



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
GEOTECNIA - CIMENTACIONES

DESARROLLO DE CURVAS DE FRAGILIDAD PARA PUENTES URBANOS  
DESPLANTADOS EN SUELOS BLANDOS, SUJETOS A AMBIENTES SÍSMICOS  
TRIDIMENSIONALES

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
JIMENA ROSAS CASTILLO

TUTOR PRINCIPAL  
DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA  
INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, MARZO DE 2024.



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas**

### **Tesis digitales**

### **Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS ©**

### **PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



*Desarrollo de curvas de fragilidad para puentes urbanos en suelos blandos sujetos a ambientes sísmicos tridimensionales*

---

---



## **JURADO ASIGNADO**

Presidente: Dr. Auvinet Guichard Gabriel

Secretario: Dr. Mánica Malcom Miguel Ángel

1<sup>er</sup>. Vocal: Dr. Juan Manuel Mayoral Villa

2<sup>do</sup>. Vocal: Dra. Ossa López Alexandra

3<sup>er</sup>. Vocal: Dr. Ramírez Guzmán Leonardo

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: CIUDAD DE MÉXICO

### **TUTOR DE TESIS:**

DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA  
ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA

---

**FIRMA**

---



*Desarrollo de curvas de fragilidad para puentes urbanos en suelos blandos sujetos a ambientes sísmicos tridimensionales*

---

---



### ***Agradecimientos***

*Al Dr. Juan Manuel Mayoral, por su dedicación y paciencia, así como por el apoyo y excelentes consejos.*

*A mis sinodales, por dedicar su preciado tiempo a la revisión de este trabajo de investigación, y por sus certeros comentarios que sin lugar a duda contribuyeron al enriquecimiento de este trabajo.*

*A mis padres y a mis hermanas por su incondicional apoyo moral y económico durante esta etