera homóloga a otros rubros del transporte, la industria ferroviaria ha incorporado normas extranjeras como son las de la Asociación Americana de Ferrocarriles (Association of American Railroads AAR) y de la American Railway Engineering and Maintenance of Right of Way (AREMA).

La Agencia Reguladora del Transporte Ferroviario (ARTF) como órgano desconcentrado de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) mantiene las siguientes facultades: (1) Resolución de controversias sobre interconexión, derechos de paso, tarifas y reutilización de líneas abandonadas; y (2) creación y operación del Fondo Nacional de Seguridad para Cruces Viales. Este Fondo operará bajo un esquema de aportaciones público-privado, el cual permitirá contar con recursos suficientes para la construcción, mantenimiento y operación de la señalización en los cruces con las vías férreas en zonas urbanas [23,24].

El diseño de los viaductos se elabora en conformidad de las normativas propuestas por las siguientes instituciones, en lo que sea aplicable:

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)
- LRFD Bridge Design Specifications. 2010.
- AREMA (American Railway Engineering Association): Manual for Railway Engineering.
- AASHTO LRFD – Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. 2009 (2010 Interim Revisions).
- ACI 318 – Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.
- ASTM – American Society of Testing and Materials.
- ACI – American Concrete Institute.
- AWS – American Welding Society.
- Manual de diseño de obras civiles del CFE (Comité Federal de Electricidad).
- N-PRY-CAR-6-01-003/01. Proyecto de puentes y estructuras. SCT.

- N-PRY-CAR-6-01-004/01. Proyecto de puentes y estructuras. SCT.
- UIC Code 774-3 Track/Bridge Interaction. Recommendations for calculations.
- UIC Code 776-3 Deformation of Bridges.
- Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras RPX-95 (Ministerio de Fomento de España).
- Eurocódigos EN 1993-1-9:2005 & EN 1993-2:2006 - Viaductos de ferrocarril.

A continuación, se presenta una síntesis de análisis de algunas de las normativas que se emplean para el diseño y desarrollo de los viaductos:

Nombre: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications

País: Estados Unidos de América

Institución: American Association of State Highway and Transportation Officials

Referencia: [25]

Contenido: Documento elaborado por la AASHTO con la finalidad de establecer directrices en el diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros. Las especificaciones se basan en la filosofía de Factores de carga y resistencia (*LRFD* por su acrónimo en inglés). Representa un trabajo bastante completo y que se emplea cómo base y ejemplo a lo largo de todo el planeta en materia de puentes, sin embargo, no captura todas las previsiones para el diseño de puentes para ferrocarriles. Cuenta con una amplia gama de referencias en cada uno de los capítulos que aborda. Las secciones tratadas en las páginas de este documento son 14: introducción, en donde se dan las nociones de las subsecuentes páginas, algunas definiciones y consideraciones a tomar en cuenta durante la consulta de estas especificaciones; diseño general y particularidades de localización de los proyectos; cargas y factores de carga; análisis estructural y evaluación; estructuras de concreto; estructuras de acero; estructuras de aluminio; estructuras de madera; tableros y sistemas de tableros; cimentaciones; estribos, pilas y muros; estructuras enterradas y líneas de túnel; barandillas; juntas y ángulos. Los detalles de este documento son muy amplios y se pueden consultar en cada apartado, cuenta con un índice alfabético al final del trabajo.

Nombre: AREMA Manual for Railway Engineering

País: Estados Unidos de América

Institución: American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association

Referencia: [26]

Contenido: Manual elaborado por la AREMA que contiene principios, datos, especificaciones, planes y consideraciones económicas relacionadas con el área de ingeniería, diseño y

construcción de la planificación de ferrocarriles, servicios e instalaciones afines. Es de considerar este recurso como una aportación indispensable para el desarrollo de un proyecto de ferrocarril, pues la información aquí abordada resulta muy detallada, el manual se compone de volúmenes y estos a su vez constan de capítulos, donde se atacan los siguientes tópicos: Calzada y balasto: subrasante, balasto, cauces de agua naturales, alcantarillas, tuberías, vallas, señalizaciones, túneles, control de vegetación, geo-sintéticos; durmientes y preservación de la madera: secciones de durmientes de madera, cambios de durmientes de madera, pruebas en durmientes y la economía en vida de servicio, sustitución de durmientes de madera, manipulación de durmientes desde el árbol hasta la vía, preservación de la madera, especificaciones para preservativos, métodos de prueba propiedades, volumen, penetración, cantidad de preservativos, dimensionamiento y muestreo de creosota, especificaciones para tratamiento, especificaciones para durmientes de madera de grado industrial; Riel: diseño, especificaciones, formas de reporte, miscelánea; vía: durmientes de acero, sujeciones, curvas, construcción de la vía, mantenimiento de la vía, especificaciones y planes para herramientas, anchos de riel, cruces de carreteras con vías, diseño cualitativo y especificaciones para sujetadores elásticos en secciones de durmientes de madera; durmientes de concreto. Estructuras de madera: especificaciones de material para madera, pilas, durmientes laminadas ensambladas y sujetadores, diseño de viaductos y pasos para ferrocarril, construcción, mantenimiento e inspección de estructuras de madera; estructuras de concreto y cimentaciones: materiales, pruebas y requerimientos constructivos, diseño de concreto reforzado, cimentaciones extendidas, pilotes, muros de contención y contrafuertes, gaviones, diques estabilizados mecánicamente, conductos de tubería de concreto reforzado, revestimiento de túneles de ferrocarril, empotramientos, reparación y rehabilitación de estructuras de concreto, diseño y construcción de conductos de cajas de concreto reforzado, especificaciones de diseño para miembros de concreto pretensado, comportamiento de puentes elastoméricos, reglas para la clasificación de puentes de concreto existentes, mamparos flexibles de tablestacas, inspección de estructuras de concreto y mampostería, investigación de la superficie geotécnica, sistemas de protección de pilas en claros sobre arroyos navegables, cimentaciones perforadas, construcción de muros con uso de bentonita, recomendaciones para el diseño de puentes segmentados, losa de concreto para vía; diseño sísmico de estructuras ferroviarias; estructuras de acero: diseño, fabricación, ejecución, tipos especiales de construcción, puentes móviles, puentes existentes, miscelánea, comentarios; rodamientos en puentes: diseño, construcción, comentarios; impermeabilización: principios gobernantes de impermeabilización o protección contra la humedad de estructuras ferroviarias, especificaciones de membranas impermeabilizantes, especificaciones para protección contra la humedad. Edificios y instalaciones de apoyo: Especificaciones y criterios generales para el diseño de edificios ferroviarios, criterios de diseño para oficinas ferroviarias, criterios de diseño para talleres de reparación de vehículos, criterios de diseño para instalaciones de reparación de vehículos de diésel, revisión y conservación de energía, instalaciones de lijado de locomotoras, criterios de diseño para instalaciones de manejo de materiales para ferrocarriles, criterios de diseño para estaciones ferroviarias de pasajeros ,

diseños de criterio para centros de mantenimiento de equipos de reparación, criterios de diseño para aseo de locomotoras, selección y mantenimiento de sistemas de techado, inspección de edificios ferroviarios; tránsito de vía: información general, planificación de rutas, consideraciones de vía, puentes y consideraciones estructurales, abastecimiento de poder y sistemas de electrificación; patios y terminales: generalidades, patios y terminales de carga, entrega y transferencia de carga, terminales especializadas de carga, instalaciones locomotoras, instalaciones de pasajeros, otros patios e instalaciones de terminales; trabajadores, pasajeros y ferrocarril de alta velocidad: corredores de evacuación, estructuras de vía e interacciones con el tren, vehículo, control y consideración de sistemas de propulsión; densidad ligera y líneas cortas de ferrocarril; mantenimiento de equipo de trabajo: general, maquinaria de vía; uso de energía eléctrica: factores de consideración en realización de estudios económicos de electrificación; gálibos, voltajes recomendados, sistemas de electrificación de vía, señales de compatibilidad de corriente alterna en electrificación ferroviaria, abastecimiento de poder y requerimientos de distribución para sistemas de electrificación de vías, límites de vía, catenaria e interacción con la locomotora, iluminación. Sistemas de medidas de vía: definiciones, vehículos de medida de vía; economía de la ingeniería ferroviaria y operaciones: localización de la vía, funcionamiento del tren, poder, operaciones del ferrocarril, economía y localización de sistemas detectores de defectos, aplicaciones en ferrocarriles de la ingeniería industrial, costos y beneficios de mejoras públicas, organización, programación del trabajo, parámetros de equiparación kilométrica, contabilidad, especificaciones cartográficas, impuestos, planificación, presupuesto y control; Gálibos: diagramas de gálibos – ajustamiento de obstrucciones, diagramas de equipamientos, métodos y procedimientos.

Nombre: N-PRY-CAR-6-01-003/01

País: México

Institución: Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Referencia: [27]

Contenido: Norma que contiene los criterios generales para determinar las cargas y acciones que actúan en puentes y estructuras similares. Presenta los siguientes apartados: definición de cargas y estructuras sobre las estructuras viales, así como su clasificación para fines de diseño; referencias a otras normas y reglamentos relacionados; consideraciones para cargas permanentes; consideraciones para cargas variables; consideraciones para cargas eventuales. Esta norma está especificada para proyectos de carreteras, sin embargo, algunos conceptos abordados resultan de utilidad en el diseño de puentes en general.

Nombre: N-PRY-CAR-6-01-004/01

País: México

Institución: Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Referencia: [28]

Contenido: Norma que contiene los criterios generales para determinar las cargas eventuales debidas a la acción del viento, que actúan en puentes y estructuras similares. Presenta los siguientes apartados: definición de las acciones por viento; clasificación de las estructuras en función de su importancia y según su respuesta ante el viento; referencias a otras normas y reglamentos relacionados; y determinación de las cargas debidas a viento, así como las siguientes metodologías para el análisis:

Método Simplificado

Método Estático

Método Dinámico

Métodos Experimentales

Nombre: BS EN 1993-1-9: 2005 (E)

País: Bélgica

Institución: European Committee for Standardization

Referencia: [29]

Contenido: Documento desarrollado por la Unión Europea, proporciona métodos para la evaluación de la resistencia a fatiga de miembros, conexiones y uniones en estructuras de acero sujetas a cargas de fatiga. Se entiende por fatiga al proceso de inicio y propagación de grietas sobre la parte estructural debidas a la acción de esfuerzos fluctuantes. De forma general, el documento presenta los siguientes apartados: alcances, referencias a otras normas, términos y definiciones aplicables, simbología; requerimientos básicos y métodos; métodos de evaluación: método de tolerancia de daño y método de vida segura; esfuerzos debidos a acciones de fatiga; cálculo de esfuerzos, cálculo de rangos de esfuerzo, aportando distintos valores de diseño en casos varios; fuerza de fatiga; verificación a la fatiga; además, se presentan dos anexos: determinación de parámetros de cargas de fatiga y verificación de formatos; y resistencia a fatiga empleando el método de esfuerzo geométrico (*hot spot*), estos últimos se recomiendan para casos especiales.

Nombre: BS EN 1993-2: 2006

País: Bélgica

Institución: European Committee for Standardization

Referencia: [30]

Contenido: Documento desarrollado por la Unión Europea, proporciona una base general para el diseño de puentes de acero y partes de puentes compuestos. Destaca que el documento hace énfasis en resistencias, servicio y durabilidad de las estructuras, despreciando otros efectos. Los siguientes puntos son abordados en el documento: alcances, referencias a otras normativas, asunciones, distinción entre principios y reglas de aplicación, términos y definiciones para el documento, simbología, convenciones para los ejes de los elementos; bases de diseño: requerimientos, principios de estados límite de diseño, variables básicas, verificación mediante el método del factor parcial, diseño asistido por pruebas; materiales: generales, acero estructural, dispositivos de conexión, cables y otros elementos que trabajan a tensión, ángulos, otros componentes de los puentes; durabilidad; análisis estructural: modelado estructural para el análisis, análisis global, imperfecciones, métodos de análisis considerando la no linealidad de los materiales, clasificación de secciones en cruz; estados límite últimos: resistencia de secciones en cruz, resistencia al aplastamiento de los elementos, aumento de compresión en elementos, aplastamiento de placas; estados límite de servicio: modelos de cálculo, límites para esfuerzos, limitación de pandeo fuera del plano, límites para gálibos, límites para inspección visual, criterios para puentes de ferrocarril, criterios para puentes carreteros, criterios para puentes peatonales, criterios para los efectos por viento, accesibilidad de detalles de juntas y áreas, drenaje; tornillos, soldaduras, conexiones y juntas: conexiones hechas de tornillos, remaches y sujeciones, conexiones soldadas; evaluación de la fatiga: carga por fatiga, factores parciales para verificaciones de fatiga, rango de esfuerzo de fatiga, procedimientos para la evaluación de la fatiga, fuerza de fatiga, tratamiento post soldado; diseño asistido por prueba: tipos de prueba, verificación de los efectos aerodinámicos en puentes mediante pruebas. Incluye, además los siguientes anexos informativos: especificaciones técnicas para perfiles; especificaciones técnicas para juntas expansivas en puentes carreteros; recomendaciones para el detallado estructural de tableros de puentes de acero; longitudes de aplastamiento de miembros en puentes y asunciones para imperfecciones geométricas; y combinación de efectos de cargas por ruedas y fatiga y cargas de tráfico globales en puentes carreteros.

Capítulo 3. Caracterización de cargas para puentes ferroviarios

El presente capítulo toma como referencia los informes [31] y [32]; de la SCT y las empresas constructoras, en donde se definen las cargas para el proyecto del viaducto. La Figura 11 muestra un esquema de los tipos de carga que se consideran en el diseño de viaductos:

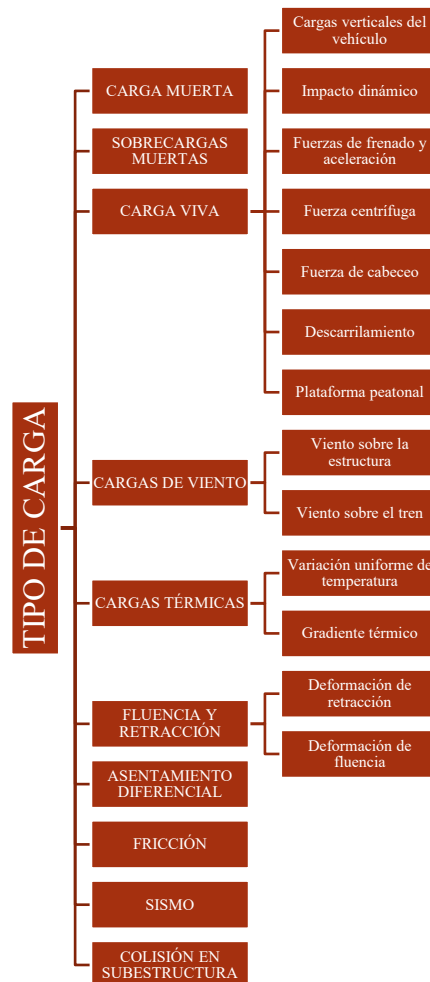


Figura 11. Tipos de carga consideradas en el proyecto de viaductos.

3.1. Carga muerta

Se define como carga muerta al peso propio de los componentes estructurales y elementos adicionales no estructurales adheridos a los mismos.

3.1.1. Sobrecargas muertas

Las sobrecargas muertas corresponden al peso de los elementos secundarios: tubos, conductos, servicios públicos, rieles, durmientes, barandas, pasarelas, impermeabilización, mencionando los principales.

3.2. Carga viva

Las cargas que corresponden a los elementos móviles sobre la estructura.

3.2.1. Cargas verticales del vehículo

Las cargas vivas producidas por el tren sobre las estructuras de viaducto elevado, consisten en las cargas de un tren tipo formado por vagones con una carga por eje.

Para estructuras de viaducto elevado soportando dos o más vías, se tendrán en cuenta otras consideraciones para la aplicación de la carga viva:

Estructuras con 2 vías: se podrán considerar las dos vías cargadas hasta con el 100% de la carga.

Estructuras con 3 vías: se podrán considerar como máximo dos vías cargadas al 100% y la tercera con el 50% de la carga.

Estructuras con 4 vías: se podrán considerar como máximo dos vías cargadas al 100%, la tercera al 50% y la restante con el 25% de la carga.

La distribución de cargas en las vías será aquella que produzca los efectos más desfavorables para cada hipótesis de cálculo.

3.2.2. Impacto dinámico

La carga estática debida al tren se verá incrementada por un factor de amplificación de carga para tener en cuenta los efectos de impacto dinámico de las cargas verticales y las irregularidades de la vía. De este modo, las cargas estáticas de impacto que resulten se considerarán equivalentes a las cargas dinámicas producidas por las aceleraciones verticales de las cargas vivas del tren.

3.2.3. Fuerzas de frenado y aceleración

Las fuerzas de aceleración y frenado deben aplicarse como cargas lineales uniformemente repartidas sobre la longitud del tren y actuando en un plano horizontal a una distancia sobre el hongo del riel.

Para evaluar las fuerzas longitudinales producidas por los trenes, se considera lo siguiente:

Frenado: 25% de la carga viva excluyendo impacto (equivalente a considerar una aceleración negativa de $2,5 \text{ m/s}^2$).

Aceleración: 19% de la carga viva excluyendo impacto (equivalente a considerar una aceleración negativa de $1,9 \text{ m/s}^2$).

Ambas fuerzas pueden actuar en cualquier sentido. Para estructuras soportando doble vía, deberán considerarse las siguientes combinaciones:

Ambos trenes acelerando

Ambos trenes frenando

Un tren acelerando y un tren frenando

La distribución de cargas en las vías será aquella que produzca los efectos más desfavorables para cada hipótesis de cálculo.

3.2.4. Fuerza centrífuga

En los tramos en curva de la estructura en viaducto elevado, se considera una fuerza centrífuga por eje aplicada en dirección radial a una altura sobre el hongo del riel determinada.

Para el cálculo de la fuerza se emplea la siguiente fórmula:

$$CE = 7.865 \cdot 10^{-3} \cdot V^2 \cdot P/R$$

Donde:

CE Fuerza centrífuga [kN]

V Velocidad del tren [km/h]

P Carga por eje sin considerar impacto dinámico [kN]

R Radio de la curva en planta [m]

3.2.5. Fuerza de cabeceo

En la circulación de los trenes tipo y de mantenimiento, se deben considerar los efectos de cabeceo debidos a las oscilaciones del tren.

Se aplica una carga puntual horizontal, transversal al eje más cargado del tren considerado, igual al 25% del peso de dicho eje excluyendo los efectos de amplificación dinámica. Esta fuerza se aplica 20 cm por encima del hongo del riel en cualquier sentido lateral y en cualquier punto del tramo para lograr los efectos más desfavorables sobre la estructura.

Para estructuras de viaducto elevado soportando doble vía, la fuerza de cabeceo deberá aplicarse únicamente sobre una vía.

3.2.6. Descarrilamiento

El Viaducto Elevado para el Tren Ligero debe proyectarse para que, en caso de descarrilamiento, no se produzca el vuelco ni el colapso global de la estructura.

Este apartado se puede encontrar en las siguientes normativas:

AREMA - Manual for Railway Engineering - Chapter 12 - Part 4 - Art. 4.8.2.4
EN 1991-2:2003 Art. 6.7.1

3.2.7. Plataforma peatonal

Se adoptan valores para:

Carga media en el diseño de asentamientos diferidos
Carga instantánea para diseño por sismo y por viento
Carga máxima para el diseño estructural

3.2.8. Barrera de seguridad peatonal

La barrera de seguridad también debe diseñarse de acuerdo a la normativa empleada en el proyecto, en *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications - Art. 13.8.2* se indican los lineamientos para el diseño de la barrera.

3.3. Cargas de viento

3.3.1. Viento sobre la estructura

Para determinar las cargas de viento que actúan sobre la estructura se emplea la normativa de la *SCT N-PRY-CAR-6-01-004/01*.

Se debe establecer la clasificación de la estructura y con ello una velocidad del viento para diseño.

Deben obtenerse también, la presión dinámica de base, la presión actuante y por último las fuerzas de viento para diseño. Se considerarán factores diferentes de acuerdo a si los elementos actúan en la superestructura o en la subestructura.

3.3.2. Viento sobre el tren

Las cargas de viento sobre la carga viva son determinadas de acuerdo a la normativa *AREMA - Manual for Railway Engineering - Chapter 15 - Part 1 - Art. 1.3.7*. Se aplica una fuerza horizontal sobre la carga viva en dirección transversal. El punto de aplicación de la carga se considerará a una altura establecida por encima del hongo del riel.

3.4. Cargas térmicas

Las acciones térmicas que actúan sobre la estructura se estiman de acuerdo a la normativa de la *SCT N-PRY-CAR-6-01-003/01*.

3.4.1. Variación uniforme de temperatura

Esta acción se tomará en cuenta para la evaluación de los movimientos en los aparatos de apoyo y el dimensionamiento de la junta de dilatación, así como para el cálculo de las fuerzas transmitidas a la subestructura.

3.4.2. Gradiente térmico

La variación del gradiente térmico positivo en el peralte de una superestructura tipo formada por una trabe metálica y una losa superior de concreto se puede encontrar en la normativa de la *SCT N-PRY-CAR-6-01-003/01*, donde se obtienen los lineamientos para la evaluación de los esfuerzos producidos en la estructura por las acciones térmicas.

3.5. Fluencia y retracción

Se consideran los esfuerzos internos que se generan en la estructura debido a las deformaciones diferidas de las losas de concreto. Los valores que se consideran serán justificados de acuerdo a las características mecánicas de los materiales y a las informaciones de los plazos de ejecución de las obras.

Por otro lado, los desplazamientos longitudinales de la subestructura se determinan considerando la rigidez reducida a tiempo infinito por el coeficiente de fluencia calculado de acuerdo a “*AASHTO LRFD Bridge Design Specifications - Art. 5.4.2.3.2*”.

3.6. Asentamiento diferencial

En el análisis de estructuras continuas deben incluirse los efectos producidos por los asentamientos diferenciales entre diferentes elementos de la subestructura.

Los asentamientos diferenciales son los máximos previstos por el Estudio Geotécnico de la cimentación, debiendo considerarse únicamente los que ocurren después del cierre de la estructura.

3.7. Fricción

Se considerarán los efectos producidos por el valor máximo de los coeficientes de fricción de las superficies deslizantes.

Estos valores son definidos por los proveedores de los apoyos móviles, en caso de ser utilizados.

3.8. Sismo

Para considerar las cargas por sismo se emplean espectros de diseño referidos al municipio de Zapopan, obtenidos de las bases de datos existentes.

3.9. Colisión en subestructura

En caso de que las pilas no se encuentren protegidas por algún dispositivo de contención tal y como se especifica en *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications - Art. 3.6.5.1*, se considerará en el diseño una fuerza de colisión estática, horizontal en cualquier dirección, y aplicada a una altura del nivel del terreno.

Capítulo 4. Peligro sísmico de la Zona Metropolitana de Guadalajara (ZMG)

La Tierra es un planeta peculiar y el único del que se tiene certeza que alberga vida en el universo, al igual que otros objetos de estudio científico, presenta un incontable número de incertidumbres, en los fenómenos naturales que se generan en esta, entre los que se tienen los movimientos que se producen en su superficie, conocidos como temblores. Estos generan perturbaciones en las capas exteriores de la tierra que producen cambios en su transcurso y debido a que el ser humano habita sobre la Tierra, estas alteraciones afectan su estilo de vida.

A pesar de que los humanos se han dedicado a estudiar los fenómenos telúricos, pocos avances se han logrado en materia de predicción de estos acontecimientos, pues ocurren de forma aleatoria e inesperada. Sin embargo, es posible intentar predecir los daños que pudieran ocasionar y con ello reducir el impacto esperado en los bienes y servicios.

Con la evolución tecnológica se ha conseguido comprender las causas y efectos de los sismos, con aparatos especializados en registros de sus parámetros. Sin embargo, con el fin de disminuir los efectos de los movimientos terrestres en las obras civiles es necesario conocer datos sobre aceleración máxima (que se presentan en normas y guías de diseño), duración del evento, el contenido de frecuencias y los efectos de amplificación en el lugar [33].

4.1. Definiciones

De acuerdo con Jara y Jara [33], el *peligro sísmico* se define como: “el análisis de un fenómeno natural, a partir de modelos analíticos, numéricos y estadísticos. Con base en los modelos de fuente y de la estimación de la energía liberada, se determina la propagación y atenuación de las ondas en su viaje al sitio de interés y la transferencia del movimiento en el basamento rocoso a la superficie. El peligro describe el potencial de daño debido al efecto sísmico”.

A forma de establecer la diferencia y evitar posibles confusiones referentes a los conceptos de riesgo y peligro sísmicos, a continuación se cita el concepto definido por Jara y Jara [33]: “a diferencia del peligro, que se limita al estudio natural del fenómeno, el riesgo involucra la

evaluación de los efectos del movimiento del terreno en la infraestructura que constituye una ciudad. Como resultado se obtiene la probabilidad de distintos niveles de daño en las estructuras y en la pérdida de vidas. En otras palabras, el *riesgo sísmico* es la expresión probabilista del producto del peligro sísmico y sus consecuencias”.

4.2. Marco tectónico

Dadas las características de localización del estado de Jalisco, este se ve afectado de manera importante en materia de sismicidad debido al proceso de subducción de la Placa de Rivera bajo la Placa de Norteamérica, además de otras estructuras continentales no identificadas que en otros tiempos han generado eventos telúricos importantes [34].

Núñez Cornú [34] detalla de manera desglosada el marco tectónico del país en dirección norte a sur con relación a los límites de las placas oceánicas y el continente norteamericano, quedando de la siguiente manera: “En el Mar de Cortés (Golfo de California) actúa un sistema de fallas transformantes dando lugar a las dorsales² que separan la península de Baja California, en la placa del Pacífico, del continente norteamericano en la Placa de Norteamérica. Este sistema de fallas es la prolongación de la falla de Cerro Prieto, que continua al sistema de fallas de San Andrés en dirección sur. En la trinchera Mesoamericana subducen las placas oceánicas de Rivera y Cocos bajo el continente. En la zona de Benioff³ de esta trinchera y debido a este fenómeno de subducción ocurren los mayores sismos destructivos en México.

Al sur de la boca del Mar de Cortés y separado por la zona de fracturas de Tamayo se encuentra la placa de Rivera. Esta se genera en uno de los segmentos de la dorsal del Pacífico Oriental y subduce, en su porción sureste, en la trinchera Mesoamericana, bajo la estructura conocida como el Bloque de Jalisco y que incluye territorios de los estados de Jalisco, Colima, Nayarit y parte de Michoacán. En su borde suroeste la placa de Rivera está separada de la placa del Pacífico por la zona de fractura de Rivera. En la parte oriental de esta zona de fractura se encuentra el límite de

² De acuerdo a la teoría de las placas tectónicas las DMO (o márgenes de placas constructivas o aditivas), constituyen límites entre las placas en los que se genera litósfera oceánica (corteza + manto), en respuesta a la fusión parcial de lherzolita del manto, que tiene lugar por descompresión adiabática en una estrecha zona de ascenso de material caliente astenosférico. La fusión parcial produce magma basáltico, que es instruido a través de fracturas tensionales en zonas de pocos kilómetros de ancho en el eje de la dorsal. Las nuevas rocas generadas pasan a formar parte de la corteza oceánica, siendo entonces transportadas hacia ambos lados de la dorsal por un proceso continuo de expansión del fondo oceánico, que tiene velocidades entre 1-10 cm/año [59].

³ Zona de BENIOFF-WADATI. La placa que subduce genera movimientos sísmicos en todo lo largo y ancho de la misma, produciendo una alineación de focos sísmicos asociados al plano de subducción y que forman el plano de Benioff. La inclinación del plano de Benioff suele ser mayor de 45°. En la región más cercana a la fosa, los movimientos sísmicos muestran un origen distensivo, debido al efecto de curva de la litosfera cuando subduce. En la región media, los terremotos se ocasionan por fricción, y son consecuencia del movimiento de ambas placas dentro del plano de Benioff. Los terremotos más profundos, que pueden variar entre los 300 kilómetros a los 700 kilómetros de profundidad y que se hallan más alejados de la fosa, son el resultado de una brusca contracción de los elementos que subducen, producto de la adaptación de estos elementos a la presión [60].

placas entre Rivera y Cocos. Este límite, entre ambas placas oceánicas, está aún sin definir, no se conoce con seguridad ni la región de contacto, ni el movimiento relativo entre ambas placas. En relación con la subducción de las placas de Rivera y de Cocos, esta se formó en el Mioceno superior el eje Neovolcánico mexicano que se extiende desde el Golfo de California, o Mar de Cortés, hasta el Golfo de México, con una orientación aproximada este-oeste”.

La Figura 12 ilustra las características en torno al Bloque de Jalisco:

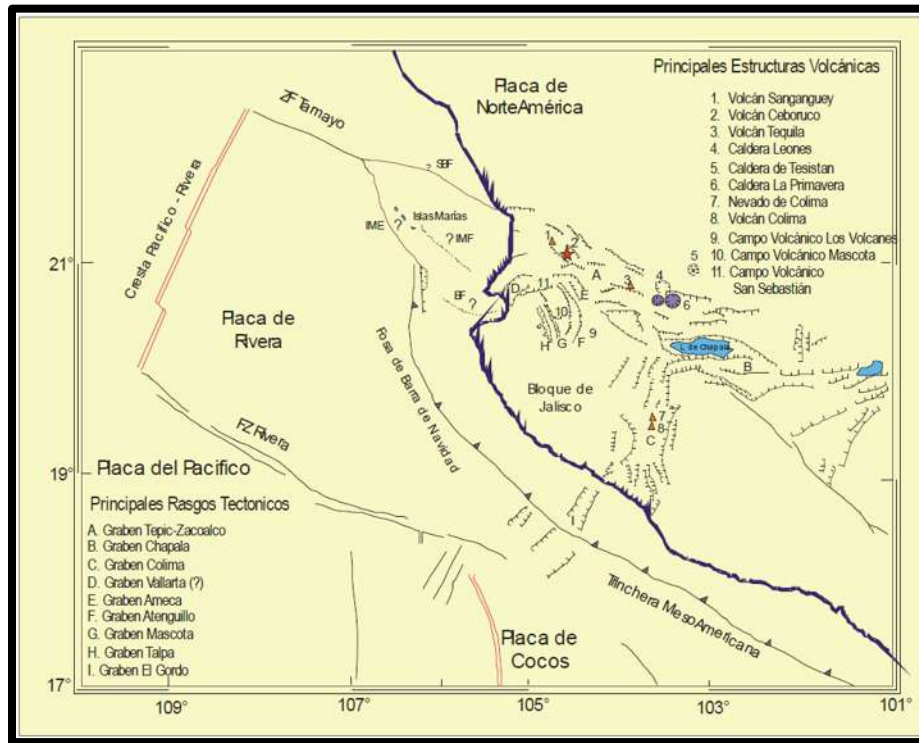


Figura 12. Marco tectónico del Bloque de Jalisco con detalle de las características tectónicas y volcánicas más importantes [34].

Los sismos producidos en la zona oeste del país tienen sus orígenes en diferentes causas que se describen a continuación, así como se destacan algunos eventos registrados para citar algunos ejemplos:

- Debido al movimiento de placas que se genera en la zona oeste de México, la región del estado de Jalisco resulta ser una de las más activas, las principales unidades tectónicas son la Placa de Rivera que subduce bajo el Bloque de Jalisco, las cuales son causantes de los fenómenos acontecidos en la zona [34].
- En 1932 ocurrió un sismo de magnitud 8,2 en la costa de Jalisco, dos semanas después ocurrió otro terremoto de magnitud 7,8. En el año de 1995 se presentó otro evento de magnitud 8,0 en las costas del mismo estado, con un área de ruptura de la mitad del tamaño que los eventos acontecidos en 1932. Lo anterior pone de manifiesto la relevancia de la

región en materia de movimientos telúricos. Además de los eventos citados, producidos por el proceso de subducción, existen otros registros, cuya naturaleza se remite a movimientos interplaca, dentro de estos se pueden mencionar terremotos ocurridos en los años de 1568 y 1872 [34].

- Otra fuente importante de sismicidad se remite a la presencia de tres volcanes aún activos en la región: el Sanganguey, el Ceboruco y el Volcán de Fuego (también conocido como Colima o Zapotlán) [34].

Con base a la información publicada por Núñez [34] se sintetizó la información que se presenta en la Tabla 3, en esta se enumeran los sismos más importantes acontecidos en el Bloque de Jalisco desde el siglo XVI, con información registrada de la época y con aproximaciones en magnitud de algunas de ellas, pues no se contaba con instrumentación para registrar estos parámetros. La tabla, enlista la numeración, fecha de ocurrencia, magnitud (con un asterisco se remarcan los datos inferidos) e intensidad.

Tabla 3. Sismos de importancia acontecidos en el Bloque de Jalisco.

No.	Fecha	Magnitud	Intensidad
1	1567		
2	27/12/1568	7.5*	IV
3	27/12/1577		V
4	15/04/1611		V
5	26/08/1611		V
6	15/08/1711	7.5*	IV
7	22/10/1743		
8	25/03/1806	7.5	VI
9	31/05/1818	7.7	VI
10	22/11/1837	7.7	VI
11	02/10/1847	7.0	V
12	11/02/1875	7.5	VIII
13	09/03/1875	7.4	VI
14	22/03/1878		IV
15	19/01/1900	7.6	VII
16	16/05/1900	7.1	III
17	07/06/1911	7.8	V
18	30/04/1921		
19	03/06/1932	8.2	VI
20	18/06/1932	7.8	VI
21	09/04/1933	6.5	IV
22	30/11/1934	7.2	IV
23	03/12/1948	7.0	
24	30/01/1973	7.4	
25	09/10/1995	7.6	VI
26	22/01/2003	7.4	

La Tabla 3 se complementa con la Figura 13, que muestra el mapa de la localización de los sismos registrados en la Tabla 3. Los números 1-11, en color verde, muestran aquellos sismos cuyas descripciones macrosísmicas son limitadas; los números 12-18, en color azul, muestran los sismos con algunos datos instrumentales y descripciones macrosísmicas detalladas; por último, los números 19-26, en color rojo, muestran los sismos con datos obtenidos con instrumentos.

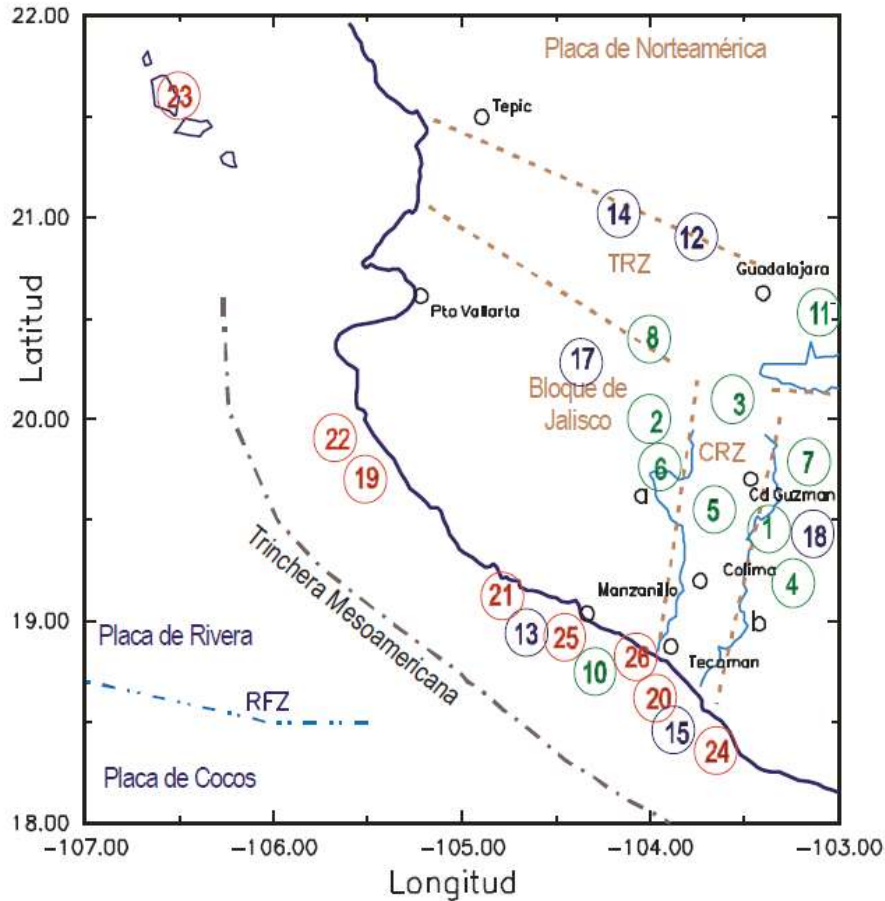


Figura 13. Mapa de sismos históricos del Bloque de Jalisco [34].

En trabajos recientes, Zamudio Zavala y otros mencionan [35] y [36] la importancia de establecer una zonificación adecuada en cuanto al comportamiento sísmico de la Zona Metropolitana de Guadalajara (ZMG), ya que como se mencionó antes, esta es una zona de alta relevancia sísmica en México. En los trabajos previamente mencionados, se aluden a los sondeos de exploración profunda realizados por el Sistema Intermunicipal de Agua Potable y Alcantarillado (SIAPA), los cuales pueden ser consultados en los anexos [37], la información presenta el registro de los sondeos realizados y se organizan en función de su ubicación, se mencionan las profundidades alcanzadas y para cada una de ellas se describen los espesores de los estratos, su tipo: suelo o roca, así como información geotécnica en general, donde en algunos casos se incluye el número de golpes obtenidos en pruebas de penetración estándar.

El territorio de análisis de interés para el desarrollo de este trabajo corresponde a la zona poniente de la Zona Metropolitana de la Ciudad de Guadalajara, municipio de Zapopan, Zamudio Zavala et al., [35,36], caracterizan la zona con estudios de mecánica de suelos, ensayos de penetración estándar y pruebas de prospección geofísica sísmica del tipo down-hole, variando la profundidad de los depósitos de suelo desde los 15 y hasta los 55 m. La Figura 14 muestra la ubicación de estos estudios.

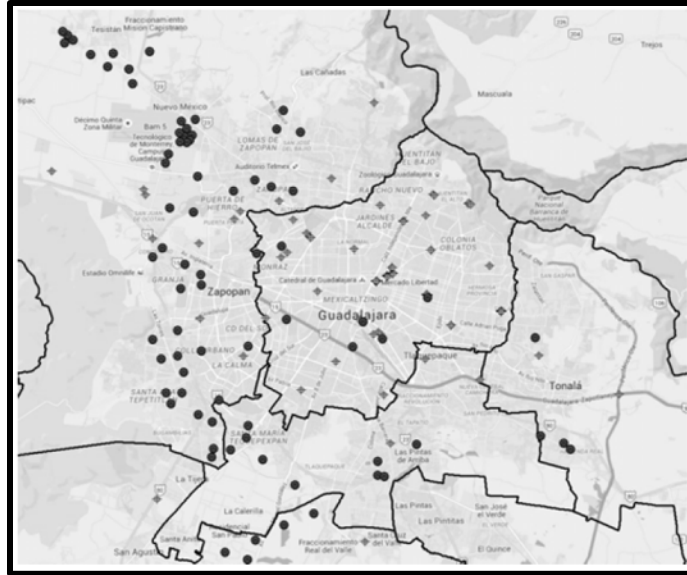


Figura 14. Localización geográfica de los estudios de suelos en la Zona Metropolitana de Guadalajara [35].

Con los datos obtenidos de los estudios de mecánica de suelos para cada pozo se estimaron las aceleraciones del suelo, los periodos fundamentales y los coeficientes sísmicos, considerando estructuras de tipo B y el estado límite de colapso, mediante interpolaciones se estableció la zonificación para cada parámetro como se muestra en las Figuras 15, 16 y 17 [35].

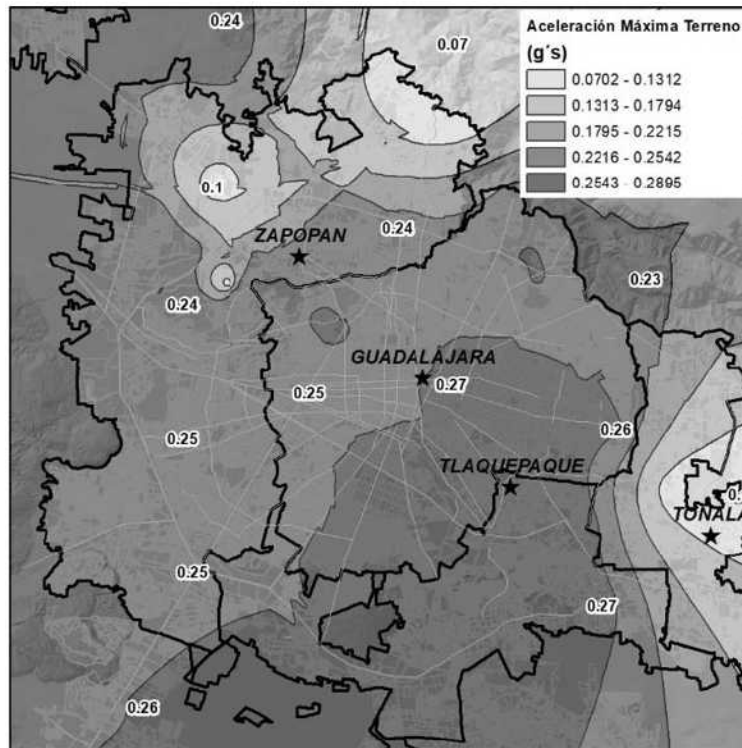


Figura 15. Zonificación por aceleraciones máximas en la ZMG [36].

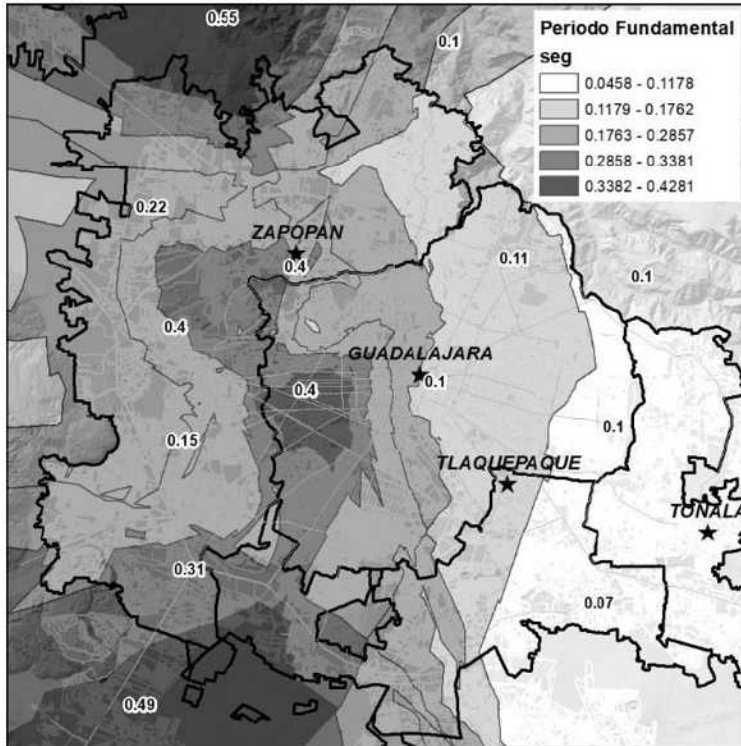


Figura 16. Isoperiodos en la ZMG [36].

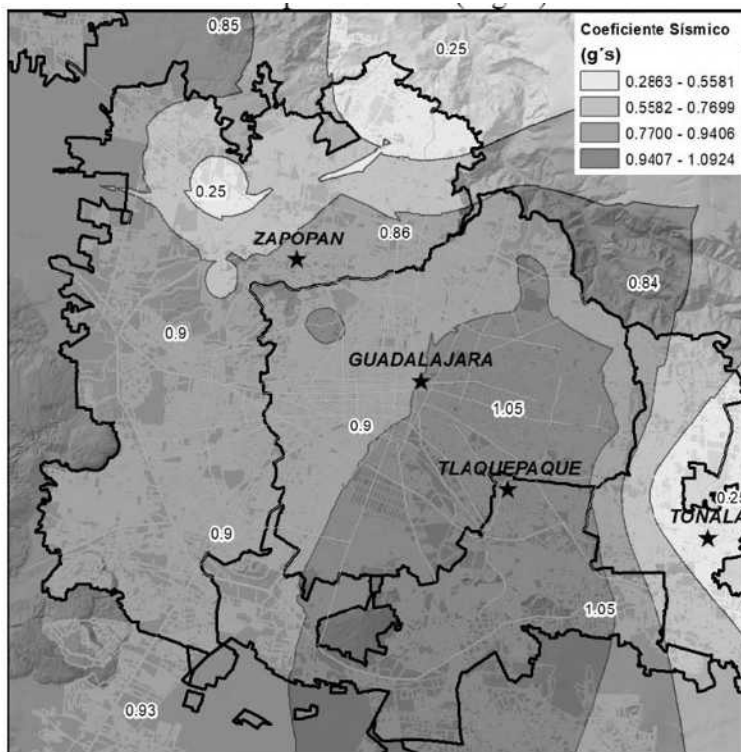


Figura 17. Zonificación por coeficientes sísmicos de la ZMG [36].

Una vez conocida la zonificación sísmica del sitio, se procede a estimar la tasa de excedencia para Zapopan, sitio de interés, esto se hace mediante la herramienta de dominio público que ofrece el gobierno para obtener información sobre la sismicidad de un sitio: software PRODISIS V.4.1 de la Comisión Federal de Electricidad, con esta herramienta se estimaron las aceleraciones esperadas para diferentes periodos de retorno esperados en el municipio de Zapopan, se generó una base de datos correspondiente a periodos de retorno desde 10 años y hasta 12,000 años con incrementos de 2 años; esta información nos permite generar una función de densidad de masa para valores discretos, con base en la cual se estima la tasa de excedencia definida como la inversa de los periodos de retorno asociados a la aceleración máxima esperada en el suelo. La tasa de excedencia queda definida por los valores que se muestran en la Figura 18.

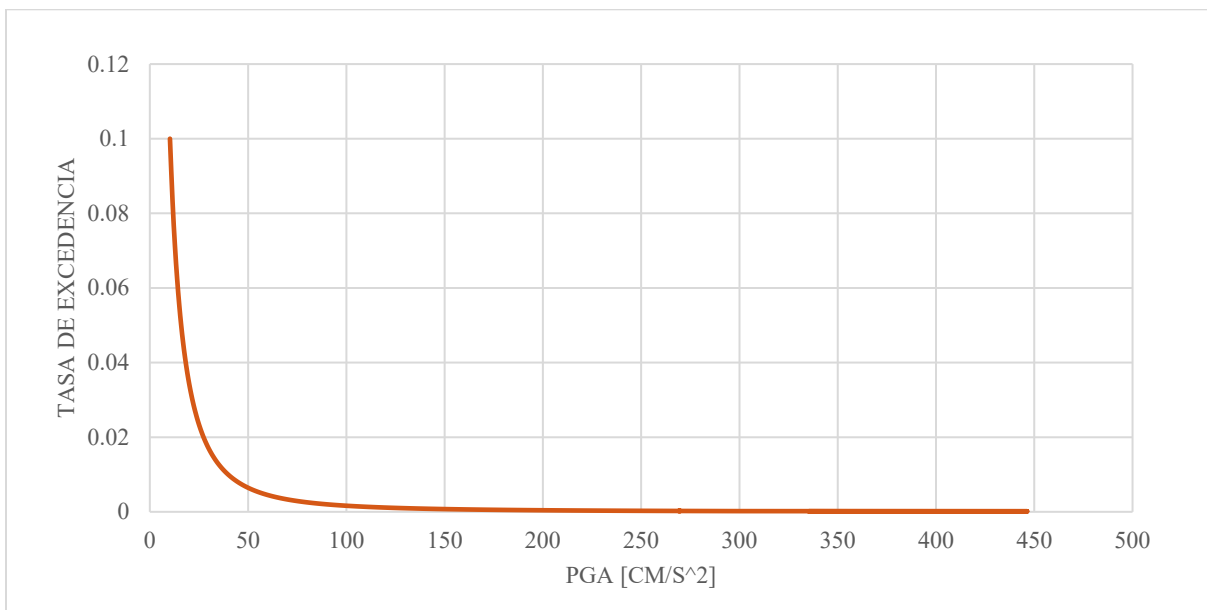


Figura 18. Tasa de excedencia anual para Zapopan, Jalisco.

Por otro lado, en México, las edificaciones como puentes y otras obras civiles de importancia social se proyectan para ofrecer un periodo de vida útil de por lo menos 75 años, de manera que se emplea este valor como referencia para estimar la probabilidad de exceder una cierta aceleración dado que ha transcurrido un periodo de tiempo en años. Para definir esta probabilidad condicionada se asume que la recurrencia de los eventos se puede modelar con un proceso de Poisson. Así, conocidos los datos que definen la tasa de excedencia, se puede establecer un proceso de Poisson para estimar la probabilidad de exceder un valor para ese mismo periodo mediante la expresión:

$$P(A > a | t_{años}) = 1 - e^{-t_{años} P(A > a_{anual})}$$

Donde:

$P(A > a | t_{años})$ Probabilidad de excedencia para un periodo de retorno dado (vida útil).

$A > a_{anual}$ Evento de exceder una aceleración anual respecto a una aceleración dada.

$t_{años}$ Vida útil de la estructura.

Aplicando lo antes descrito, se evaluó la probabilidad de excedencia de las aceleraciones máximas del suelo esperadas en el municipio de Zapopan, el resultado de este análisis se resume en la Figura 19. Mientras que la correspondiente función de densidad de probabilidad se presenta en la Figura 20.

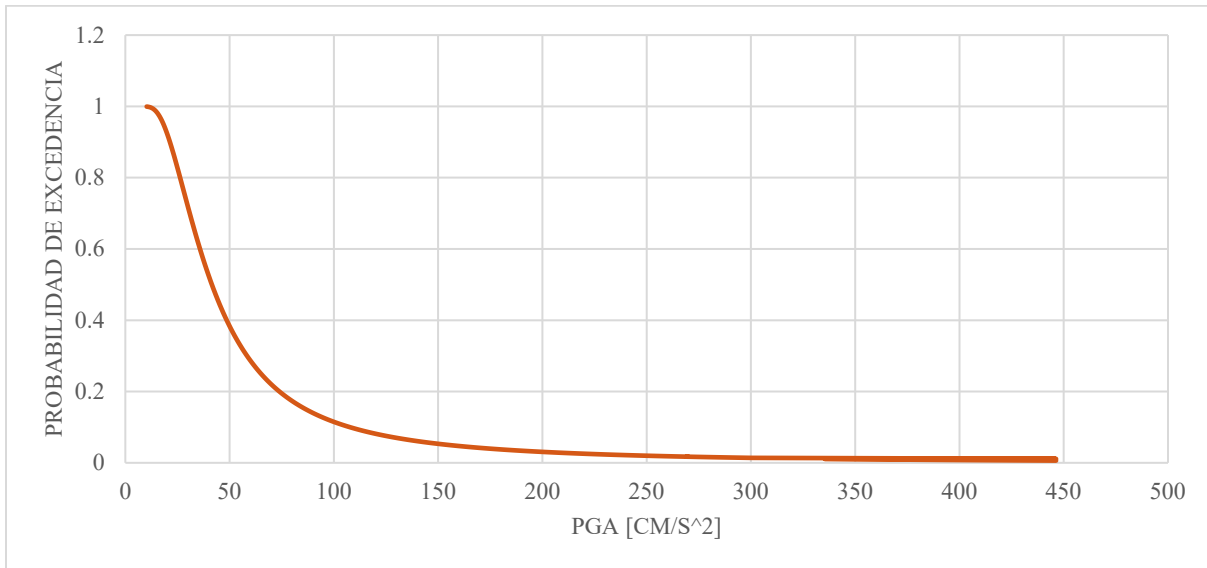


Figura 19. Probabilidad de excedencia Zapopan, Jalisco para una vida útil de 75 años.

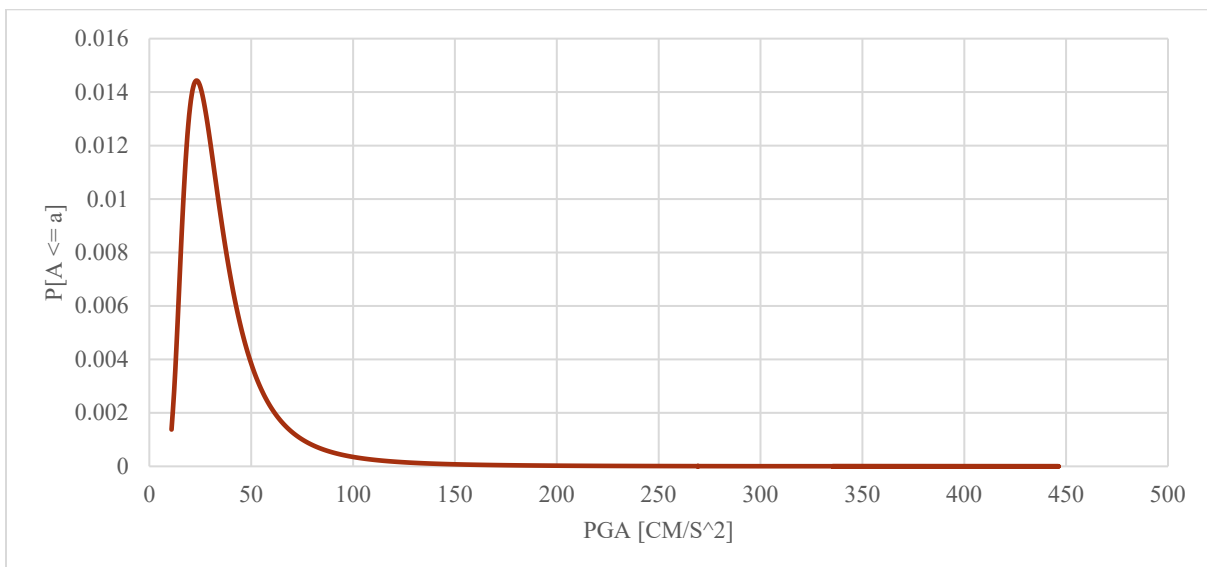
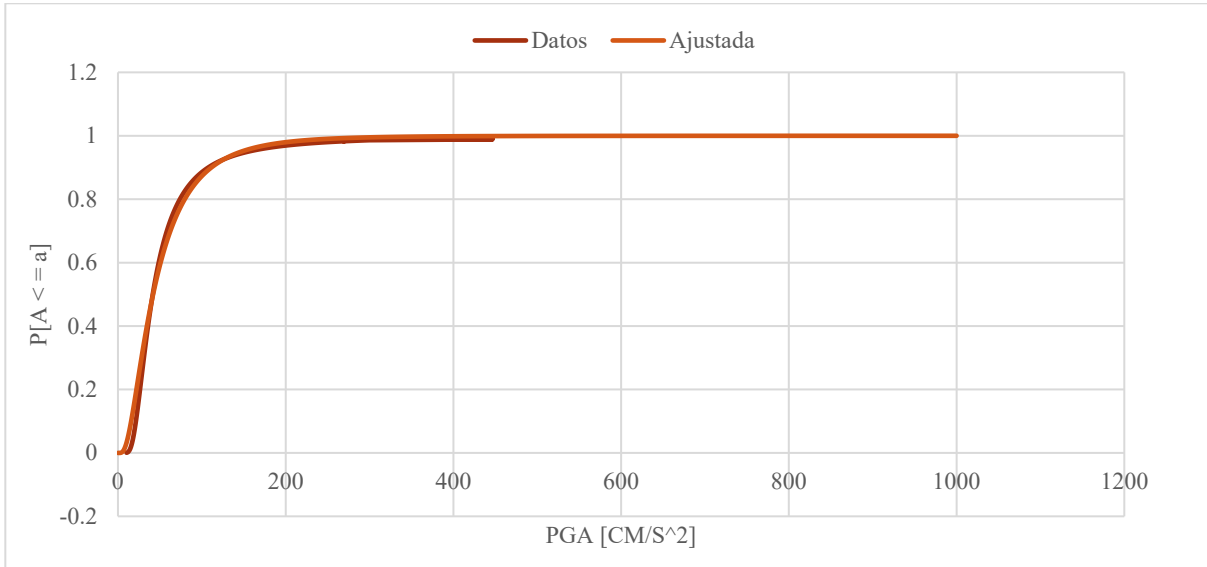
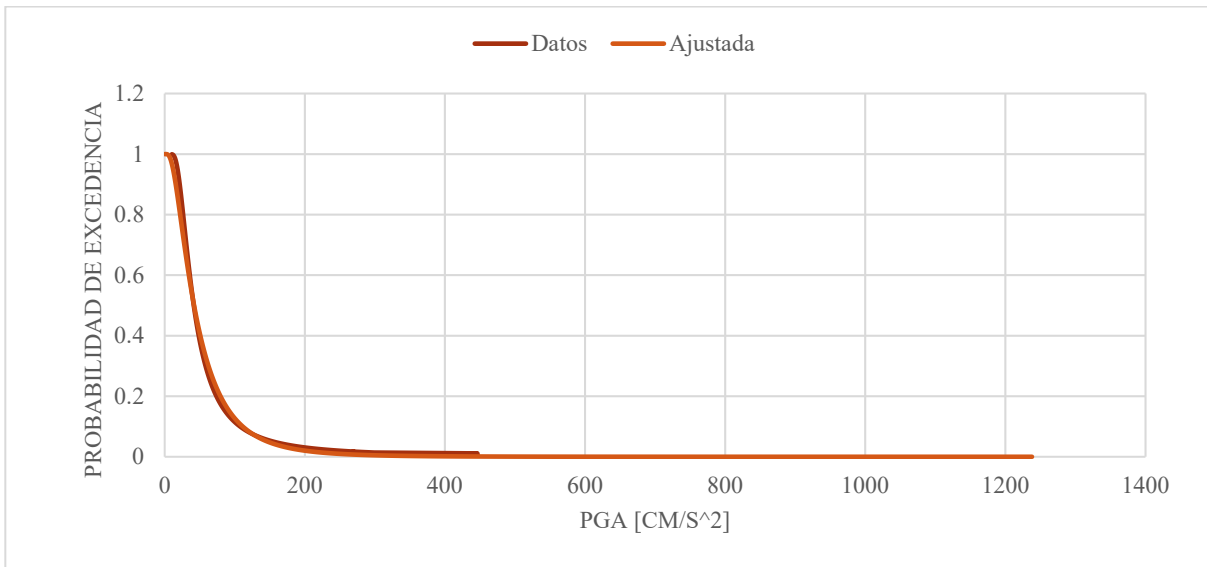


Figura 20. Función de densidad de la probabilidad de exceder una aceleración para Zapopan para una vida útil de 75 años.

Para el desarrollo del modelo probabilista a emplear para definir la confiabilidad del viaducto en estudio, es deseable contar con funciones de densidad de probabilidad continuas y no discretas, por lo que se hace un ajuste a los datos generados en los análisis antes descritos considerando un nivel de confianza del 90% y se propone definir la probabilidad de excedencia de Zapopan mediante una función de densidad de probabilidad lognormal con media de 3.73501 m/s^2 y desviación estándar de 0.7630 m/s^2 lognormales, los resultados obtenidos se presentan en las gráficas de la Figura 21.



a)



b)

Figura 21. Funciones de densidad de Zapopan correspondiente a los datos obtenidos y a una función ajustada: a) probabilidad de no excedencia; b) probabilidad de excedencia.

Capítulo 5. Caracterización del proyecto de la línea de transporte

5.1. Generalidades

De acuerdo a la información obtenida por parte de los encargados del proyecto [32] y la obtenida en datos abiertos [31], los informes técnicos aportan las características de la estructura que se describen a continuación.

Para la nueva línea del Sistema de Transporte Urbano de Alta Capacidad de Guadalajara se proyectó la implementación de un sistema elevado para el tramo II: Zapopan-Guadalajara, desde el Periférico por las avenidas Juan Pablo II y Manuel Ávila Camacho hasta el final de esta última, alcanzando una longitud total de 7,80 km (Figura 22).

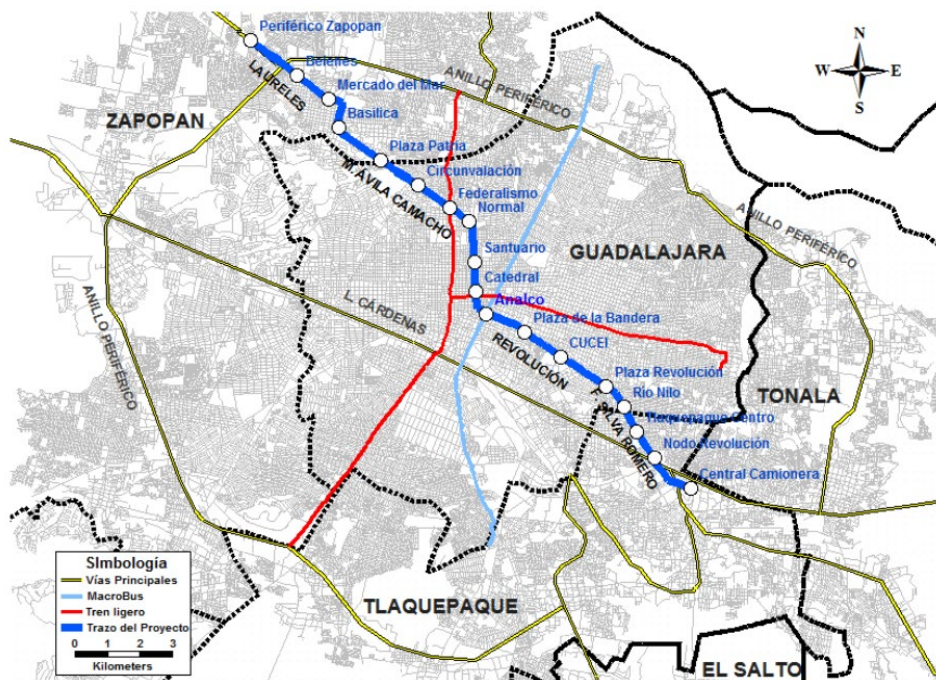


Figura 22. Trazo del proyecto de la línea 3 del tren ligero [38].

Debido a la extensión de la estructura, fueron implementadas soluciones consistentes en elementos prefabricados y modulados cuyo proceso de construcción resultara automatizado, con un ritmo de ejecución elevado y un adecuado control de calidad.

La configuración de los módulos tipo prefabricados para los elementos que componen el viaducto elevado se adaptaron a la forma de las vialidades por las que circula la traza de la línea de transporte, de manera que el viaducto se ubica en el camellón central de las avenidas.

En la Figura 23 se muestra una imagen recopilada de la web donde se aprecia la ejecución del proyecto, la colocación de los elementos que conforman el viaducto.



Figura 23. Ejecución del proyecto de la Línea 3 del tren ligero [39].

El viaducto elevado se encuentra modulado, en su mayoría, con cuatro claros isostáticos de: 34, 37, 40 y 43 m, adaptando su distribución con la finalidad de librar obstáculos inferiores. En determinados puntos de la traza o en zonas próximas a las estaciones se ajustaron los claros con la finalidad de permitir un correcto ensamble de los módulos.

5.2. Superestructura

La configuración estructural consiste en un tablero metálico compuesto por una sección cajón central de 2,55 m de canto y 2,50 m de ancho que soporta una losa de concreto de 30 cm de espesor.

Cada 3 m se disponen costillas transversales de 4,10 m de longitud, sobre las que se ubican losas de concreto con espesor variable de 24 a 28 cm.

El ancho que resulta en el viaducto en función del radio de curvatura varía entre los 10,70 m y los 11,10 m.

Las vías se disponen en las losas de concreto laterales, debidamente impermeabilizadas. La lamina impermeabilizante está formada por una membrana de betún elastomérico armada con geotextil sobre una imprimación bituminosa, resultando un espesor de 5 mm bajo cada losa.

La sección transversal se completa con barandillas laterales sobre un bordillo de concreto de 25 cm de ancho.

5.3. Subestructura

La subestructura corresponde a pilas de concreto reforzado con cimentación profunda determinada con base en los estudios geotécnicos. La sección de las pilas es ovalada, formada por la macla de dos círculos, constante en toda su altura excepto en cabeza, donde la anchura transversal aumenta para permitir el apoyo de la superestructura.

Las cargas de servicio actuantes en la superestructura son transmitidas a las pilas mediante apoyos de neopreno reforzados con placas de acero. Asimismo, se dispone de un sistema antivuelco ante la posibilidad de descarrilamiento del tren. Topes sísmicos dispuestos entre el tablero y el capitel de las columnas permiten la transmisión de las fuerzas transversales sísmicas. Para la transferencia de las fuerzas longitudinales sísmicas se emplean dispositivos de restricción embebidos en el capitel. El resultado es un claro tipo, fijado transversalmente para sismo en cada pila y a su vez restringido longitudinalmente en un mismo sentido por medio de los apoyos.

La Figura 24 tomada de Google Earth muestra la disposición de elementos en el viaducto en el municipio de Zapopan, se aprecian las variaciones de la sección de la columna, los elementos de restricción, así como parte de la superestructura.



Figura 24. Columna del viaducto en la Av. Manuel Ávila Camacho [40].

La distancia entre el nivel de rodadura y el andén se cuantifica desde la parte superior del riel y hasta el suelo del vagón, dependiendo únicamente de las características del vehículo utilizado. Para el proyecto se considera de 0,95 m.

Los gálibos considerados en el proyecto son los siguientes:

Para vehículos terrestres: un mínimo de 6 m medidos desde el nivel de la rasante inferior hasta el punto de la fibra inferior del tablero del viaducto elevado.

Para peatones: gálibo vertical de 2,05 m y de 0,70 en horizontal.

Para los trenes:

- En radios mayores o iguales a 250 m, incluyendo rectas, se considera una distancia del eje de la vía a cualquier obstáculo de 1,15 m, siendo el ancho total de 10,70 m.
- En radios entre 110 y 250 m se considera una distancia del eje de la vía a cualquier obstáculo de 1,26 m, resultando un ancho total de 11,10 m.

5.4. Materiales

5.4.1. Concreto

La resistencia mínima a la compresión de los elementos de concreto es:

Losas	$f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$
Bordes típicos y canaletas	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Pilas y capiteles	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Cimentaciones	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Pilotes	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Falsa zapata y solados	$f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$

El módulo de elasticidad empleado para el concreto se considera de:

$$E_c = 14000 \sqrt{f'c}$$

Coefficiente de Poisson: $\nu = 0.2$

El módulo de rigidez transversal se obtiene de acuerdo con los parámetros de Lamé y módulos elásticos:

$$G = E_c/2 (1+\nu)$$

Coefficiente de expansión térmica: $\alpha = 1.08 \text{ E}^{-05} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Grado de humedad promedio: $\text{HR} = 61\%$

5.4.1.1. Recubrimientos

Para los recubrimientos se consideran los siguientes valores:

Losa para vía en placa	3 cm
Bordes típicos y canaleta	3 cm
Pilas y capiteles	4 cm
Cimentaciones	7,5 cm
Pilotes	7,5 cm

5.4.2. Acero de refuerzo

Límite elástico de las armaduras de refuerzo:

Acero de refuerzo (Grado 60)	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Acero de malla electrosoldada	$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del acero: $E_s = 2.10 \text{ E}^{06} \text{ kg/cm}^2$

Coefficiente de expansión térmica: $\alpha = 1,17 \text{ E}^{-05} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

La Tabla 4 reporta los diámetros y secciones de acero de refuerzo.

Tabla 4. Diámetros nominales comerciales de varillas de acero.

No. Varilla	Diámetro nominal		Área nominal	
	[in]	[cm]	[in ²]	[cm ²]
2	2/8	0.64	0.05	0.32
3	3/8	0.95	0.11	0.71
4	4/8	1.27	0.20	1.27
5	5/8	1.59	0.31	1.98
6	6/8	1.91	0.44	2.85
7	7/8	2.22	0.60	3.88
8	1	2.54	0.79	5.07
9	1 1/8	2.86	0.99	6.41
10	1 2/8	3.18	1.23	7.92
11	1 3/8	3.49	1.48	9.58
12	1 4/8	3.81	1.77	11.40

5.4.3. Acero estructural

En chapas y perfiles se emplearon los siguientes parámetros:

A 709M Grade 345W

$$F_y = 3450 \text{ kg/cm}^2 / F_u = 4850 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad del acero:

$$E_s = 2.10 \text{ E}^{06} \text{ kg/cm}^2$$

Coefficiente de expansión térmica:

$$\alpha = 1,17 \text{ E}^{-05} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

5.4.4. Apoyos de neopreno zunchado

Son aparatos de apoyo constituidos por capas alternativas de neopreno y acero, capaces de absorber las deformaciones y giros impuestos por la estructura que soportan.

La base de nivelación para asiento del apoyo se coló al mismo tiempo que el capitel de la pila, las dimensiones son de 5 y 10 cm.

5.4.4.1. Material elastomérico

El material elastomérico cumple con las siguientes características:

Dureza Shore A (ASTM D 2240) = 60±5

Resistencia de tracción a la ruptura (ASTM D 412) > 175 kg/cm²

Alargamiento a la ruptura (ASTM D 412) > 350%

Módulo de deformación transversal > 110 kg/cm²

5.4.4.2. Zunchos de acero

Las placas de acero empleadas en zunchos tienen las siguientes características:

Límite elástico mínimo	2400 kg/cm ²
Carga de rotura mínima	4200 kg/cm ² (Clase CF-24)

La carga tangencial mínima capaz de resistir la unión al material elastomérico en servicio es de 80 kg/cm², siendo la deformación tangencial de 0,7.

5.5. Proceso constructivo

La Figura 25 concentra en un diagrama de flujo las diferentes fases del proceso constructivo de un tramo isostático en el proyecto de la línea de transporte.

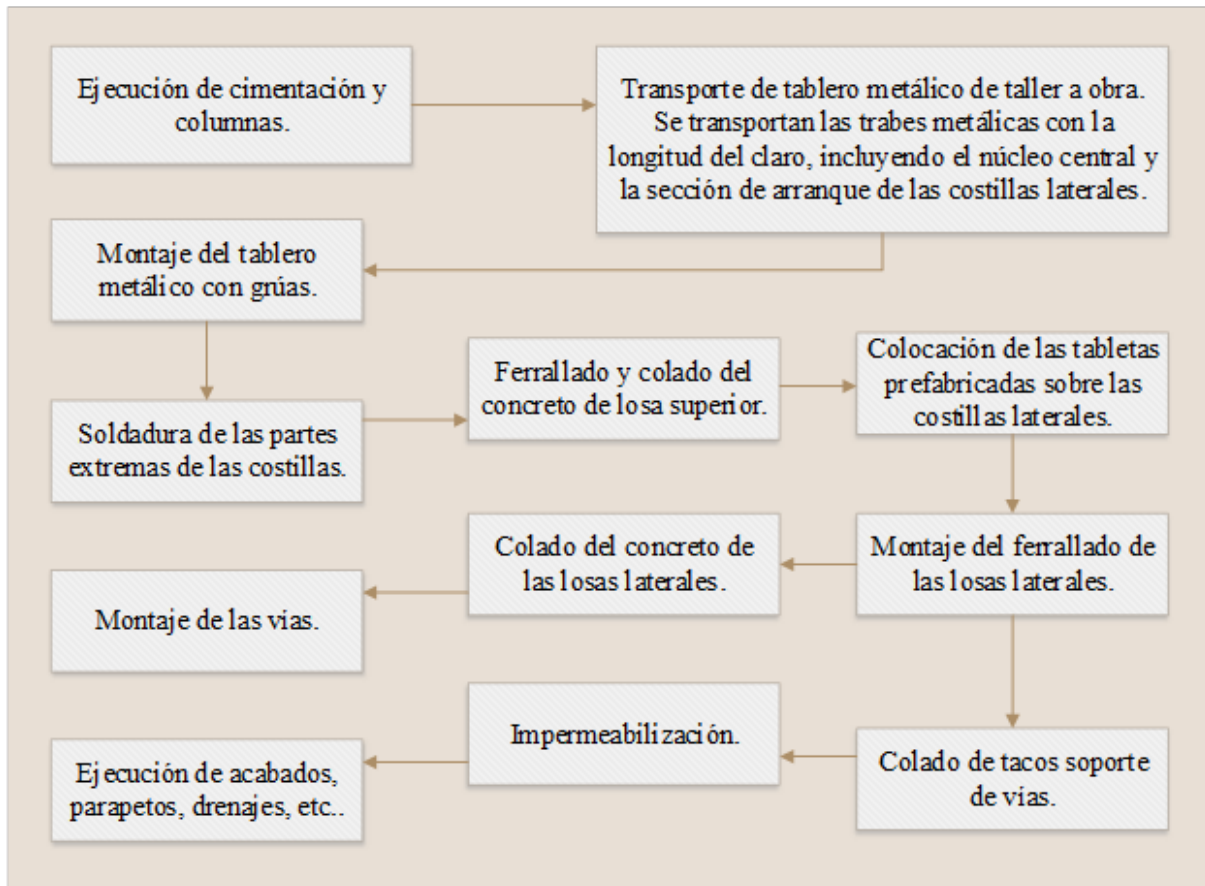


Figura 25. Diagrama de flujo del proceso constructivo, adaptado de [31].

Capítulo 6. Modelo numérico de la línea de transporte

Las demandas sísmicas en la estructura de un puente sometidas a un movimiento particular de tierra pueden ser estimadas mediante el análisis equivalente de un modelo que incorpore el comportamiento de los elementos que conforman la estructura. Con la finalidad de obtener resultados confiables para distintos escenarios sísmicos, el modelo idealizado debe representar de forma adecuada la geometría, las condiciones de frontera, las cargas gravitacionales, la distribución de masas, la disipación de energía y las propiedades no lineales de la mayoría de los componentes del puente.

Si se emplea un modelo elástico lineal de la estructura de un puente, el análisis correspondiente será adecuado solo para capturar el comportamiento estático y dinámico del sistema cuando los esfuerzos en todos los elementos del puente no excedan el límite estático. Los modelos y análisis no lineales permiten una determinación más precisa de fuerzas, esfuerzos, deformaciones y desplazamientos de componentes críticos, resultados que pueden ser empleados para el diseño de los componentes del puente o la evaluación de la capacidad global y ductilidad del sistema.

La modelación como herramienta de trabajo es muy flexible en cuanto a la oferta de soluciones para representar los fenómenos reales, dos categorías de comportamiento no lineal pueden ser incluidas en la modelación de puentes para representar de forma adecuada la respuesta esperada para diferentes niveles de intensidad de demanda sísmica. La primera categoría consiste en comportamiento inelástico de los elementos y las secciones transversales debido a la no linealidad de los materiales, esto es relaciones esfuerzo-deformación, así como la presencia de huecos, amortiguadores o resortes no lineales en componentes especiales del puente. La segunda categoría incluye las no linealidades geométricas que representan los efectos $P-\Delta$ en una estructura, así como peligro de estabilidad bajo grandes deformaciones, donde las condiciones de equilibrio están guiadas por las deformaciones en la estructura.

Aviram et al. [41] sugieren algunos criterios para la modelación de los elementos principales en la estructura de un puente estándar, los cuales se resumen en la Tabla 5.

Tabla 5. Modelado de componentes [41].

Componente	Elástico- lineal	No lineal
Superestructura	x	
Columna: zona de articulación plástica		x
Columna: fuera de la zona de articulación plástica	x	
Cabezal	x	
Unión: transversal		x
Unión: longitudinal		x
Unión: hueco		x
Juntas de expansión		x
Resortes en cimentación	x	
Interacción suelo-estructura	x	

En el presente trabajo se optó por no incluir la no linealidad geométrica, de manera que solo se aborda la no linealidad en los materiales dentro del análisis.

Como se abordó en el capítulo previo, la ejecución del modelo del puente trata de sujetarse en la medida de lo posible a los parámetros del proyecto, de forma que los resultados obtenidos sean precisos y representen la realidad.

6.1. Tipología y componentes estructurales

La modelación del puente se estructuró en el software SAP2000, esta herramienta digital permite el diseño de componentes haciendo uso de elementos finitos, de forma que se utilizaron varios de los elementos a los que se tiene acceso para lograr la configuración de la estructura:

6.1.1. Superestructura

El modelo de la superestructura consiste de los siguientes elementos:

Sección cajón: modelada con elemento tipo *Frame* de longitud variable, típicamente 3 m, la Figura 26 muestra la sección empleada:

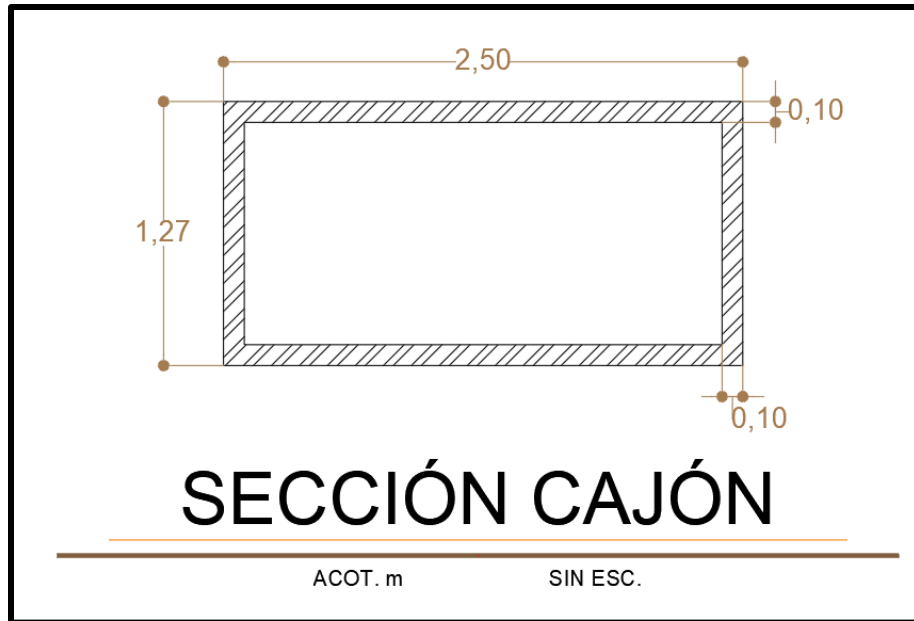


Figura 26. Corte transversal de la sección cajón.

Losa de concreto de 30 cm de espesor, para lo cual se emplearon elementos tipo *Shell*. La Figura 27 esquematiza la sección utilizada en el modelo.

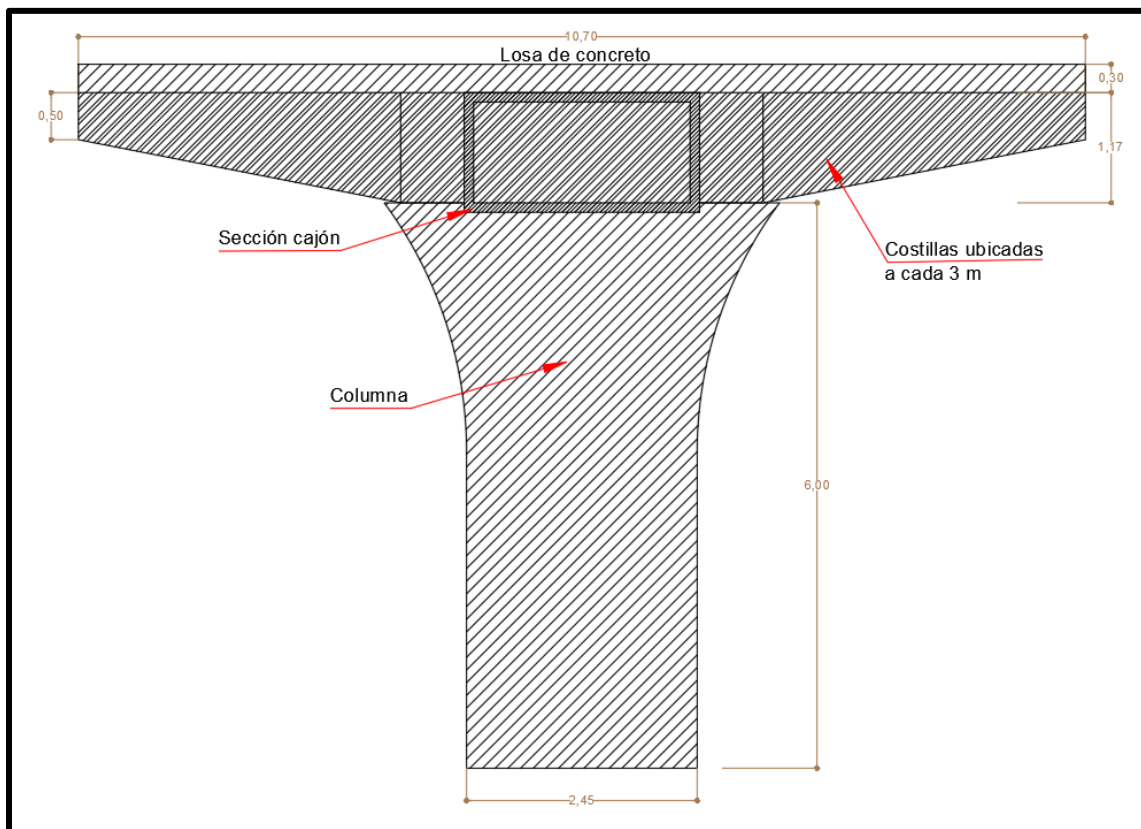
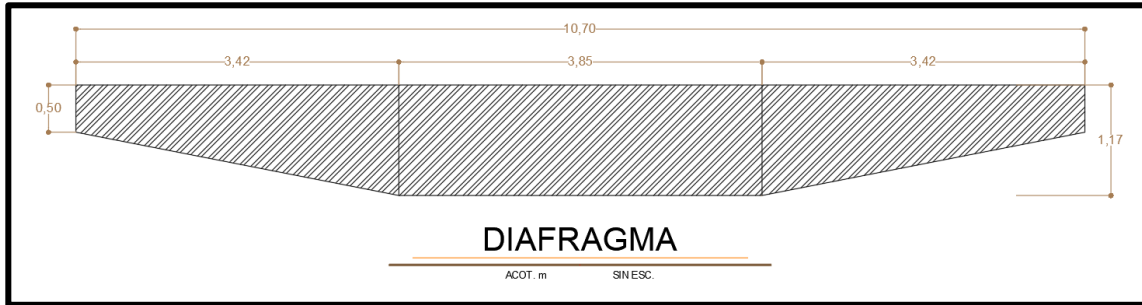
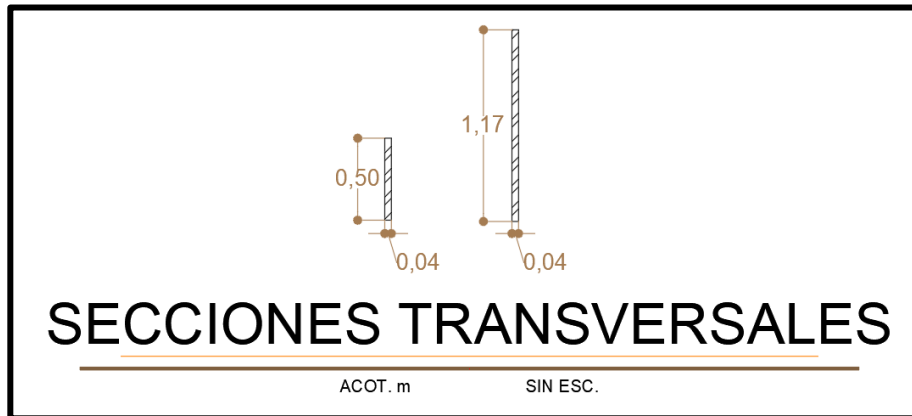


Figura 27. Esquema general de la sección transversal del modelo.

Con el propósito de proporcionar rigidez lateral a la sección cajón y a la superestructura en general, así como generar una superficie dónde ubicar la losa, se ubicaron diafragmas consistentes en costillas, ubicadas a cada 3 m cuya modelación se realizó con elementos tipo *Frame* de sección *non-prismatic* con una variación lineal (Figura 28 (a)) en sus extremos, con la configuración mostrada en la Figura 28 (b).



(a)



(b)

Figura 28. Configuración del diafragma para el modelo.

Con el fin de permitir la deformación de la estructura acusada por cambios de temperatura, se consideraron juntas de expansión interiores y transversales, estos componentes son los que terminan con la continuidad de los puentes y de esta manera se consideran como estructuras simplemente apoyadas. Las juntas se modelaron como elementos tipo *Gap*, en la Tabla 6 se resumen las propiedades atribuidas a estos componentes.

Tabla 6. Propiedades de las juntas interiores y transversales empleadas en el modelo.

ELEMENTO	TIPO	DIRECCIÓN	RIGIDEZ [t/m]	AMORTIGUAMIENTO
Juntas interiores	Gap	U1	10^5	0.1
Juntas transversales	Gap	U2	10^5	0.05

La superestructura se encuentra soportada por cuatro apoyos de neopreno zunchado, de manera que se comporte como simplemente apoyada. Los apoyos de neopreno cumplen la función de absorber las deformaciones producto de los movimientos a los que se ve sometida la superestructura. La distribución de estos elementos se puede visualizar de forma esquemática en la Figura 29.

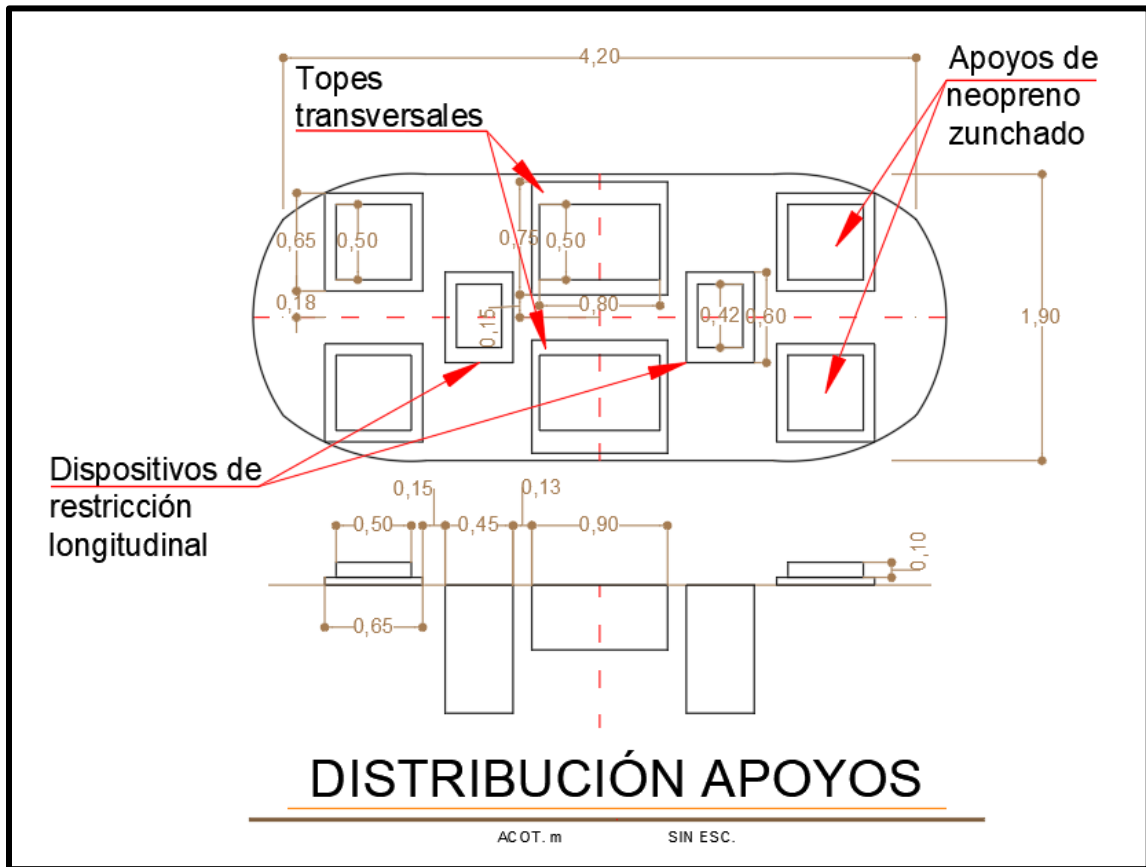


Figura 29. Distribución de los apoyos sobre el capitel de la columna.

Los apoyos de neopreno se constituyen por varias capas de elastómero, intercaladas con placas de acero a forma de refuerzo. La rigidez de los apoyos resulta inversamente proporcional al espesor

que se emplee de neopreno, de forma que entre menor el espesor de neopreno, mayor es la rigidez del apoyo [42].

Para estimar las rigideces horizontal y vertical de los apoyos se utilizaron las siguientes fórmulas:

Rigidez horizontal: $K_h = G * A / h_t$

Rigidez vertical: $K_v = 6 * G * S^2 * A * k / (6 * G * S^2 + k) * h_t$

Donde:

K_h Rigidez horizontal del apoyo de neopreno

K_v Rigidez vertical del apoyo de neopreno

G Módulo de rigidez a cortante

A Área del apoyo de neopreno

h_t Espesor efectivo del neopreno

k Módulo de compresibilidad

S Factor de forma de una capa de neopreno, calculado con la siguiente ecuación:

$$S = b * d / 2 * e_n * (b + d)$$

Donde

b y d Dimensiones en planta del apoyo de neopreno

e_n Espesor de capa intermedia de neopreno

La Tabla 7 muestra los parámetros para la estimación de la rigidez horizontal, la Tabla 8 contiene los valores del factor de forma y la Tabla 9 presenta los correspondientes a la rigidez vertical.

Tabla 7. Cálculo de rigidez horizontal.

PARÁMETRO	VALOR	UNIDADES
G	101.970	t/m ²
A	0.250	m ²
h_t	0.084	m
K_h	303.482	t/m

Tabla 8. Cálculo del factor de forma.

PARÁMETRO	VALOR	UNIDADES
<i>b</i>	0.500	m
<i>d</i>	0.500	m
<i>en</i>	0.013	m
<i>S</i>	9.615	

Tabla 9. Cálculo de rigidez vertical.

PARÁMETRO	VALOR	UNIDADES
<i>G</i>	101.970	t/m ²
<i>S</i>	9.615	
<i>A</i>	0.250	m ²
<i>k</i>	1719.240	t/m ²
<i>ht</i>	0.084	m ²
<i>Kv</i>	4965.856	t/m

6.1.2. Subestructura

La sección modelada consiste de 4 columnas de sección variable, con claros de 27,50 m, 39,00 m y 33,00 m. Las pilas se modelaron como elementos tipo *Frame*, una parte constante y el fuste como sección *non-prismatic*.

La disposición del acero de refuerzo sigue al perímetro de la pila que se compone por la macla de dos circunferencias, espaciadas a 55 cm, se compone de barras de 1 1/2" (No. 12), con la distribución que se muestra esquemáticamente en la Figura 30. El acero transversal corresponde a barras de 3/4" (No. 6), el espesor del recubrimiento se contempló de 4 cm.

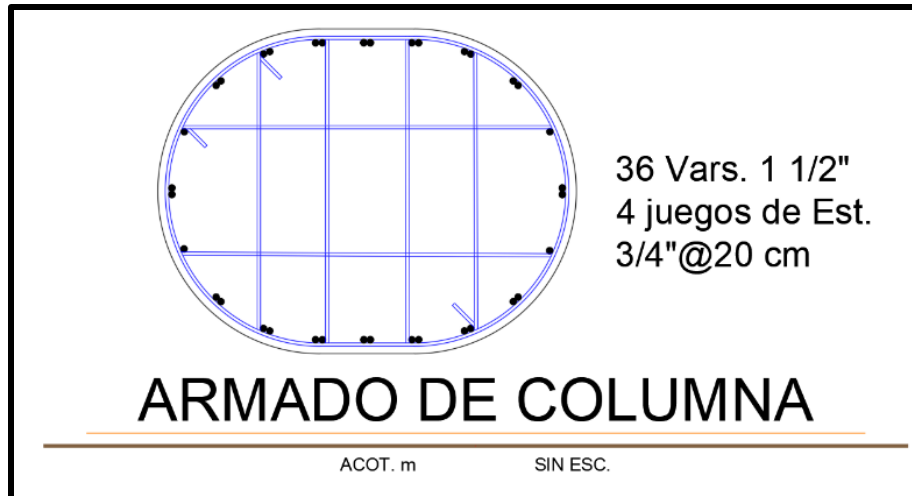


Figura 30. Disposición del acero de refuerzo en las pilas.

La altura de las columnas es de 6 m, con 3,35 m de sección constante y 2,65 m de sección variable parabólicamente. La Figura 31 muestra del lado izquierdo la sección de la base y del lado derecho la sección en el fuste.

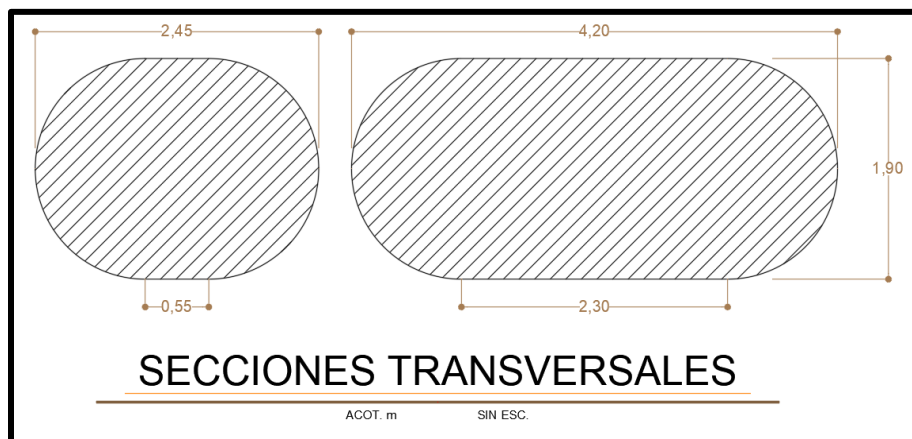


Figura 31. Secciones transversales de las columnas.

La Figura 32 muestra la variación y la configuración de las pilas empleadas en el modelo.

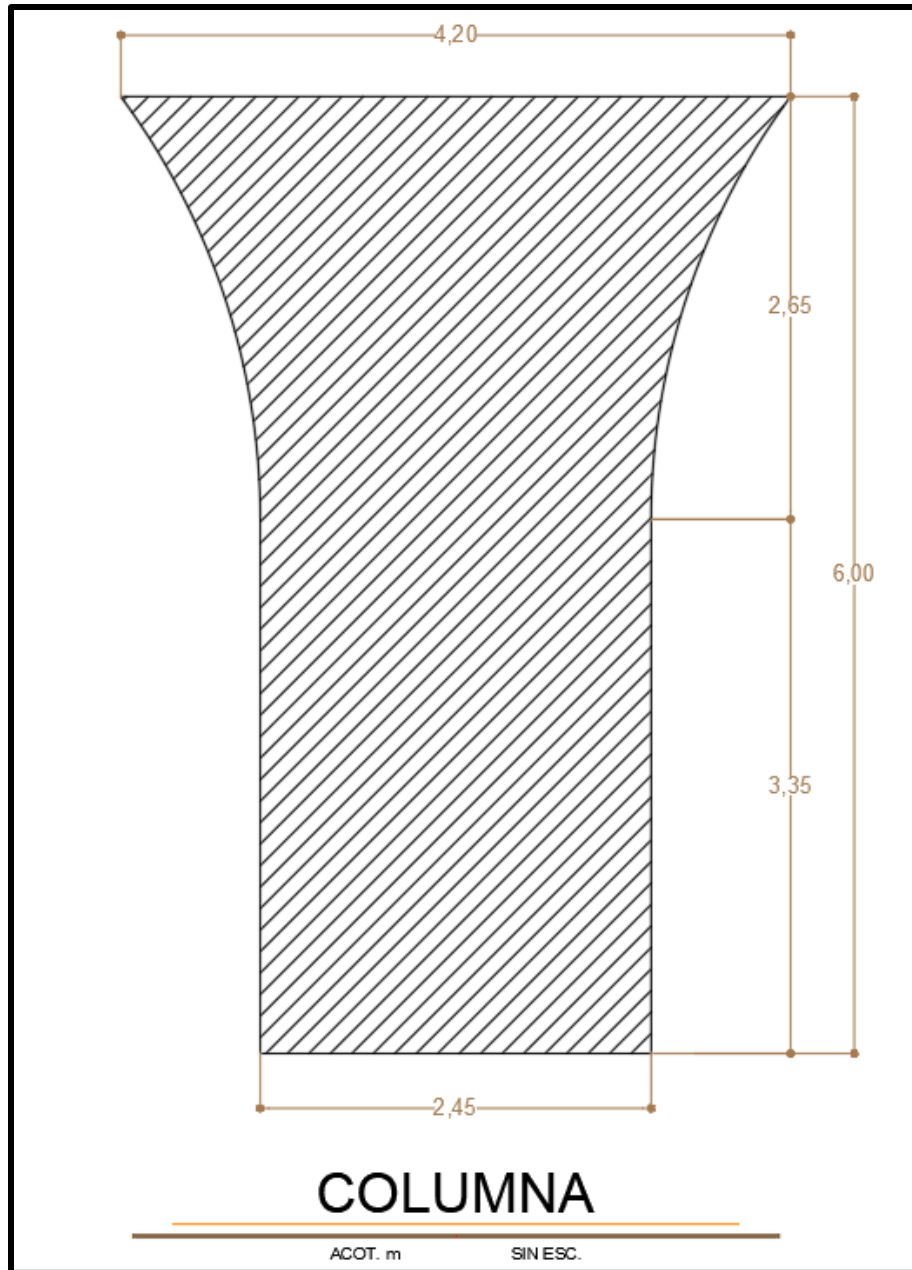


Figura 32. Variación en la longitud de la columna.

6.1.3. Solicitaciones de carga

Para ejecutar un diseño o revisión en estructuras es indispensable considerar las exigencias del conjunto de cargas a las que se verá sometida la estructura a lo largo de su vida útil. A continuación, se definen las cargas consideradas:

- Cargas permanentes

DC Carga muerta

DW Sobrecarga muerta

- Cargas transitorias

BR Fuerza de frenaje/aceleración de material rodante

CT Fuerza debida al choque de vehículos

IM Factor de impacto dinámico

LL Carga viva debida a la circulación del material rodante

PL Sobrecarga de peatones

WL Carga de viento sobre material rodante

WS Carga de viento sobre la estructura

EQ Sismo

En el Capítulo 3 se explicaron con detalle cada una de las solicitaciones de carga, de manera que en esta sección solo se presentan los valores considerados en el modelo.

La Tabla 10 resume los valores estimados para la sobrecarga muerta.

Tabla 10. Estimación de sobrecargas muertas.

SOBRECARGAS MUERTAS		
Losas laterales de concreto, por vía		
Losas sobre costillas	26,65	KN/m
Plintos para sujeción rieles	4,2	KN/m
Impermeabilización de losas laterales, por vía		
Membrana de betún elastómero	0,53	KN/m
Mezcla asfáltica de 30 mm	2,59	KN/m
Rieles y sujeciones, por vía	1,5	KN/m
Barandillas, por extremidad		
Bordillo de concreto	0,94	KN/m
Barandilla metálica	0,46	KN/m
TOTAL PARA UNA VÍA	10,22	KN/m
*2	20,44	KN/m
Cables y conductos para servicios	5	KN/m
Catenarias	4	KN/m
TOTAL	29,44	KN/m

Con la finalidad de capturar con mejor detalle el efecto producido por el material rodante sobre la estructura, es decir, contemplar las circunstancias más desfavorables, se capturó una variedad de escenarios desde 1 a 9 vagones, en combinación de uno y dos vehículos (contemplando dos vías en la sección) y estimando sus pesos, esta información se resume en la Tabla 11.

El valor obtenido para 5 vagones fue el considerado debido a que es la longitud equivalente a las secciones donde se presentan estos casos, i.e., en las estaciones, ya que implica las acciones en el material rodante (frenado y aceleración).

Tabla 11. Estimación de valores para carga viva por número de vagones.

No. vagones	Longitud	Carga vertical	Fuerza total frenado	Fuerza repartida frenado	Fuerza total aceleración	Fuerza repartida aceleración	Dos trenes acelerando	Dos trenes frenando	Un tren acelerando y uno frenando	Carga viva	Coefficiente Dinámico
Unidades	[m]	[kN]	[kN]	[kN/m]	[kN]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	12.54	488	122	9.73	92.72	7.39	14.79	19.46	17.12	77.83	101.18
2	28.72	976	244	8.50	185.44	6.46	12.91	16.99	14.95	67.97	88.36
3	44.90	1464	366	8.15	278.16	6.20	12.39	16.30	14.35	65.21	84.78
4	61.08	1952	488	7.99	370.88	6.07	12.14	15.98	14.06	63.92	83.09
5	77.26	2440	610	7.90	463.6	6.00	12.00	15.79	13.90	63.16	82.11
6	93.44	2928	732	7.83	556.32	5.95	11.91	15.67	13.79	62.67	81.47
7	109.62	3416	854	7.79	649.04	5.92	11.84	15.58	13.71	62.32	81.02
8	125.8	3904	976	7.76	741.76	5.90	11.79	15.52	13.65	62.07	80.69
9	141.98	4392	1098	7.73	834.48	5.88	11.75	15.47	13.61	61.87	80.43

A manera de síntesis se presentan las Tablas 12 y 13 que capturan los valores utilizados en el modelo de la sección de la línea de transporte.

Tabla 12. Valores de las cargas permanentes empleadas en el modelo.

CARGAS PERMANENTES			
CARGA	VALOR	UNIDADES	DESCRIPCIÓN
DC	27	kN/m	Carga muerta de componentes estructurales y de los elementos adicionales no estructurales adheridos a los mismos
DW	30	kN/m	Carga muerta de capas de revestimiento (impermeabilización) y demás componentes no estructurales secundarios

Tabla 13. Valores de las cargas transitorias empleadas en el modelo.

CARGAS TRANSITORIAS			
CARGA	VALOR	UNIDADES	DESCRIPCIÓN
BR	16	kN/m	Fuerza de frenaje/aceleración de vehículos
CT	1800	kN	Fuerza debida al choque de vehículos
IM	1,3		Carga debida a los efectos dinámicos de la circulación de vehículos
LL	65	kN/m	Carga viva debida a la circulación de vehículos
PL	300	kg/m ²	Sobrecarga de peatones
WL	4,38	kN/m	Carga de viento sobre vehículos
WS	1669	N/m ²	Carga de viento sobre la estructura

6.1.4. Combinaciones de cargas

Las combinaciones de carga fueron planteadas con base en las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD 2010 (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Fifth Edition-2010) [25]. Acorde a esta normativa se establecen una serie de estados límite y sus factores asociados como muestran las Tablas 14 y 15, respectivamente.

Tabla 14. Combinaciones y factores de carga según AASHTO [25].

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time			
										EQ	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—
Extreme Event II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—
Fatigue I—LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue I II—LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Tabla 15. Factores para cargas permanentes según AASTHO [25].

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts		1.95	0.90
• Flexible Metal Box Culverts and Structural Plate Culverts with Deep Corrugations		1.50	0.90
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

Para el presente trabajo se descartaron algunas de las combinaciones presentadas, debido a que no son propósito del estudio de este trabajo, presentando así la Tabla 16 que contiene las combinaciones ligadas a los estados límite, así como a sus factores de carga.

Tabla 16. Combinaciones y factores de carga contemplados en el modelo.

Combinación de carga de estado límite	Factores de carga						
Esfuerzo I	1.08	1.08	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00
Esfuerzo II	1.08	1.08	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
Esfuerzo IV	1.20	1.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	0.00	0.00
Servicio II	1.00	1.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00
Servicio III	1.00	1.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00
Carga	DC	DW	LL	WS	WL	EQ	CT

Adicionalmente se contemplaron las combinaciones encontradas en las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México [43] y para las acciones sísmicas, las combinaciones siguientes:

- 100 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en una de las direcciones perpendiculares, conjuntamente con el 30 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones de la otra dirección perpendicular ($EQ_x + 0.3 * EQ_y$)
- 100 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en la otra dirección perpendicular, conjuntamente con 30 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones de la primera dirección perpendicular ($EQ_y + 0.3 * EQ_x$)

Resumiendo, las combinaciones adicionales se presentan de la siguiente forma:

$$1,5 \text{ Cargas Permanentes} + 1,7 \text{ Cargas Transitorias}$$

$$1,1 \text{ (Cargas Permanentes} + \text{Cargas Transitorias} + EQ_x + 0.3 EQ_y)$$

$$1,1 \text{ (Cargas Permanentes} + \text{Cargas Transitorias} + EQ_y + 0.3 EQ_x)$$

6.2. Modelación y análisis estático no lineal (*pushover*)

El análisis pushover consiste en aplicar sobre el nodo superior de una columna una carga monótona, en dirección longitudinal al puente, verificando el momento de fluencia de la articulación plástica en un proceso iterativo hasta conseguir que el comportamiento entre los datos introducidos y los producidos por el software tengan la menor variación posible.

Para establecer el análisis estático no lineal (*pushover*) se requiere definir el comportamiento inelástico que conservarán las columnas, lo anterior debido a que la estructura se constituye por elementos simplemente apoyados y para el caso del sistema se consideran como los elementos más vulnerables, es decir, donde se considera estarán las fallas críticas.

El análisis se realizó mediante el software de elementos finitos SAP2000, de la misma forma que se definieron los elementos estructurales del modelo. A continuación, se describe la forma en que se incluye el comportamiento no lineal en las columnas, considerando las articulaciones plásticas que pudieran llegar a presentarse.

6.2.1. Propiedades no lineales de los materiales

Para obtener precisión sobre la capacidad y el comportamiento de las columnas se requiere definir las relaciones esfuerzo-deformación (σ - ε) para los materiales que conforman el elemento, i.e., el concreto confinado y no confinado, así como el acero de refuerzo.

Para el concreto se emplea el modelo esfuerzo-deformación presentado por Mander, Priestley y Park en [44], que representa el comportamiento sometido a carga de compresión uniaxial, tanto en presencia como en ausencia de refuerzo transversal. El modelo del concreto con existencia de confinamiento es dependiente de la disposición del acero de refuerzo y de la tipología de la sección, de manera que no será detallado en este punto. Para el acero de refuerzo, el modelo empleado es el publicado por Park y Paulay en [45].

Los modelos esfuerzo-deformación utilizados para concreto no confinado con resistencia a la compresión $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ y el acero de refuerzo se exponen en las Figuras 33 y 34 respectivamente.

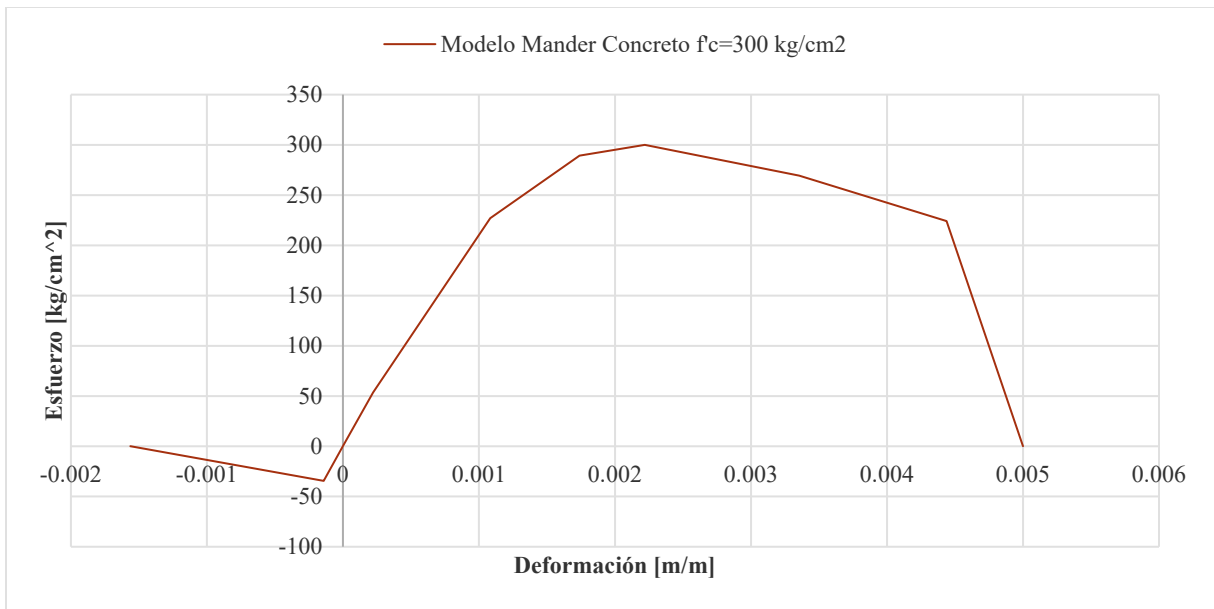


Figura 33. Modelo esfuerzo-deformación para el concreto no confinado.

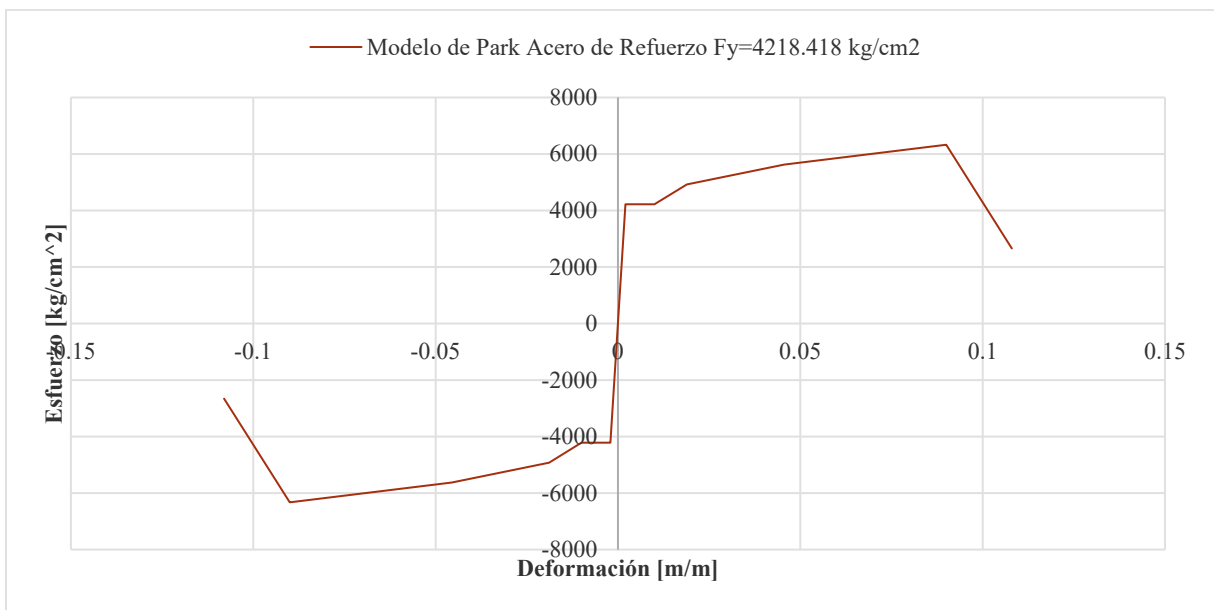


Figura 34. Modelo esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo.

6.2.1.1. Inercia agrietada o inercia efectiva

En modelos no lineales es deseable emplear parámetros más apegados a la realidad, uno de ellos es la inercia efectiva o inercia agrietada de las secciones de las columnas (I_{eff}), el uso de este parámetro es importante en atención a que el agrietamiento del concreto se presenta en niveles bajos de deformación y ello modifica el comportamiento del elemento.

Por medio del diagrama $M-\phi$ basado en el criterio de diseño sísmico de Caltrans [46], Figura 35, y que se encuentra incluida la determinación automática de esta relación para las propiedades de los elementos de concreto reforzado en la extensión *Section Designer* del SAP2000, de donde se tomaron los valores para la inercia agrietada de las columnas.

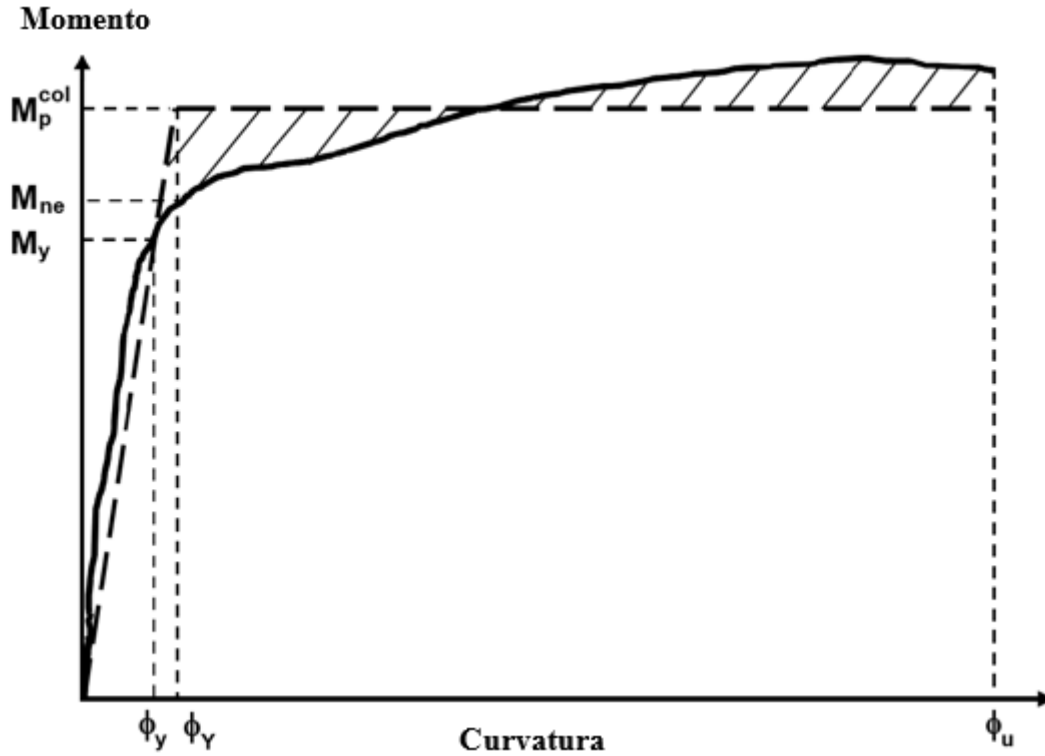


Figura 35. Diagrama $M-\phi$ del criterio de Diseño Sísmico de Caltrans [46].

Donde:

M_{ne} Momento nominal basado en las propiedades esperadas del material y el concreto para un esfuerzo de 0.003

M_p^{col} Momento plástico idealizado

M_y Momento correspondiente a la fluencia de la primera barra de refuerzo

ϕ_y Curvatura correspondiente a la fluencia de la primera barra de refuerzo

ϕ_γ Curvatura de fluencia idealizada

ϕ_u Capacidad de curvatura última

Una vez determinado el valor de la inercia efectiva (I_{eff}), el momento de fluencia (M_y) y conociendo el módulo de Elasticidad (E), se hace posible emplear la siguiente relación para obtener la curvatura de fluencia (ϕ_y):

$$I_{eff} = M_y / (E * \phi_y)$$

Donde:

I_{eff}	Inercia efectiva o agrietada
M_y	Momento de fluencia
E	Módulo de elasticidad del concreto
ϕ_y	Curvatura de fluencia

6.2.1.2. Relaciones Momento-Curvatura

De acuerdo al *Caltrans Seismic Design Criteria* [46], una gráfica Momento-Curvatura (M- ϕ) se deriva a partir de curvaturas asociadas a un rango de momentos, a partir de una sección transversal, basada en los principios de compatibilidad de esfuerzos y equilibrio de fuerzas. Las gráficas M- ϕ se emplean para representar la inelasticidad en los materiales, tanto en articulaciones plásticas concentradas de longitud cero, como en zonas plásticas distribuidas.

La relación M- ϕ para una sección de concreto armado se obtiene a partir de los modelos constitutivos de sus componentes, i.e., del concreto y del acero, de la geometría de la sección y la disposición del refuerzo tanto transversalmente como longitudinalmente. El análisis Momento-Curvatura se realiza bajo el efecto de carga axial, realizando dicho análisis para las cargas provenientes de la condición permanente en la estructura.

Es posible realizar el análisis mediante la extensión del software SAP2000: *Section Designer* como se aprecia en la Figura 36. Dicha gráfica corresponde a la curva de integración exacta, ella concentra información importante como:

- Agrietamiento del concreto
- Fluencia del acero longitudinal
- Endurecimiento por deformación
- Resistencia última
- Límite dúctil
- Pérdida de resistencia
- Resistencia residual

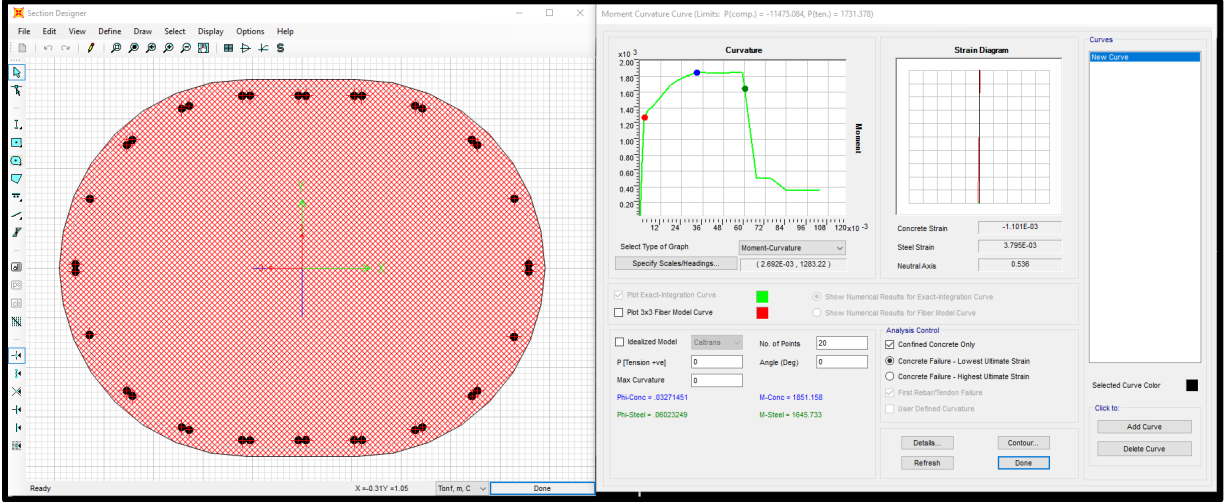


Figura 36. Utilidad *Section Designer* del SAP2000.

Los puntos de la curva de integración exacta pueden apreciarse de forma gráfica en la Figura 37.

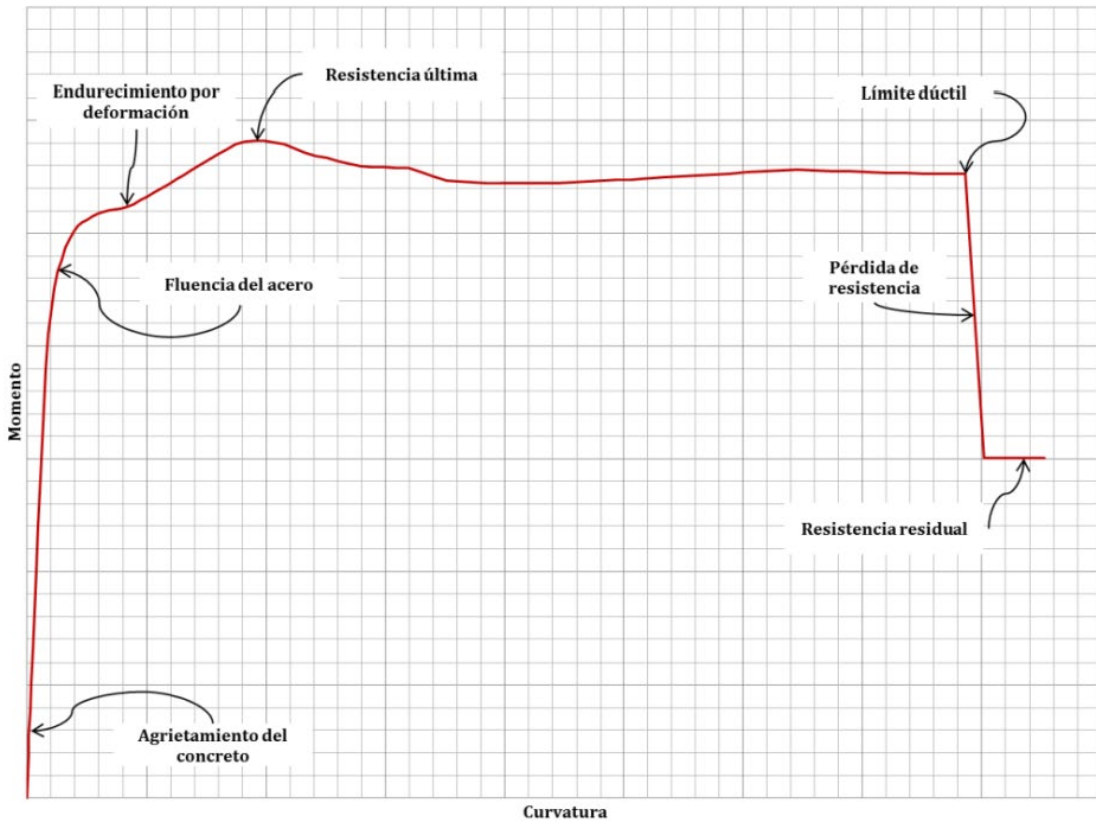


Figura 37. Diagrama momento-curvatura: curva de integración exacta [42].

Mediante la extensión *Section Designer* del software SAP2000 se obtuvieron también los diagramas $M-\phi$. A continuación, se muestran los resultados para las columnas al centro de la sección considerada en el modelo (Figura 38) y a los extremos (Figura 39). La diferencia de estas es causa en la magnitud de las cargas axiales actuantes en cada columna, debido a que en la columna del centro la carga es mayor que en las columnas de los extremos.

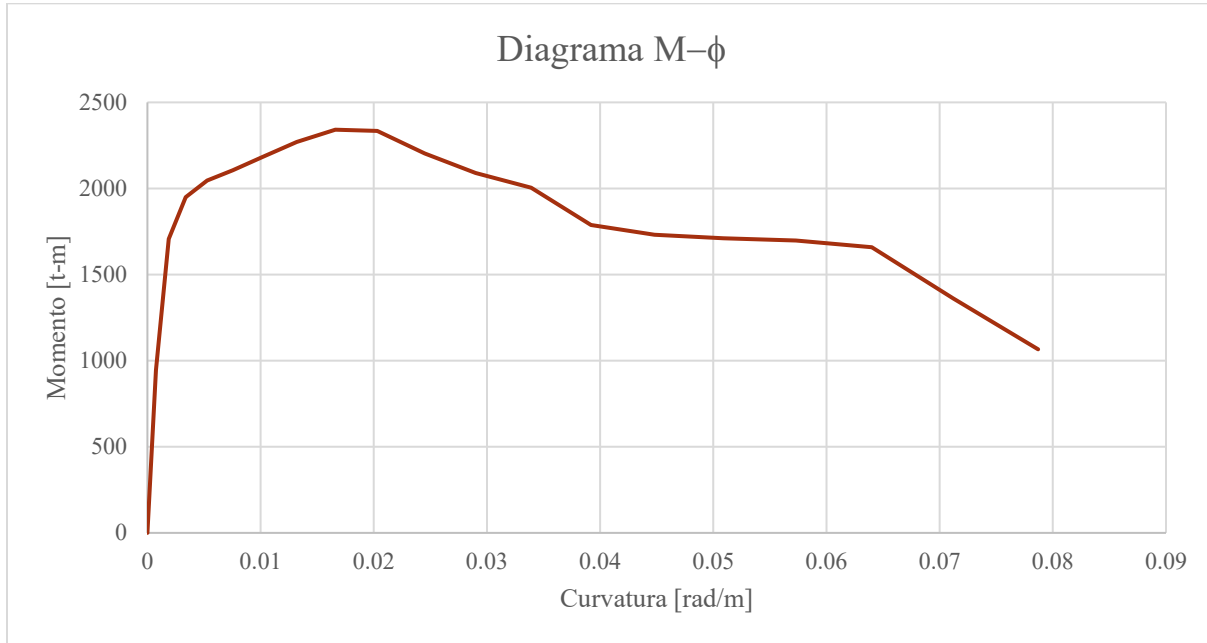


Figura 38. Diagrama momento curvatura para columnas interiores.

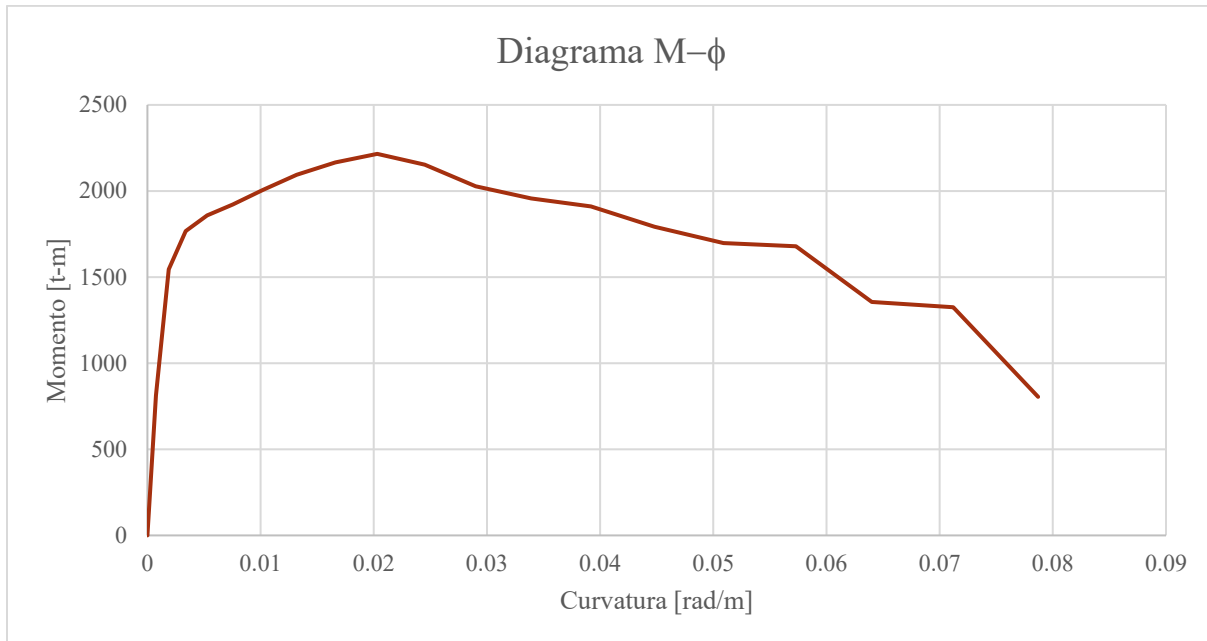


Figura 39. Diagrama momento curvatura para columnas exteriores.

Concluir el punto exacto en el que llega el acero a su punto de fluencia resulta en una labor subjetiva, como se puede apreciar en las gráficas previas, debido a que la transición entre el agrietamiento del concreto y la fluencia del acero es gradual. En este punto resulta de auxilio el análisis estático no lineal (*pushover*) para establecer un criterio más preciso en la obtención del momento de fluencia de la sección (M_y).

Las zonas plásticas con las que computa el software SAP2000 requieren de la información de la relación momento-curvatura, de manera que se necesita de una curva idealizada, donde la relación fuerza-deformación (F-D) presentan una relación trilineal con pérdida de resistencia, conocida también como curva YULRX (Figura 40), para el caso del SAP2000 solo requiere de los puntos ULR con la finalidad de evaluar el modelo.

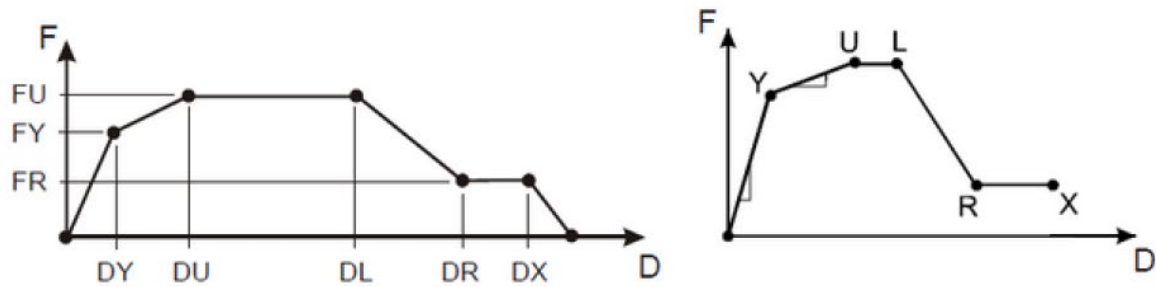


Figura 40. Curva YULRX [42].

Donde:

- Y Punto de fluencia: principio del comportamiento inelástico
- U Punto de resistencia última: máxima resistencia
- L Punto del límite dúctil: inicia la pérdida de resistencia
- R Punto de resistencia residual: resistencia residual mínima
- X Punto de máxima deformación

Los datos requeridos por el software SAP2000 deben estar normalizados, i.e., de los diagramas Momento-Curvatura (Figuras 38 y 39) se dividen por el Momento de fluencia (M_y , eje de las ordenadas) y se multiplica por el valor de la longitud plástica (L_p , eje de las abscisas), de manera que se obtienen las gráficas mostradas en las Figuras 41 y 42, con la normalización M/M_y en unidades adimensionales y la rotación en radianes.

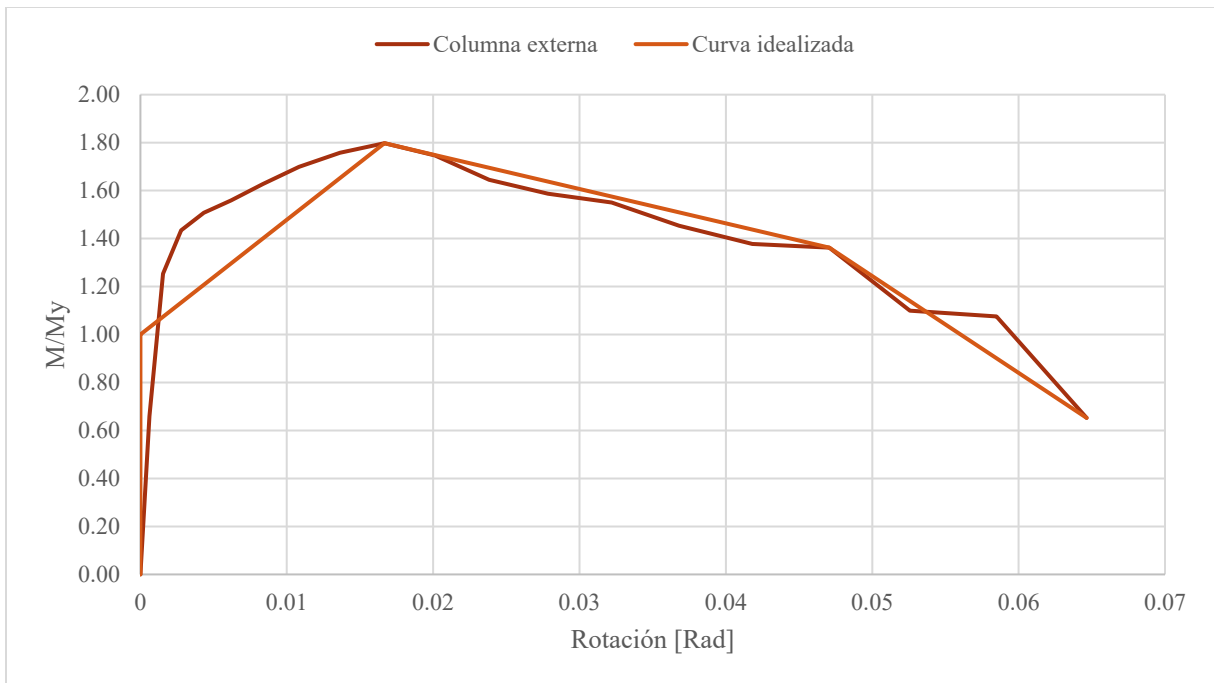


Figura 41. Curva idealizada para el modelo en columnas externas.

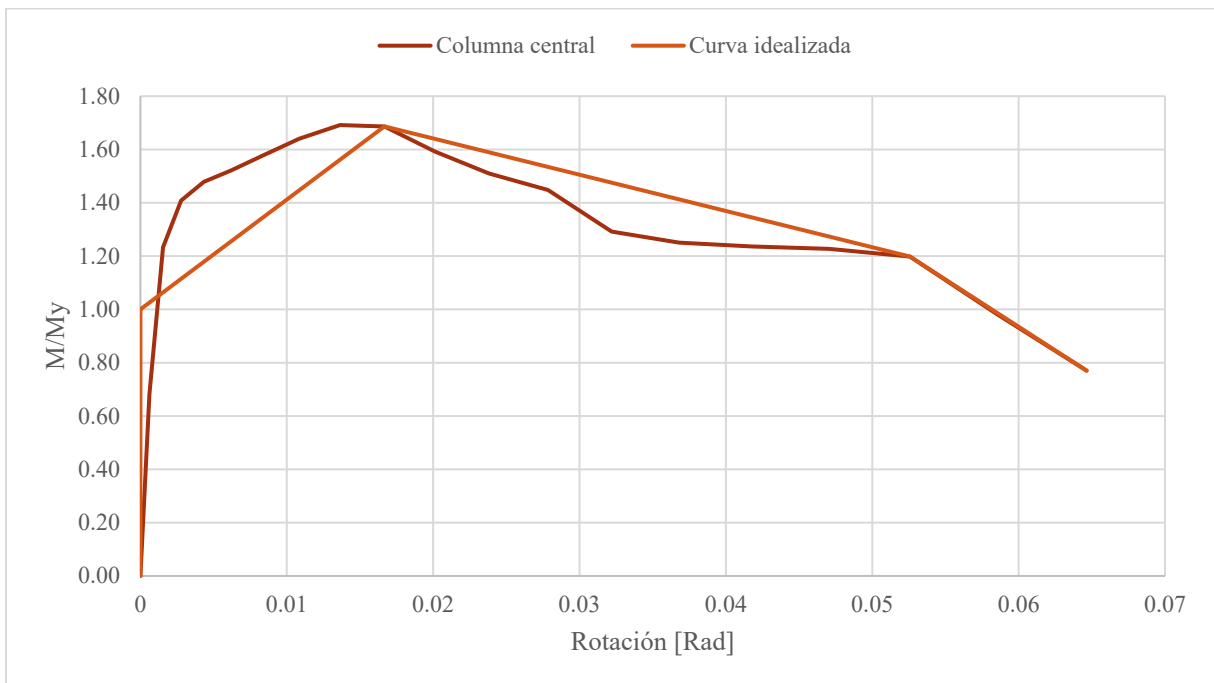


Figura 42. Curva idealizada para el modelo en columnas centrales.

La Tabla 17 concentra los valores empleados en las curvas idealizadas que corresponden a los puntos YULR, antes mencionados, que a su vez se encuentran plasmados en las Figuras 41 y 42.

Tabla 17. Puntos de las curvas idealizadas para las columnas.

	Columnas externas		Columnas centrales	
	Rotación	M/My	Rotación	M/My
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Y	1.0000	0.0000	1.0000	0.0000
U	1.7976	0.0167	1.6866	0.0167
L	1.3624	0.0471	1.1985	0.0526
R	0.6526	0.0646	0.7701	0.0646

6.2.1.3. Curvas y superficies de interacción

Los diagramas de interacción proporcionan información sobre la capacidad o resistencia de un elemento, ya que ellos son la representación gráfica de las combinaciones de carga (P) y momento flexionante (M) que provocan la falla en una sección transversal dada, al conjunto de diagramas de interacción dados distintos ángulos de inclinación del eje neutro respecto de los ejes principales [45] se les conoce como superficie de interacción (Figura 43).

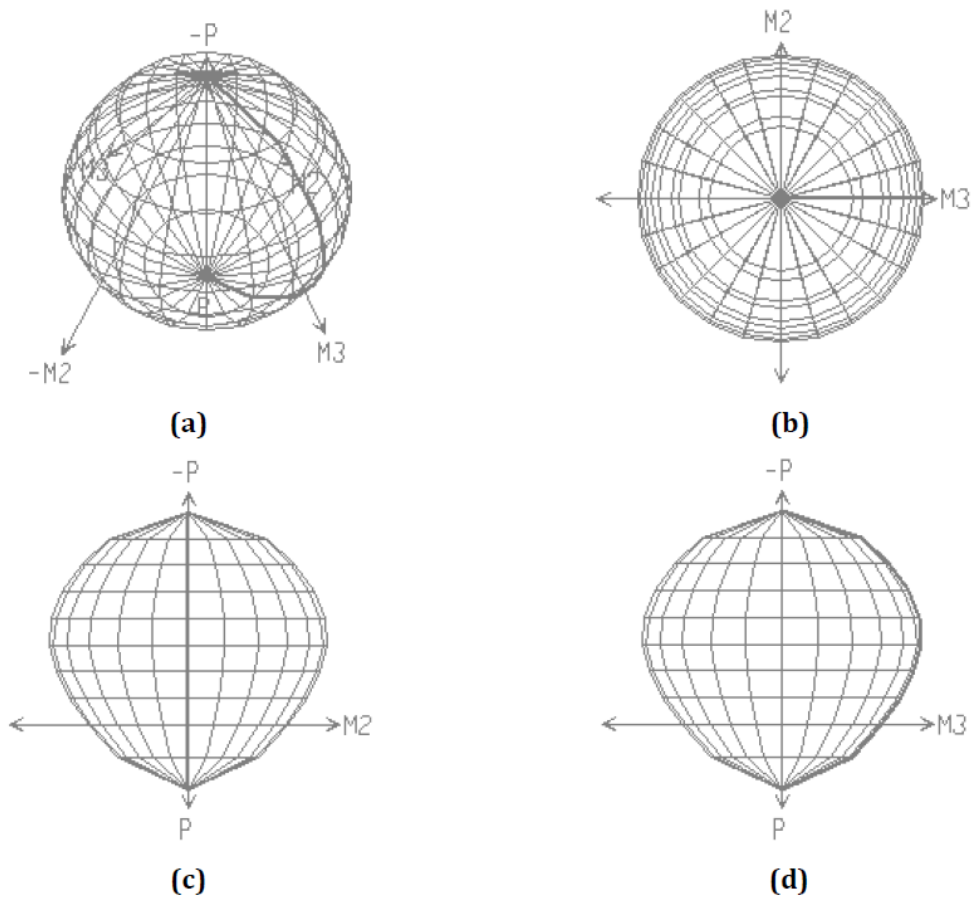


Figura 43. Superficies de interacción: (a) 3D, (b) M2-M3, (c) P-M2, (d) P-M3 [42].

Las columnas de puentes son elementos sujetos a flexión alrededor de ambos ejes principales simultáneamente, esto quiere decir, que se encuentran sometidos a flexión biaxial (P-M2-M3).

La superficie de interacción *perfecta* para una columna circular se presenta cuando el plano M2-M3 es un círculo y esto se cumple si presenta un arreglo de al menos 8 barras de refuerzo o un número mayor en múltiplos de 4, sin embargo, en la realidad esto muy rara vez se cumple; sin embargo, es posible realizar simplificaciones, debido a que la diferencia entre ser circular simétrica o no es mínima.

Para determinar un diagrama de interacción simétrico es suficiente con aportar los datos para un ángulo, debido a las características del modelo en este trabajo solo se consideró el diagrama P-M3. Los puntos necesarios para un diagrama de interacción se esquematizan en la Figura 44.

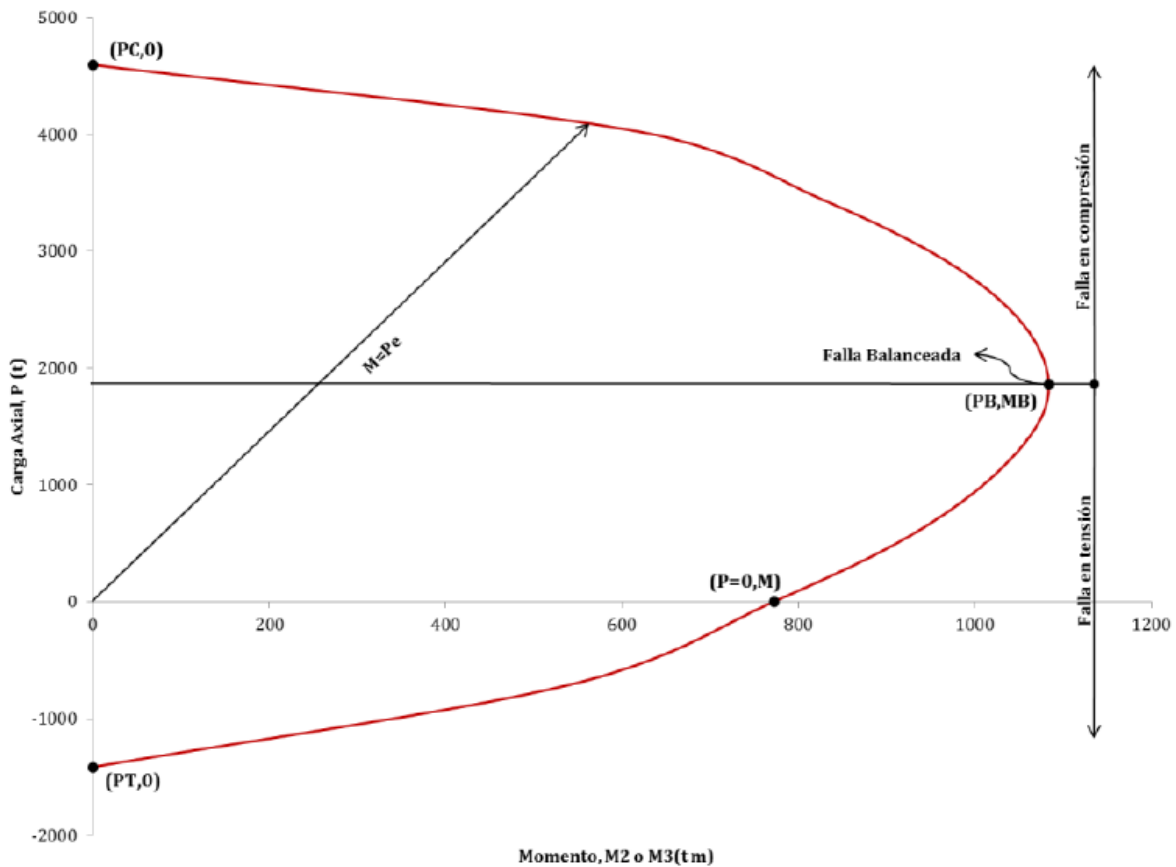


Figura 44. Puntos en el diagrama de interacción [42].

Donde:

- $(PT,0)$ Carga axial máxima a tensión
- $(PC,0)$ Carga axial máxima a compresión

(P = 0, M) Momento flexionante máximo para la condición P = 0

(PB, MB) Carga axial y momento flexionante correspondientes a la falla balanceada

Los puntos mencionados previamente se graficaron para el modelo con los datos obtenidos de la extensión *Section Designer* del SAP2000 y se muestran en la Figura 45.

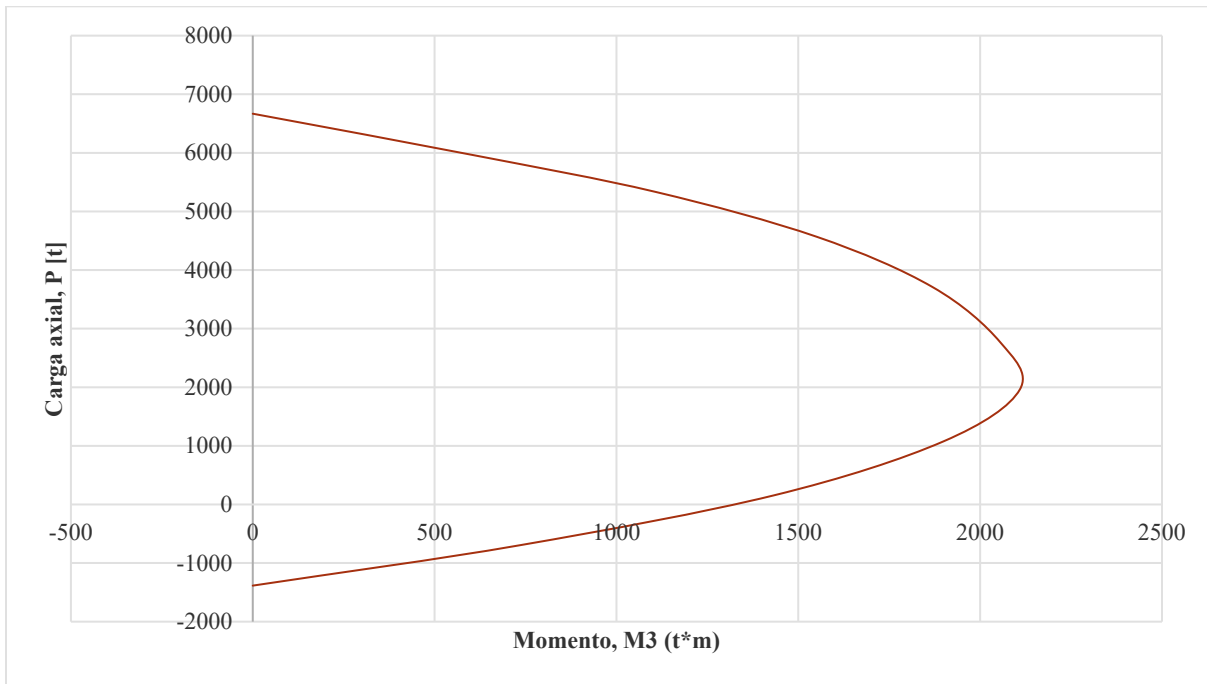


Figura 45. Diagrama de interacción para las columnas del modelo.

Para los valores exactos del diagrama se presenta la Tabla 18 como resumen.

Tabla 18. Puntos del diagrama de interacción para el modelo.

Carga axial		Momento flexionante		
PT	PC	PB	MB	P = 0
[t]	[t]	[t]	[t*m]	[t*m]
-1385.10	6668.00	1962.00	2109.16	1322.60

6.2.2. Articulaciones plásticas

Con el propósito de evaluar la formación de articulaciones plásticas es necesario establecer ciertos parámetros, donde la deformación plástica es distribuida en zonas plásticas de determinada

longitud. En columnas de concreto reforzado en cantiliver, Paulay y Priestley proponen en [47] las siguientes ecuaciones para la determinación de la longitud de la articulación plástica:

En unidades ksi:

$$L_p = 0,08 L + 0,15 * d_b * F_y$$

En unidades MPa:

$$L_p = 0,08 L + 0,22 * d_b * F_y$$

Donde:

L_p	Longitud de articulación plástica
L	Longitud en cantiliver (distancia al punto de inflexión de la columna)
d_b	Diámetro del acero de refuerzo longitudinal
F_y	Esfuerzo de fluencia del acero

Para determinar la distancia al punto de inflexión de las columnas, es indispensable determinar su comportamiento, tanto en dirección transversal como longitudinal. Debido a que solo se presenta una columna por sección, se infiere que el comportamiento es el mismo en ambas direcciones, i.e., las columnas se suponen similarmente a vigas en cantiléver, deformándose en curvatura simple (Figura 46) y considerando la longitud en cantiléver como la altura total de la columna.

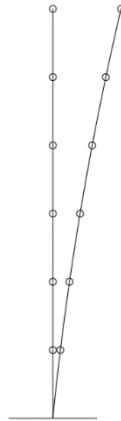


Figura 46. Comportamiento de las columnas sometidas a cargas.

Considerar el comportamiento de la columna de esta manera implica que la formación de articulaciones plásticas sucederá en el extremo inferior de los elementos. El software SAP2000 define este tipo de articulaciones plásticas mediante su curvatura o rotación. Para este trabajo, las

articulaciones plásticas se definieron mediante los diagramas momento-curvatura propios de las columnas y la longitud plástica obtenida con la fórmula de Priestley. Se considera que las columnas están sometidas a flexión uniaxial, de manera que se considera una interacción P-M3, de manera que se requiere conocer las superficies de interacción que describen este comportamiento.

Un resumen de los valores empleados para los elementos inelásticos en el modelo se puede consultar a continuación:

Tabla 19. Propiedades inelásticas de las secciones de las columnas en el modelo.

Ubicación de la columna	Carga uniaxial [t]	Longitud de articulación plástica [m]	Inercia agrietada [m ⁴]	Fluencia del acero		Resistencia última	
				ϕ_y	My	ϕ_u	Mu
				[rad/m]	[t*m]	[rad/m]	[t*m]
Central	417.56	0.8214	0.449	0.0018	1912.17	0.0167	2334.43
Extremo	188.56		0.414	0.0016	1611.16	0.0167	2215.67

6.2.3. Análisis *pushover*

El propósito del análisis *pushover* es evaluar el desempeño esperado de un sistema estructural, estimando las demandas de fuerza y deformación bajo influencia sísmica que se traduce de un análisis estático no lineal y compara estas demandas con las capacidades de desempeño de la estructura. El análisis estático no lineal puede verse como un método para predecir fuerzas sísmicas y demandas de deformación, que representa de forma aproximada en la redistribución de las respuestas internas que se presentan cuando la estructura está sometida a fuerzas de inercia que no pueden ser resistidas dentro del intervalo de comportamiento elástico de la estructura [48].

El procedimiento es una solución iterativa incremental de las ecuaciones estáticas de equilibrio. Las funciones son un conjunto de fuerzas o desplazamientos que se mantienen constantes durante el análisis en el cual se evalúa la resistencia de la estructura bajo un esquema adoptado y que se ajusta hasta alcanzar el criterio de convergencia [49].

Una vez obtenidos los datos presentados en los apartados previos se seleccionó la columna con los parámetros más desfavorables, i.e., una de las columnas centrales, la cual se muestra en la Figura 47, del lado izquierdo la vista tridimensional del modelo y de la derecha la vista en un plano global X-Z, Y=0.

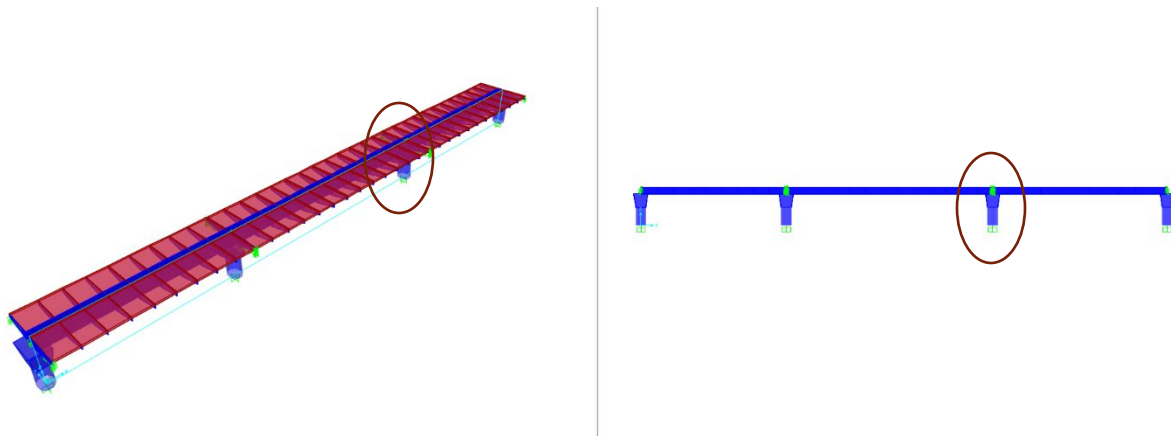


Figura 47. Columna seleccionada para el análisis *pushover*.

Se consideró el nodo superior de dicha columna para el control del desplazamiento en el análisis estático no lineal. Para evaluar el modelo se consideraron dos estados límite de comportamiento, uno a flexión y otro a cortante. En ambos casos se consideró la misma longitud de articulación plástica, la diferencia se encuentra en su ubicación sobre la longitud de la columna. Para el caso del comportamiento a flexión, como se explicó en al inicio del punto 6.2.2, se contempló en el extremo inferior de la columna; mientras que para el comportamiento a cortante este punto se presenta al centro de la longitud del elemento, esto atendiendo a que la falla por cortante es una falla frágil.

6.2.3.1. *Curvas de capacidad*

Las curvas de capacidad son aquellas que relacionan el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo en la parte superior de la columna, como se mencionó, para este trabajo se consideraron, tanto el comportamiento a flexión (Figura 48), así como el comportamiento a cortante (Figura 49).

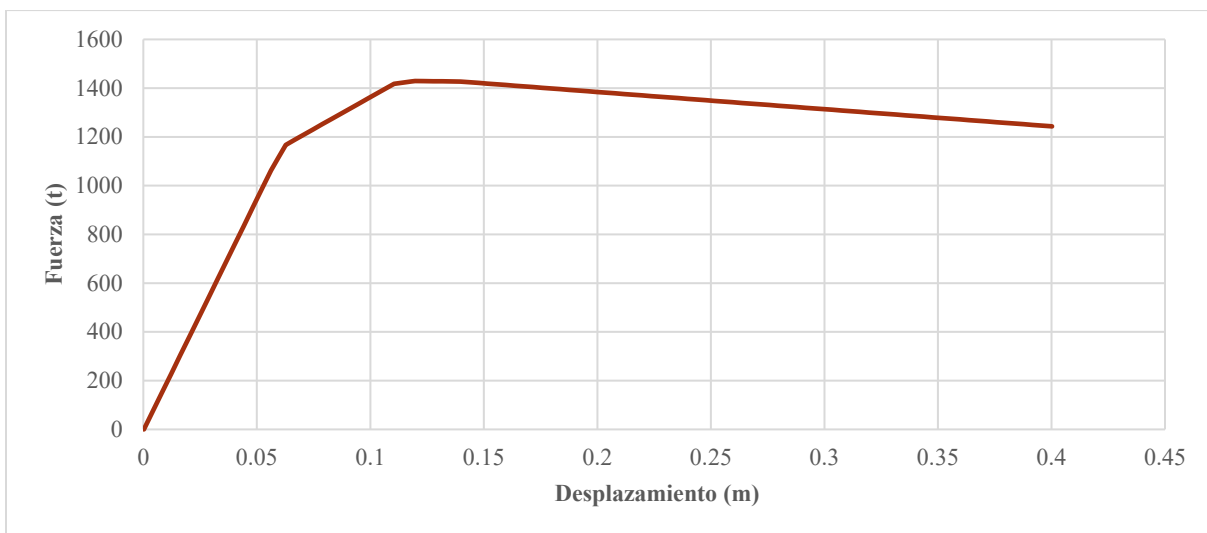


Figura 48. Curva de capacidad en el estado límite de comportamiento a flexión.

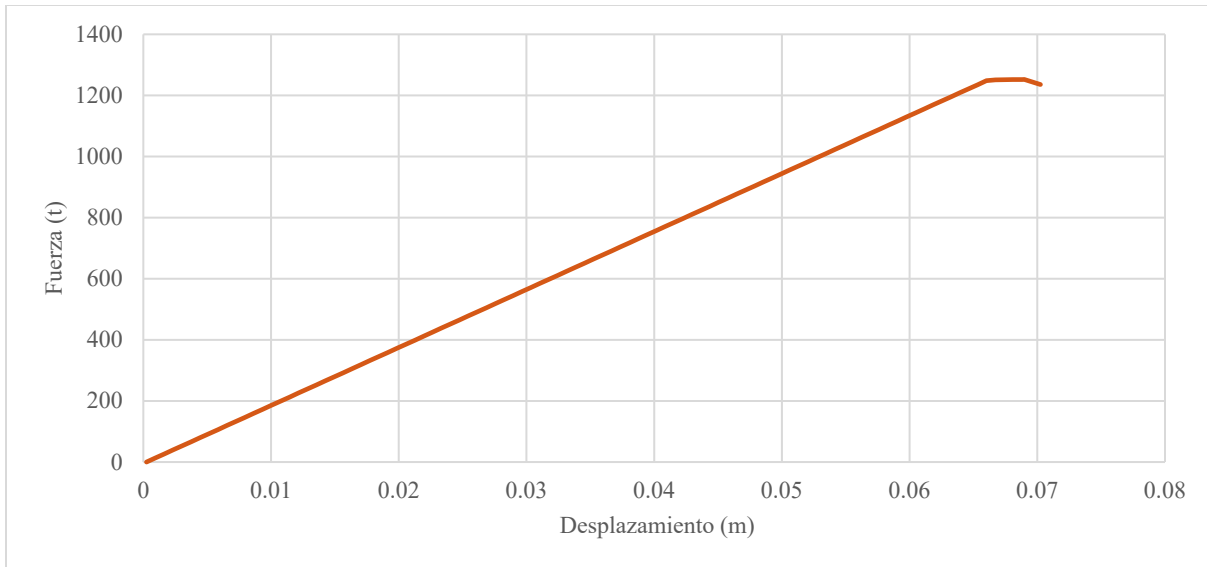


Figura 49. Curva de capacidad en el estado límite de comportamiento a cortante.

Con la finalidad de establecer una comparación más clara y concisa entre ambos mecanismos de colapso, se graficaron las curvas en comportamiento a flexión y cortante en la Figura 50. En la gráfica se aprecia que la columna presentará una falla por un mecanismo de colapso a cortante antes que por flexión, ante una demanda de desplazamiento en alrededor de los 0,065 m, considerando esta como una falla de tensión diagonal y esperando que la columna no desarrolle una gran ductilidad, lo anterior atiende a una posible carencia en el armado de refuerzo transversal del elemento.

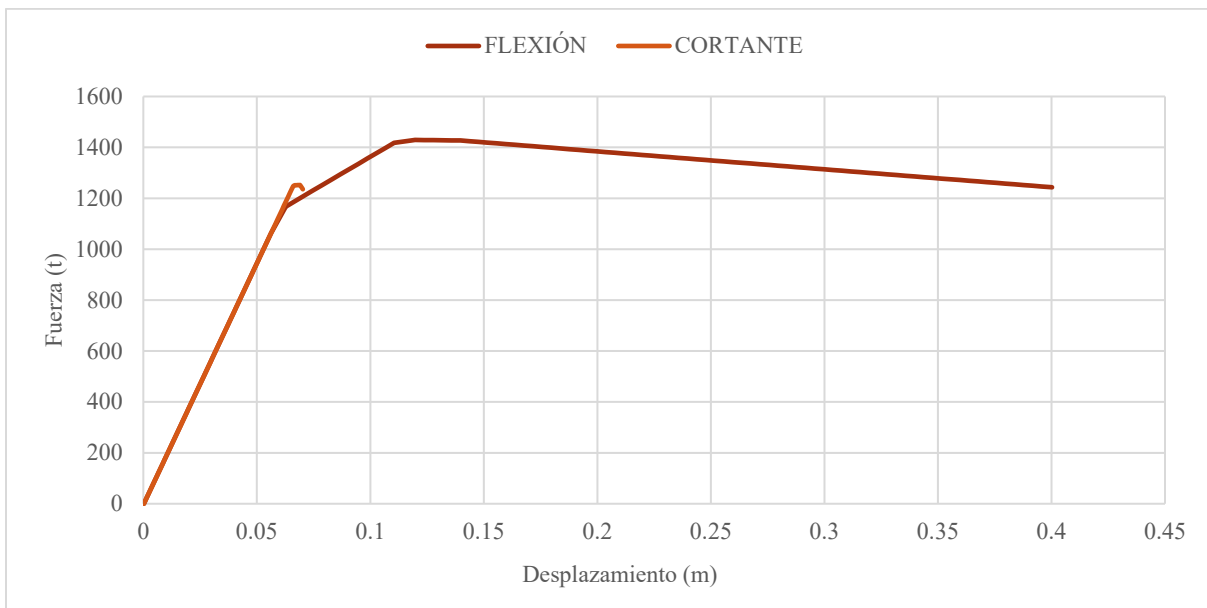


Figura 50. Capacidad sísmica del puente ante los mecanismos de colapso a cortante y flexión.

Capítulo 7. Evaluación de la confiabilidad sísmica de la línea del tren ligero

Los análisis de peligro sísmico proporcionan información cuantitativa útil para la revisión y el diseño de la seguridad de las estructuras sometidas a actividad sísmica. Esta cuantificación generalmente se refleja en términos de la probabilidad que un lugar experimente bajo determinadas intensidades de movimiento del terreno expresados como: intensidad, picos de aceleración (PGA) o algún otro parámetro relacionado [22].

Conceptos que resultan relevantes para un mejor entendimiento en la obtención de los parámetros que se presentan en este trabajo se definen a continuación:

Capacidad estructural. Esta definición atiende a las posibilidades o suficiencia de una estructura de tomar daño bajo determinados límites, de manera que está ligada directamente a la resistencia y la deformación máxima que pueden resistir sus componentes.

Demanda sísmica. Refiere a las cargas ocasionadas por movimientos en el terreno, generalmente representada mediante espectros de respuesta⁴.

7.1. Modelos de confiabilidad de componentes

Describiendo la capacidad de un elemento como una variable aleatoria C , y la demanda como una variable aleatoria D , la falla ocurrirá cuando “ $C \leq D$ ” o “ $C - D \leq 0$ ”. De forma que la probabilidad de falla (P_f) es:

$$P_f = P(C \leq D) = P(C - D \leq 0) = \int_{c-d \leq 0} \int f_{CD}(c, d) dd dc$$

⁴ Representación de la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad como función de sus frecuencias [50]. Se diferencia de los espectros de diseño en que estos son una curva envolvente de varios espectros de respuesta.

$$P_f = \int_{c-d \leq 0} \int f_C(c) f_D(d) dd dc \quad \text{si } C \text{ y } D \text{ son variables estadísticamente independientes}$$

Donde:

$P()$ Probabilidad

$P_f()$ Probabilidad de falla

$f_{CD}(c, d)$ Función de densidad de probabilidad conjunta de las variables D y C

f_D y f_C Funciones de densidad de probabilidad de las variables D y C

En contraste, la probabilidad de supervivencia (P_s) resulta:

$$P_s = P(C > D) = 1 - P_f = R = \int_{w_f} \int f_{CD}(c, d) dd dc$$

Donde:

R Probabilidad de supervivencia

$f_{CD}(c, d)$ Función de densidad de probabilidad de las variables C y D

w_f Dominio de la falla en dos dimensiones (R^2)

En este contexto, R o la probabilidad de supervivencia es también conocida como Confiabilidad.

El modelo de confiabilidad debe nutrirse de información sobre la distribución de las funciones de densidad de probabilidad que caractericen la demanda sísmica y la capacidad estructural. Este modelo es válido para componentes de la red que se ubican como nodos. Para otro tipo de elementos como tuberías y autopistas, que se extienden en el espacio con longitudes variables, este modelo debe modificarse, Sevtaç y Semih [22] desarrollan las siguientes propuestas:

En el primer modelo, conocido como “*point site*”, la distribución de probabilidad del parámetro de sismicidad se estima como una discretización de puntos para cada componente del sistema extendido espacialmente y se identifica la máxima demanda sísmica para cada uno. De forma que cada componente se idealiza como un “punto” con una distribución de peligro sísmico igual a la distribución de peligro máximo obtenido a través del componente. En este modelo la longitud de los componentes no se incorpora como parte de la evaluación; lo cual es una aproximación justificada, por ejemplo, en el caso de correlación perfecta entre carga y capacidad sísmicas, a lo

largo de la longitud de un miembro donde se espera que se presente la falla en el punto de máxima carga sísmica, asumiendo que la capacidad es homogénea a lo largo de toda la longitud del componente.

En la realidad los elementos de una línea de vida distribuida en el espacio tienen longitudes variables, por lo que surge un segundo modelo llamado “*multi-site*”, este considera la correlación espacial de los componentes, así como el efecto de la longitud en la confiabilidad; por lo tanto, cada miembro de la línea de vida se divide en segmentos, transformando una linealidad continua extendida en un problema “*multi-sitio*”, considerando los sitios como ubicaciones en los puntos medios de cada segmento. La supervivencia del elemento requiere de la supervivencia de cada segmento, i.e., un sistema en serie. Los eventos de falla considerados dentro de los segmentos del mismo elemento se espera se encuentren altamente correlacionados, debido a que se encuentran sometidos bajo condiciones idénticas de excitación sísmica y propiedades en los materiales a lo largo de toda la longitud del elemento.

Estimar el valor exacto de la confiabilidad de un elemento es función de m segmentos conectados entre sí, ya sea en serie o en paralelo, lo cual es computacionalmente difícil de evaluar, además de que generalmente no es posible cuantificar el valor exacto de la correlación entre los segmentos. Para reducir estas dificultades, se deben establecer límites derivados de la confiabilidad de sistemas en serie con correlación positiva entre los segmentos. Los límites se definen como:

$$\prod_{j=1}^{n_i} P_{S_{ij}} \leq P_{S_i} \leq \min_{j=1, n_i} P_{S_{ij}}$$

En términos de la notación de confiabilidad, R :

$$\prod_{j=1}^{n_i} R_{ij} \leq R_i \leq \min_{j=1, n_i} R_{ij}$$

Donde:

R_{ij} Confiabilidad del j -ésimo segmento del i -ésimo elemento

R_i Confiabilidad del i -ésimo elemento

$\prod_{j=1}^{n_i} R_{ij}$ Producto de la confiabilidad de los segmentos y límite inferior para la confiabilidad del i -ésimo elemento

$\min_{j=1, n_i} R_{ij}$ Confiabilidad del segmento más débil y límite superior para la confiabilidad del i -ésimo elemento

En contraste, la confiabilidad estimada para un elemento por el modelo “point site” debe ser igual al valor de confiabilidad del límite superior evaluado para el mismo elemento en el modelo “multi-site”, i.e., la confiabilidad de un elemento corresponde a la confiabilidad del modo de falla más débil.

7.2. Modelo de correlación espacial

Con la finalidad de establecer los límites para la probabilidad de supervivencia de un elemento con el modelo “multi-site”, el límite inferior es sensible al número de segmentos, debido a que es el resultado del producto de la probabilidad de supervivencia de los mismos. Conforme incrementa el número de segmentos, la confiabilidad de la red definida en segmentos no correlacionados se aproxima a cero. De acuerdo a lo anterior, la segmentación de un elemento resulta crucial, ya que la longitud de un segmento se considera igual a la variación de escala espacial: λ^5 .

El efecto de correlación espacial se considera solamente entre elementos, donde cada elemento del sistema se divide en segmentos, conservando que la correlación entre elementos tenga influencia sobre la falla del sistema. El grado de correlación espacial entre dos elementos cualesquiera dependerá de la separación entre ellos y se espera que sea inversamente proporcional a la distancia. Una función de probabilidad para la correlación altamente utilizada es la exponencial y se define como sigue:

$$\rho(\Delta) = e^{-(\Delta/a)}$$

Donde:

$\rho(\Delta)$	Función de correlación
Δ	Distancia promedio de dos componentes cualesquiera de la red
a	Parámetro que describe la estructura de correlación de capacidad y demanda sísmicas

Para la correlación exponencial se contempla:

$$\lambda = 2^a$$

7.3. Curvas de fragilidad

En la ingeniería estructural existen trabajos importantes sobre la determinación de la confiabilidad de las estructuras, y que proporcionan un entorno ideal para evaluar su funcionamiento y desempeño ante las incertidumbres de las amenazas a las que se pueden ver sujetas. En este

⁵ Distancia sobre la cual un proceso espacial aleatorio muestra una correlación alta.

contexto es de relevancia establecer una conexión entre los estados límite de daños estructurales y sus respectivas probabilidades de ocurrencia. Una de las metodologías empleadas con mayor frecuencia para estimar estas probabilidades son las curvas de fragilidad. Las curvas de fragilidad son gráficas que representan la probabilidad de alcanzar o exceder un estado límite de daño dada una cierta demanda sísmica. La demanda sísmica se caracteriza en función de algún parámetro que defina la intensidad del movimiento del suelo. Para estimarlas probabilidades de alcanzar cierto estado límite de daño requiere de un entendimiento adecuado de los mecanismos de respuesta del sistema estructural ante diferentes escenarios de demanda sísmica a que puedan estar sometidas las estructuras [50].

Por lo general, cuando se presentan movimientos sísmicos de alta intensidad implica una complejidad elevada en cuanto a consideraciones para la modelación no lineal de las estructuras, debido al comportamiento inelástico que se espera puedan presentar las mismas, por lo que es recomendable seleccionar de forma adecuada el tipo de análisis que mejor se adapte. Un método bien aceptado es considerar un grupo de acelerogramas que representen de forma adecuada las características principales de los movimientos sísmicos en la zona o, para lo que el caso de este trabajo resulta, el espectro de diseño que considera una envolvente de distintos acelerogramas que definen el comportamiento sísmico máximo esperado en la zona, definido como función de aceleraciones máximas del suelo (PGA), duración y contenido de frecuencias [50].

Los avances producidos en el área de la ingeniería sísmica indican que, a pesar del desarrollo en el análisis dinámico no lineal y la modelación de las estructuras, existen fuertes limitaciones al asumir modelos puramente deterministas para evaluar los daños de una estructura ante cargas sísmicas; esto es debido a las incertidumbres que se tienen tanto en parámetros sísmicos como estructurales, lo cual puede conducir a variaciones relevantes entre la realidad y los resultados del modelo en estudio. De forma que resulta importante desarrollar análisis probabilísticos para contar con una mejor perspectiva del comportamiento estructural ante cargas sísmicas donde se incorpora la incertidumbre en el problema [50].

Para hacer uso de los modelos probabilistas se requiere definir adecuadamente los parámetros de la intensidad sísmica y de daño en la estructura. El primer parámetro se estima mediante los registros sísmicos existentes o con base en acelerogramas sintéticos, generados a partir de la información existente. Para el segundo parámetro, se debe seleccionar un indicador que permita cuantificar el daño y pueda establecer una relación con estados de daño discretos, los cuales se encargan de establecer una medida cualitativa de los efectos producidos en la estructura ante cargas sísmicas [50].

Una vez que se definen los indicadores de acción sísmica y de la respuesta estructural se debe determinar la relación existente entre ambos parámetros desde el punto de vista de probabilidad.

Para lo anterior se llevan a cabo los análisis que permitan evaluar el efecto de los movimientos sísmicos sobre la estructura, en el caso del presente trabajo, corresponde al análisis estático no-lineal (pushover), los resultados de estos análisis permiten estimar los parámetros que definen las curvas de capacidad. Por último, una vez conocidas las curvas de capacidad y establecidos los estados límite de daño se pueden obtener las curvas de fragilidad representativas de estos.

En la Figura 51 se esquematiza la metodología utilizada para la generación de las curvas de fragilidad de forma probabilista.

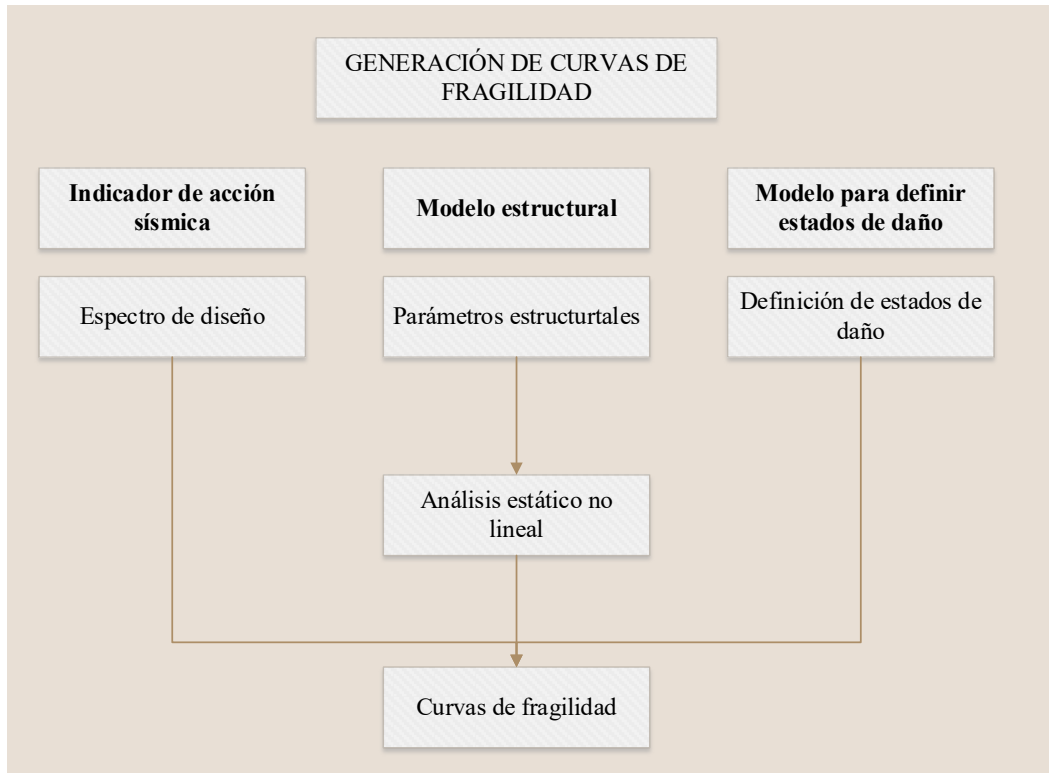


Figura 51. Proceso para generar las curvas de fragilidad.

7.3.1. Definición de los estados de daño

Para construir las curvas de fragilidad se debe establecer una descripción cualitativa del daño que se genera en los elementos de las estructuras y en sus contenidos, asociado a un parámetro de demanda ingenieril, de forma que se puedan establecer estos estados de daño en forma rápida, sencilla y global ante la acción de diferentes escenarios sísmicos.

A lo largo del tiempo se han desarrollado diversas clasificaciones con la intención de agrupar las condiciones que se producen en las estructuras y sus elementos posterior a los eventos sísmicos, un esquema que parece ser efectivo es el relacionado al nivel de la estructura que afecta:

- Local: un elemento específico.

- Intermedio: un conjunto de elementos, por ejemplo, el entrepiso de un edificio.
- Global: la estructura en su conjunto.

Para la determinación de los estados intermedio y global se recurre a la ponderación de estados a nivel local de los elementos en función de determinados criterios. Un ejemplo de ello es la propuesta de la *Federal Emergency Management Agency (FEMA, [51])* que expone diferentes niveles de daño en función del análisis visual, los diferentes niveles de esta propuesta se resumen en la Tabla 20.

Tabla 20. Clasificación de los estados de daño de acuerdo a los daños observados [51].

CLASIFICACIÓN DE ACUERDO A LOS DAÑOS OBSERVADOS	
Sin daño	Sin daños en el puente.
Ligero/menor	Agrietamiento ligero y desprendimiento de recubrimiento, grietas en recubrimiento de juntas constructivas, desprendimiento menor y agrietamiento en articulaciones, desprendimiento menor en la columna (solo reparación cosmética) o agrietamiento menor en el tablero.
Moderado	Cualquier columna con agrietamiento moderado (por cortante) y desprendimiento, remoción de recubrimiento (<2"), agrietamiento extensivo y desprendimiento en juntas constructivas, cualquier conexión con juntas constructivas dañadas o tornillos doblados, falla en el acero de refuerzo sin separarse, falla en los apoyos.
Extensivo	Cualquier columna degradada sin llegar al colapso, falla por cortante, movimiento residual significativo en las conexiones, mayor asentamiento, pérdida del recubrimiento, asentamientos diferenciales en conexiones, falla en recubrimiento de juntas constructivas.
Completo	Cualquier columna colapsada y pérdida de conexión en los soportes, cualquier daño que lleve al colapso inminente del tablero, inclinación de la subestructura debida a la falla de la cimentación.

Más allá de la evaluación cualitativa es necesario establecer una relación cuantitativa que incorpore la situación real con la analítica, de esta perspectiva se idearon índices o parámetros que involucran una o más variables en función del grado de estudio del daño en una estructura. Estos indicadores de daño suelen ser: deformación unitaria, curvatura, rotación, desplazamiento, fuerza, energía disipada y absorbida, entre otros.

Para evaluar el daño en el esquema local de los estados de daño se realizan análisis que permitan establecer relaciones entre: fuerza-deformación, momento-curvatura, momento-rotación. Una forma de evaluación de uso extendido es el de la ductilidad, que representa la capacidad de una

estructura o elemento de deformarse inelásticamente sin llegar a la falla y, deseablemente, sin pérdida considerable de resistencia, se estima mediante la relación entre la máxima demanda y la demanda que ocasiona la fluencia. La ductilidad se puede expresar de las siguientes formas [47]:

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_m}{\theta_y}$$

$$\mu_{\Phi} = \frac{\Phi_m}{\Phi_y}$$

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_m}{\Delta_y}$$

Donde:

θ	Rotación
Φ	Curvatura
Δ	Desplazamiento
m	Valor máximo alcanzado por la sección del elemento
y	Valor de fluencia de la sección del elemento

Es importante mencionar que emplear la ductilidad como parámetro de daño tiene como limitación la incapacidad de representar daño acumulado ante cargas cíclicas.

Otros trabajos realizados en el campo de los índices de daño son: Kim et. al. [52], donde se desarrolla un modelo empleando software para análisis no lineales de elementos finitos, simulando ciclos de fatiga y estableciendo modelos para los índices de daño en las estructuras, en función de los cambios en los valores de sus periodos fundamentales; Kowalsky [53] realiza un análisis de columnas de concreto reforzadas en puentes, donde establece y discute estados límite en función de los esfuerzos en los materiales. Más información del tema es discutida por Bonett [50] acerca de distintos esquemas de clasificación para los índices de daño propuestos en la literatura existente. Muntasir Bilah y Sharhria Alam [54] realizan una amplia recopilación del estado del arte en evaluación de fragilidad sísmica en puentes carreteros presentando diversas propuestas de autores, considerando elementos y configuraciones variadas.

Nielson [55] presenta valores para los estados de daño en función de la ductilidad en términos de la curvatura, los datos se condensan en la Tabla 21. Estos son los datos empleados para construir las curvas de fragilidad en comportamiento a flexión en este trabajo.

Tabla 21. Estados de daño utilizados para las curvas de fragilidad en comportamiento a flexión [55].

Estados de daño	Ductilidad de curvatura
Ligero	$1.00 < \mu < 1.58$
Moderado	$1.58 < \mu < 3.22$
Extensivo	$3.22 < \mu < 6.84$
Colapso	$6.84 < \mu$

Akbari [56] propone parámetros para los estados de daño en función de la distorsión angular, se presenta esta información en la Tabla 22, así mismo, esta referencia fue la utilizada para establecer los estados de daño para las curvas de fragilidad en el presente trabajo.

Tabla 22. Estados de daño utilizados para las curvas de fragilidad en comportamiento a cortante [56].

Estado limite (daño)	Descripción	Límite de distorsión angular
Casi ningún daño	Primera fluencia	$0.005 \leq \Delta < 0.007$
Daño ligero	Grietas y desprendimientos	$0.007 \leq \Delta < 0.015$
Daño moderado	Pérdida de recubrimiento	$0.015 \leq \Delta < 0.025$
Daño extensivo	Colapso incipiente de la columna	$0.025 \leq \Delta < 0.05$
Daño completo	Colapso de la columna	$0.05 \leq \Delta$

Las curvas de fragilidad son representativas de diferentes escenarios de daño, por lo que se dice representan la probabilidad de que una estructura en particular alcance un estado de daño específico, los estados de daño se definen en este trabajo de acuerdo a las Tablas 21 y 22, para estimar mecanismos de colapso a flexión y a cortante, respectivamente; mientras que la demanda sísmica se determinó en el Capítulo 4. El método utilizado para estimar las curvas de fragilidad analíticas utiliza el Método del Espectro de Capacidad (CSM, por sus siglas en inglés), definido de acuerdo con el ATC-40 [57], los análisis se desarrollaron con ayuda del programa SAP2000. Las curvas de demanda sísmica corresponden a los espectros de respuesta escalados, donde se estiman curvas representativas de cada escenario sísmico considerado, aceleración espectral vs. Desplazamiento espectral; la intersección de las curvas de demanda y capacidad definen la demanda esperada en el puente ante una intensidad sísmica, esto se representa en la Figura 52. Los valores de la media y dispersión que definan la capacidad y la demanda se representan por la intersección de la curva que se muestra en la Figura 51, valores que caracterizan el carácter aleatorio de estas variables.

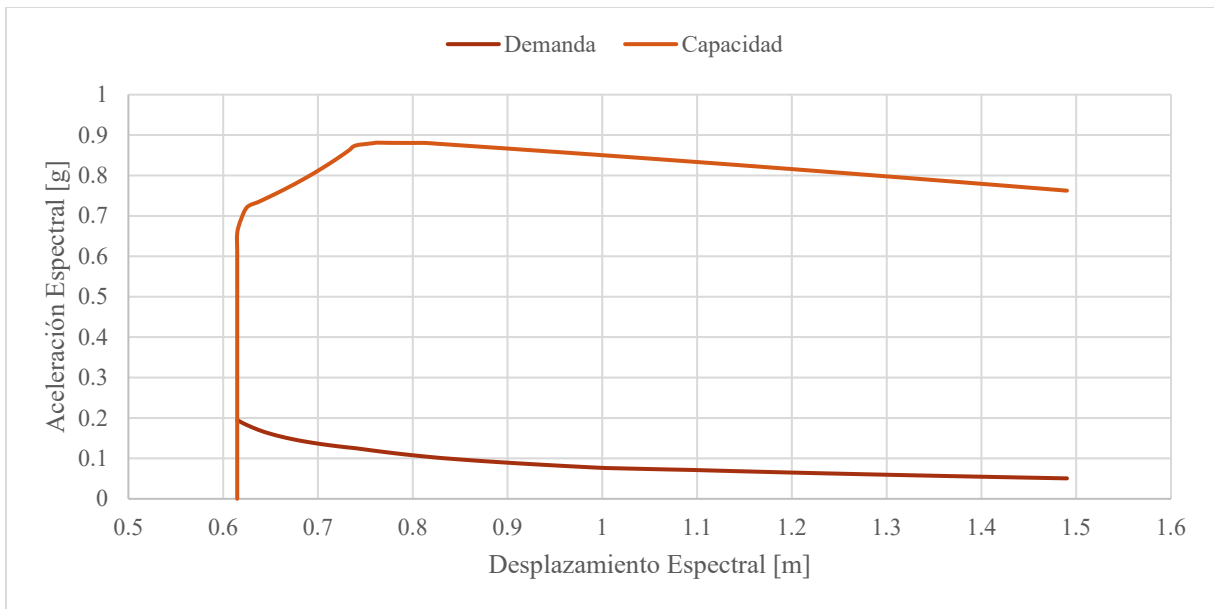


Figura 52. Espectro de capacidad.

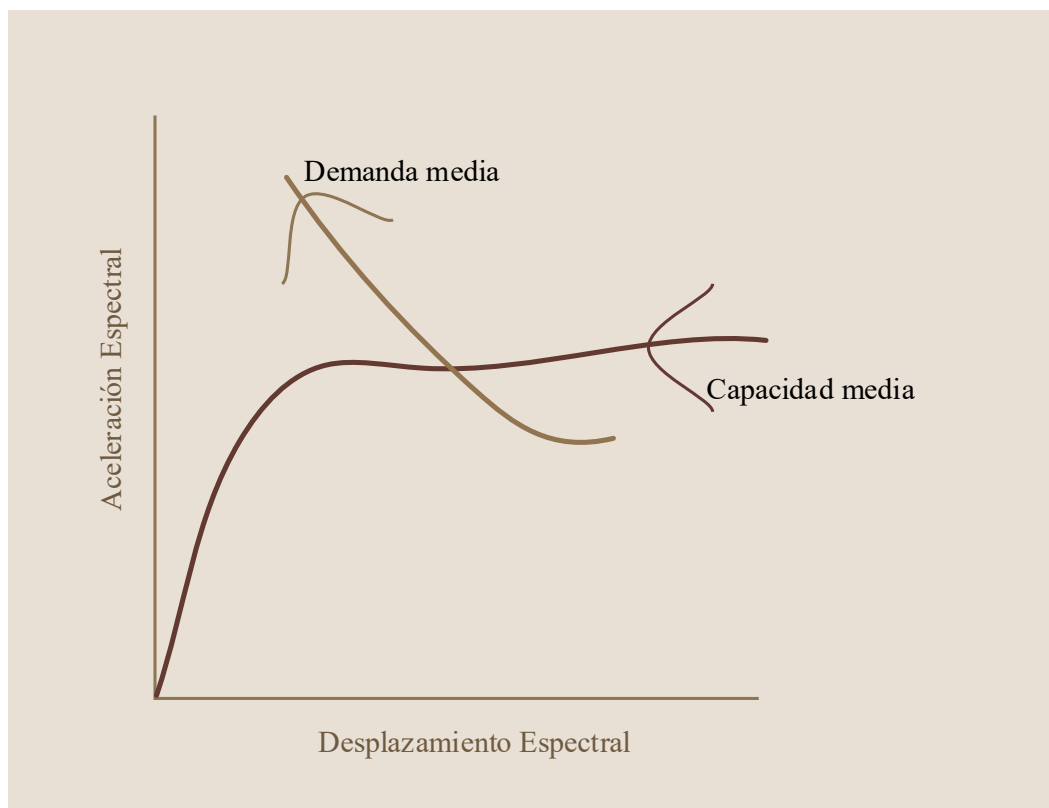


Figura 53. Proceso para generar las curvas de fragilidad.

La fragilidad es la probabilidad de alcanzar o exceder un estado límite de daño, capacidad sísmica (C), dada una cierta demanda sísmica (D), ambas variables son aleatorias y definen los diferentes niveles de comportamiento que puede presentar una estructura. Para definir un modelo probabilista asumimos que ambas variables aleatorias, capacidad y demanda, se pueden representar con una función de densidad de probabilidad lognormal, entonces la probabilidad condicionada queda definida por:

$$[D > C | PGA] = \Phi \left[\frac{\ln(S_d/S_c)}{\sqrt{\beta_{d|PGA, y_s}^2 + \beta_c^2}} \right]$$

Donde:

- Φ Función densidad de probabilidad normal estándar acumulada.
- PGA Máxima aceleración del suelo.
- y_s Valor esperado de la profundidad de socavación.
- $\beta_{d|PGA}$ Dispersión o desviación estándar logarítmica de la demanda condicionada a una medida de intensidad y una profundidad de socavación.
- β_c Dispersión o desviación estándar logarítmica de la capacidad, en este caso se considera una dispersión de 0,6 de acuerdo con Mander [58].

Seleccionados los estados de daño para cada uno de los mecanismos de colapso, se desarrollaron un conjunto de análisis estáticos no lineales hasta obtener una base de datos que permitió construir las curvas de fragilidad tanto para el comportamiento a flexión como para el comportamiento a cortante, ambos mecanismos de colapso se analizaron en forma independiente, las curvas obtenidas se pueden apreciar en la Figura 54, con el primer mecanismo y en donde se aprecian las franjas delimitadas para daño despreciable, ligero, moderado, severo y colapso, de acuerdo a la información de la Tabla 21; y en la Figura 55, se grafica el comportamiento de daño a cortante, siendo este el mecanismo de colapso dominante para la columna, solo se aprecian los tres primeros estados de daño, en lo referido en la Tabla 22 debido a que se llega a la falla en un intervalo de deformación muy corto.

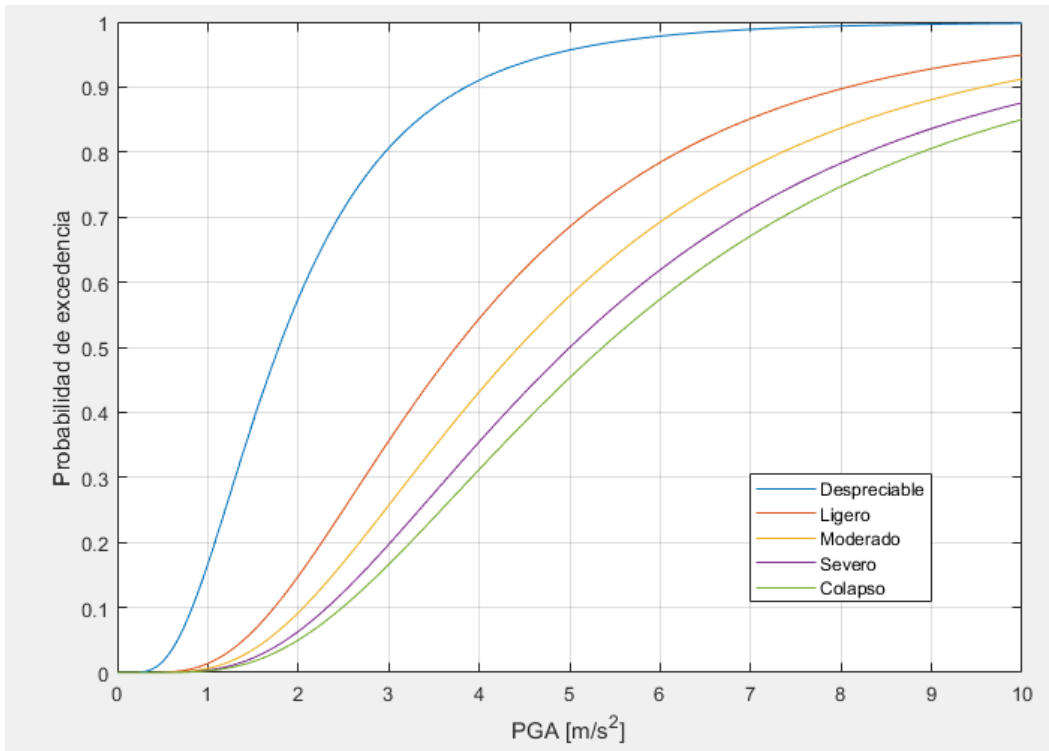


Figura 54. Curvas de fragilidad para mecanismo de colapso en comportamiento a flexión.

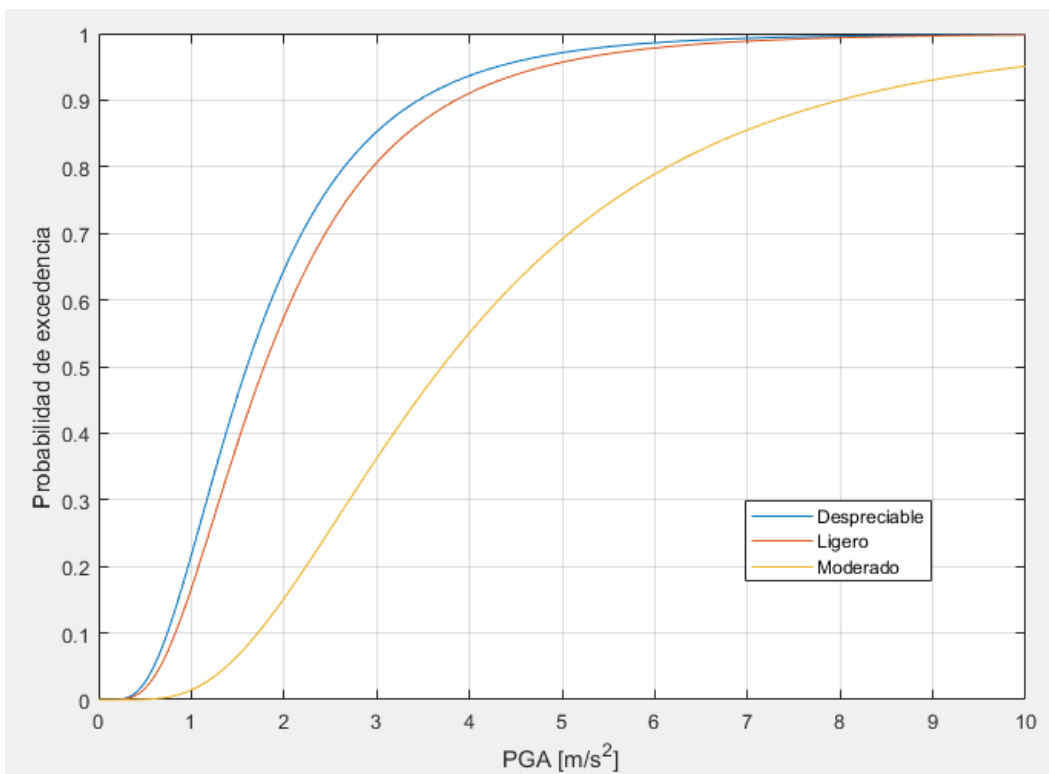


Figura 55. Curvas de fragilidad para mecanismo de colapso en comportamiento a cortante.

7.4. Modelo de confiabilidad del sistema

Conocer acerca de la confiabilidad de las estructuras se ha vuelto cada vez de mayor relevancia, ello con la finalidad de tener mejores referencias al momento de diseñar y evaluar las construcciones. Es de interés ingenieril garantizar niveles adecuados de seguridad para la vida útil de las estructuras con el fin de preservar los intereses sociales para los que son construidas. Trabajar en análisis de confiabilidad sísmica amerita ciertas consideraciones, entre las más importantes resaltan: la probabilidad de sismicidad en el lugar de construcción y la respuesta estructural más probable debida a un valor específico de sismicidad. El principal objetivo del análisis de confiabilidad sísmica es acoplar ambas probabilidades y definir indicadores para representar los niveles de seguridad estructural, en otras palabras, implica establecer parámetros cuantificables que permitan reconocer la respuesta de las estructuras ante las sollicitaciones a las que se ven sometidas [59].

Dentro de lo antes mencionado, uno de los parámetros de daño más conocidos es el índice de falla (λ_f) que representa el índice de excedencia anual para un estado de daño específico en la estructura. El índice de falla usualmente se asume como que la ocurrencia de sismicidad en la zona puede representarse como un proceso de Poisson homogéneo y que la estructura no presenta acumulación de daño. De esta forma, el colapso de la estructura se puede representar directamente como un proceso de Poisson homogéneo cuyo único parámetro λ_f se puede utilizar para estimar la probabilidad de falla en cualquier intervalo de tiempo. De acuerdo a Zanini et. al. [59], λ_f para un determinado estado de daño se puede calcular con la siguiente integral:

$$\lambda_f = \int_{im} P[f|im] |d\lambda_{im}|$$

Donde:

$P[f|im]$ Fragilidad: probabilidad de alcanzar y exceder un estado de daño condicionado a un parámetro de medida de intensidad de sismicidad (en este trabajo: PGA).

λ_{im} Curva de peligro sísmico

Conocido el índice de falla (λ_f), es posible establecer el proceso de Poisson para conocer la probabilidad de falla en un tiempo T (medido en años) de la siguiente manera:

$$P_{f,T} = 1 - e^{-\lambda_f T}$$

Determinada la probabilidad de falla, el índice de confiabilidad se obtiene con la siguiente expresión:

$$\beta_T = -\Phi^{-1}(P_{f,T})$$

Conocidos el peligro sísmico del sitio y la fragilidad de la estructura, se procedió a estimar el índice de excedencia anual, de acuerdo a la propuesta de Zanini et. al. [59], los análisis nos llevaron a un valor de $\lambda_f = 2.21589E - 05$. Conocido este parámetro estimamos la probabilidad de falla mediante el proceso de Poisson de donde se obtuvo que $P_{f,T} = 1 - e^{-\lambda_f T} = 0.001661$, y con ello finalmente estimamos el índice de confiabilidad del viaducto como:

$$\beta_T = -\Phi^{-1}(0.001661) = 2.936$$

7.5. Discusión y análisis de resultados

De acuerdo con los resultados obtenidos del análisis del modelo probabilista propuesto obtuvimos que un índice de confiabilidad del viaducto de 2.936, lo cual nos indica que se encuentra de los valores considerados en los códigos vigentes basados en factores de carga y reducción de resistencia. De lo cual concluimos que el viaducto fue diseñado dentro de límites normales de seguridad, para una mayor vida útil se recomienda índices de confiabilidad de alrededor de 5, pero estos valores mayores representan una inversión superior que es difícil de considerar en un país como el nuestro. Por lo cual se concluye en este trabajo que el viaducto de Zapopan se encuentra dentro de un límite aceptable de riesgo sísmico.

Conclusiones

Este trabajo se dirige a los siguientes aspectos relacionados con el comportamiento estructural de los puentes de ferrocarril: el análisis de los factores que contribuyen a las demandas, la caracterización del riesgo sísmico y la confiabilidad de la estructura.

La tesis se compone de 7 capítulos cuyo contenido se explica a continuación:

Un primer capítulo aborda los antecedentes de los ferrocarriles, describiendo la terminología empleada en este ámbito, así como en materia de viaductos, una breve reseña de historia en México, así como la descripción del proyecto de la línea 3 del tren ligero; se concluye con algunos conceptos en torno a la confiabilidad.

El segundo capítulo es utilizado para explicar la normativa empleada para el diseño de puentes de ferrocarril en México.

En el tercer capítulo se describen las cargas que son consideradas para el diseño de los viaductos.

El cuarto capítulo contiene la caracterización de la zona sísmica sobre la que se encuentra el proyecto, haciendo énfasis en el municipio de Zapopan y concluye con los datos de riesgo sísmico obtenidos para dicha zona.

En el capítulo cinco se comentan las características del proyecto de la línea 3 del tren ligero: la superestructura, subestructura, los materiales empleados y el proceso constructivo.

El sexto capítulo aborda los detalles en cuanto al modelo numérico construido y los análisis realizados.

Por último, el capítulo séptimo y final detalla los modelos de probabilidad empleados para llegar a los resultados de confiabilidad.

Como resumen del trabajo realizado y los resultados obtenidos se pueden considerar las siguientes conclusiones generales:

- Existe en México un rezago importante en materia de transporte ferroviario, hasta años recientes se mostraba poco interés. Otros países promueven el desarrollo de sistemas multimodal con la finalidad de optimizar el movimiento de bienes y personas en sus territorios y fuera de ellos. Una mejor comprensión por parte de los ingenieros en este tipo

de sistemas contribuirá a desarrollar procesos adecuados para el desarrollo de esta rama de movilidad.

- En México no existe una normativa adecuada para el desarrollo de los proyectos ferroviarios, es importante adecuar las regulaciones para ofrecer lineamientos que cubran de forma correcta las solicitudes de las estructuras y que funcionen de guía para los encargados de los proyectos.
- La probabilidad es una herramienta que contribuye de manera importante en la predicción de daños, existiendo amplias investigaciones y utilizando las herramientas proporcionadas por los organismos gubernamentales de nuestro país, es posible construir escenarios para evaluar el peligro sísmico de las zonas como se demuestra en el capítulo 4.
- Recurrir a modelos muy elaborados no garantizan una mejor aproximación a la realidad, hay que tener juicio de cuándo se requiere un modelo simple o uno complejo en función del desarrollo de cada proyecto, ya que los recursos, siendo el tiempo uno de ellos, son limitados.
- Con la finalidad de optimizar, es de vital importancia reconocer dentro de un sistema los componentes que representan dentro de la “cadena”, el “eslabón” más débil, es decir, aquellos elementos cuya probabilidad de fallar es mayor. Y una vez identificados esos elementos conducir los recursos a mejorarlos.
- Trabajar con probabilidad dentro de la ingeniería estructural proporciona una variedad muy amplia de herramientas para desarrollar metodologías constructivas o de mejoramiento para los sistemas y permite alcanzar de manera más directa la optimización, que es la aplicación de la ingeniería.

Esta tesis pretende contribuir a subsanar un poco el rezago que existe en información en materia ferroviaria y de confiabilidad en México, de manera que existe un gran trabajo por el que continuar, algunas propuestas de líneas de investigación a desarrollar o ampliar son las siguientes:

- Desarrollar herramientas generales (manuales, metodologías, procedimientos) que sirvan de precedente para normatividad adecuada en el rubro de las estructuras enfocadas al ámbito ferroviario.
- Zonificación y caracterización en el territorio nacional con la finalidad de construir sistemas de riesgo y peligro sísmico que faciliten los estudios de factibilidad de los proyectos.
- Llevar a cabo más trabajos de confiabilidad en los proyectos en desarrollo para identificar problemas y corregirlos durante su desarrollo.
- Considerar más mecanismos de falla que puedan contribuir de manera prematura al colapso de las estructuras ferroviarias.

Índice de Figuras

Figura 1. Clasificación de los sistemas de transporte.	4
Figura 2. Densidad de la red ferroviaria en el mundo [10].	6
Figura 3. Esquema de riel.	9
Figura 4. Sistema vía-durmiente-sujeción.	9
Figura 5. Sección transversal tipo de una línea de ferrocarril.	10
Figura 6. Proceso del ferrocarril en México [14].	11
Figura 7. Mapa del sistema ferroviario en México [15].	13
Figura 8. Volumen de carga transportada 2000-2015 (millones) [15].	14
Figura 9. Efectos dinámicos de ferrocarriles en puentes [18].	15
Figura 10. Clasificación de las líneas de vida urbanas.	17
Figura 11. Tipos de carga consideradas en el proyecto de viaductos.	26
Figura 12. Marco tectónico del Bloque de Jalisco con detalle de las características tectónicas y volcánicas más importantes [34].	34
Figura 13. Mapa de sismos históricos del Bloque de Jalisco [34].	37
Figura 14. Localización geográfica de los estudios de suelos en la Zona Metropolitana de Guadalajara [35].	38
Figura 15. Zonificación por aceleraciones máximas en la ZMG [36].	38
Figura 16. Isoperiodos en la ZMG [36].	39
Figura 17. Zonificación por coeficientes sísmicos de la ZMG [36].	39
Figura 18. Tasa de excedencia anual para Zapopan, Jalisco.	40
Figura 19. Probabilidad de excedencia Zapopan, Jalisco para una vida útil de 75 años.	41
Figura 20. Función de densidad de la probabilidad de exceder una aceleración para Zapopan para una vida útil de 75 años.	41
Figura 21. Funciones de densidad de Zapopan correspondiente a los datos obtenidos y a una función ajustada: a) probabilidad de no excedencia; b) probabilidad de excedencia.	42
Figura 22. Trazo del proyecto de la línea 3 del tren ligero [38].	43
Figura 23. Ejecución del proyecto de la Línea 3 del tren ligero [39].	44
Figura 24. Columna del viaducto en la Av. Manuel Ávila Camacho [40].	46
Figura 25. Diagrama de flujo del proceso constructivo, adaptado de [31].	49
Figura 26. Corte transversal de la sección cajón.	52
Figura 27. Esquema general de la sección transversal del modelo.	52
Figura 28. Configuración del diafragma para el modelo.	53

Figura 29. Distribución de los apoyos sobre el capitel de la columna.....	54
Figura 30. Disposición del acero de refuerzo en las pilas.....	57
Figura 31. Secciones transversales de las columnas.....	57
Figura 32. Variación en la longitud de la columna.....	58
Figura 33. Modelo esfuerzo-deformación para el concreto no confinado.....	65
Figura 34. Modelo esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo.....	65
Figura 35. Diagrama M- ϕ del criterio de Diseño Sísmico de Caltrans [46].	66
Figura 36. Utilidad <i>Section Designer</i> del SAP2000.	68
Figura 37. Diagrama momento-curvatura: curva de integración exacta [42].	68
Figura 38. Diagrama momento curvatura para columnas interiores.....	69
Figura 39. Diagrama momento curvatura para columnas exteriores.....	69
Figura 40. Curva YULRX [42].....	70
Figura 41. Curva idealizada para el modelo en columnas externas.....	71
Figura 42. Curva idealizada para el modelo en columnas centrales.....	71
Figura 43. Superficies de interacción: (a) 3D, (b) M2-M3, (c) P-M2, (d) P-M3 [42]......	72
Figura 44. Puntos en el diagrama de interacción [42].	73
Figura 45. Diagrama de interacción para las columnas del modelo.....	74
Figura 46. Comportamiento de las columnas sometidas a cargas.....	75
Figura 47. Columna seleccionada para el análisis <i>pushover</i>	77
Figura 48. Curva de capacidad en el estado límite de comportamiento a flexión.....	77
Figura 49. Curva de capacidad en el estado límite de comportamiento a cortante.....	78
Figura 50. Capacidad sísmica del puente ante los mecanismos de colapso a cortante y flexión..	78
Figura 51. Proceso para generar las curvas de fragilidad.....	84
Figura 52. Espectro de capacidad.....	88
Figura 53. Proceso para generar las curvas de fragilidad.....	88
Figura 54. Curvas de fragilidad para mecanismo de colapso en comportamiento a flexión.....	90
Figura 55. Curvas de fragilidad para mecanismo de colapso en comportamiento a cortante.....	90

Índice de Tablas

Tabla 1. Relación de empresas ferroviarias y sus asignaciones o concesiones [15].....	12
Tabla 2. Longitud de vía en México [15].	12
Tabla 3. Sismos de importancia acontecidos en el Bloque de Jalisco.	36
Tabla 4. Diámetros nominales comerciales de varillas de acero.	48
Tabla 5. Modelado de componentes [41].....	51
Tabla 6. Propiedades de las juntas interiores y transversales empleadas en el modelo.....	54
Tabla 7. Cálculo de rigidez horizontal.....	55
Tabla 8. Cálculo del factor de forma.	56
Tabla 9. Cálculo de rigidez vertical.	56
Tabla 10. Estimación de sobrecargas muertas.	59
Tabla 11. Estimación de valores para carga viva por número de vagones.	60
Tabla 12. Valores de las cargas permanentes empleadas en el modelo.....	61
Tabla 13. Valores de las cargas transitorias empleadas en el modelo.	61
Tabla 14. Combinaciones y factores de carga según AASHTO [25].	62
Tabla 15. Factores para cargas permanentes según AASTHO [25].	62
Tabla 16. Combinaciones y factores de carga contemplados en el modelo.....	63
Tabla 17. Puntos de las curvas idealizadas para las columnas.	72
Tabla 18. Puntos del diagrama de interacción para el modelo.	74
Tabla 19. Propiedades inelásticas de las secciones de las columnas en el modelo.	76
Tabla 20. Clasificación de los estados de daño de acuerdo a los daños observados [51].....	85
Tabla 21. Estados de daño utilizados para las curvas de fragilidad en comportamiento a flexión [55].....	87
Tabla 22. Estados de daño utilizados para las curvas de fragilidad en comportamiento a cortante [56].....	87

Referencias

- [1] OCDE, «Revisión del FIT-OCDE sobre el desarrollo del ferrocarril de transporte de carga en México,» International Transport Forum, 2014.
- [2] El Informador, «López Obrador insiste en dar por terminada L3 del Tren Ligero,» *INFORMADOR.MX*, 1 Julio 2020.
- [3] S. Flores, «Avanza proyecto de la Línea 4 del Tren Ligero,» *INFORMADOR.MX*, 23 Junio 2020.
- [4] EXPANSIÓN, «El Tren Maya inicia su construcción en el tramo de Palenque-Escárcega,» *EXPANSIÓN*, 17 Junio 2020.
- [5] Bnamericas, «México iniciaría construcción de tramo 5 de Tren Maya en agosto,» *Bnamericas*, 6 Julio 2020.
- [6] El Ceo, «Tren México-Toluca se prepara para volver a la carga,» *El Ceo*, 15 Junio 2020.
- [7] HERALDO DE MÉXICO, «Toma Fonadin concesión del Tren Interurbano México-Toluca,» *HERALDO DE MÉXICO*, 9 Julio 2020.
- [8] M. Á. Zavala Robles, «Trenes Vs. Carreteras y camiones,» <https://sites.google.com/view/trenes-vs-carreteras/p%C3%A1gina-principal>, San Juan del Río, Querétaro, 2020.
- [9] M. García, «Tren rápido México-Querétaro es una opción rentable,» *El Sol de San Juan del Río*, 14 Junio 2020.
- [10] A. López Pita, *Infraestructuras ferroviarias*, Cataluña: Universidad Politécnica de Cataluña, 2006.
- [11] M. J. C. M. Vromans, «Reliability of Railway Systems,» Erasmus Research Institute of Management (ERIM), Países Bajos, 2005.

- [12] A. Keim, «Notas de la materia transporte IV: Ferrocarriles,» Universidad Nacional de Rosario, Rosario, Argentina, 2013.
- [13] Comité Consultivo Nacional de Normalización de Transporte Ferroviario (CCNN-TF), «PROYECTO DE NORMA OFICIAL MEXICANA PROY-NOM-003-ARTF-2018, SISTEMA FERROVIARIO-SEGURIDAD-CLASIFICACIÓN Y ESPECIFICACIONES DE VÍA,» Norma Oficial Mexicana, Ciudad de México, 2018.
- [14] F. J. Gorostiza, «Renacimiento de los ferrocarriles mexicanos de carga,» Asociación Mexicana de Ferrocarriles, Ciudad de México, 2011.
- [15] Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), «Anuario Estadístico Ferroviario,» México, 2015.
- [16] «© 2019 Historia del Transporte Publico de Guadalajara, Jalisco,» [En línea]. Available: http://guadalararutastransporte.mex.tl/622728_Tren-Ligero--SITEUR--Origen.html. [Último acceso: enero 2019].
- [17] C. Quevedo Galván, «Línea 3 del tren ligero de Guadalajara,» SCT, Guadalajara.
- [18] L. Frýba, Dynamics of railway bridges, República Checa, 1996.
- [19] T. Katayama, «Recent developments in lifeline earthquake engineering,» de *Earthquake Engineering, Tenth World Conference*, Balkema, Rotterdam, 1994.
- [20] J. Li y J. He, «A recursive decomposition algorithm for network seismic reliability evaluation,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 31, pp. 1525-1539, 2002.
- [21] A. Sevtap Selcuk y M. Semih Yucemen, «Reliability of Lifeline Networks with Multiple Sources under Seismic Hazard,» *Natural Hazards*, vol. 21, pp. 1-18, 2000.
- [22] A. Sevtap Selcuk y M. Semih Yucemen, «Reliability of lifeline networks under seismic hazard,» *Reliability Engineering and System Safety*, vol. 65, pp. 213-227, 1999.
- [23] Asociación Mexicana de Ferrocarriles, A. C., «Asociación Mexicana de Ferrocarriles,» Asociación Mexicana de Ferrocarriles, [En línea]. Available: <https://amf.org.mx/sabias-que/>. [Último acceso: agosto 2019].
- [24] Cámara de Diputados del H. Congreso de la Unión, «Ley reglamentaria del servicio ferroviario,» Diario Oficial de la Federación, México, 1995.

- [25] AASHTO, «AASHTO LRFD Bridge Design Specifications,» American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, 2010.
- [26] American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, «Manual for Railway Engineering,» AREMA, 1999.
- [27] Secretaria de Comunicaciones y Transportes, «Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares: Cargas y Acciones,» SCT, 2001.
- [28] Secretaria de Comunicaciones y Transportes, «Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares: Viento,» SCT, 2001.
- [29] The European Union, «Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue,» European Committee for Standardization, Bruselas, Bélgica, 2005.
- [30] The European Union, «Eurocode 3: Design of steel structures - Part 2: Steel bridges,» European Committee for Standardization, Bruselas, Bélgica, 2006.
- [31] Secretaría de Comunicaciones y Transportes, «DGTFM2112-ME-G00-ESTRU-00001-CRITERIOS DE DISEÑO DEL VIADUCTO ELEVADO,» Dirección General de Transporte Ferroviario y Multimodal, Guadalajara, 2012.
- [32] Secretaria de Comunicaciones y Transportes, «FASE 2: ANÁLISIS, INTEGRACIÓN Y DESARROLLO DE LA INFORMACIÓN PREVIA RECOPIADA Y AVANCE DE CAMPAÑA PRELIMINAR DE INGENIERIA DE CAMPO (FASE 3.1). REV.01.,» Dirección General de Transporte Ferroviario y Multimodal, Guadalajara, 2012.
- [33] J. M. Jara Guerrero y M. Jara Díaz, Peligro Sísmico, Morelia: Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, 2007.
- [34] F. J. Núñez Cornú, «Peligro Sísmico en el Bloque de Jalisco, México,» *Física de la Tierra*, vol. 23, n° 1, pp. 199-229, 2011.
- [35] P. E. Zamudio Zavala y I. Gómez Mora, «Zonificación Sísmica de la Zona Metropolitana de Guadalajara, una propuesta de modificación de las NTC para diseño por sismo de 1997,» de *XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería y Geotécnica*, Mérida, Yucatán, México, 2016.
- [36] P. E. Zamudio Zavala, I. Gómez Mora y P. A. Mayoral Ruiz, «Zonificación sísmica de la zona metropolitana de Guadalajara a partir del MDOC del IIE de la CFE 2015,» de *XXIX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*, Leon, Guanajuato, México, 2018.

- [37] L. I. Vanegas Espinosa, Pozos de inyección profunda: Recarga artificial de acuíferos con aguas pluviales y disminución de inundaciones en el AMG, San Pedro Tlaquepaque, Jalisco: Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Occidente, 2017.
- [38] Secretaría de Comunicaciones y Transportes, «Proyecto de transporte masivo de pasajeros en la modalidad de tren ligero entre los municipios de Zapopan, Guadalajara y Tlaquepaque, Jalisco,» Dirección General de Transporte Ferroviario y Multimodal, Guadalajara, 2013.
- [39] V. H. Ornelas, «Instalan la primera trabe de la línea 3 del Tren Ligero,» *MILENIO*, 9 Octubre 2015.
- [40] Google Earth, «Google Earth,» Zapopan, 2019.
- [41] A. Aviram, K. R. Mackie y B. Stojadinović, Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California, Sacramento, CA: PEER Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008.
- [42] M. G. López Chávez, Funciones de demanda estructural de puentes carreteros típicos en México, Morelia, Michoacán: Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo: Tesis de Maestría, 2013.
- [43] Gobierno de la Ciudad de México, Normas Técnicas Complementarias, Ciudad de México: Gaceta Oficial del Gobierno de la Ciudad de México, 2017.
- [44] J. Mander, M. Priestley y R. Park, «Theoretical Stress–Strain Model for Confined Concrete,» *Journal of the Structural Division ASCE*, vol. 144, n° 8, pp. 1804-1826, 1998.
- [45] R. Park y T. Paulay, Reinforced Concrete Structures, Canada: John Wiley and Sons, Inc., 1975.
- [46] Caltrans, Caltrans Seismic Design Criteria, Version 2.0, California: California Department of Transportation, 2019.
- [47] T. & P. M. J. Paulay, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, New York: John Wiley and Sons, Inc., 1992.
- [48] H. Krawinkler y G. Seneviratna, «Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation,» *Engineering structures*, vol. 20, n° 4-6, pp. 452-464, 1998.
- [49] A. Elnashai, «Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications,» *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 12, n° 1, pp. 51-69, 2001.

- [50] R. L. Bonett Díaz, *Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*, Barcelona, España: Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Cataluña, 2003.
- [51] Federal Emergency Management Agency , «Hazus-MH 2.1, Technical Manual, Multi-hazard Loss Estimation Methodology,» FEMA, Washington, D.C., 2003.
- [52] T.-H. Kim, K. Lee, Y.-S. Chung y H. Shin, «Seismic damage assessment of reinforced concrete bridge columns,» *Engineering Structures*, vol. 27, pp. 576-592, 2005.
- [53] M. J. Kowalsky, «Deformation Limit States for Circular Reinforced Concrete Bridge Columns,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 126, n° 8, pp. 869-878, 2000.
- [54] A. Muntasir Billah y M. Sharhria Alam, «Seismic fragility assessment of highway bridges: astate-of-the-art review,» *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*, vol. 11, n° 6, pp. 804-832, 2014.
- [55] B. G. Nielson, *Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones*, Georgia: Tesis: School of Civil and Environmental Engineering Georgia Institute of Technology, 2005.
- [56] R. Akbari, «Seismic fragility analysis of reinforced concretecontinuous span bridges with irregular configuration,» *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*, vol. 8, n° 9, pp. 873-889, 2012.
- [57] Applied Technology Council, *Seismic evaluation and retrofit concrete buildings*, California: ATC-40, 1996.
- [58] J. B. Mander, «Fragility curve development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges,» *Research Progress and 89*, vol. 89, 1999.
- [59] M. A. Zanini, L. Hofer, F. Faleschini y C. Pellegrino, «Seismic Reliability Analysis: Application to an Existing Single-Span Open-Spandrel RC Arch Bridge,» de *International Conference on Arch Bridges*, Springer, Cham, 2019.
- [60] Comisión Nacional de Seguros y Finanzas, «Diario Oficial de la Federación,» 14 abril 2013. [En línea]. Available: http://www.dof.gob.mx/nota_detalle_popup.php?codigo=5465856. [Último acceso: agosto 2019].

- [61] A. J. Toselli, «Dorsales Oceánicas,» de *Elementos Básicos de Petrología Ígnea*, San Miguel de Tucumán, Universidad Nacional de Tucumán San Miguel de Tucumán, 2010.
- [62] Servicio Geológico Mexicano (SGM), «Glosario,» 15 Enero 2017. [En línea]. Available: https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Informacion_complementaria/Glosario.html. [Último acceso: Noviembre 2019].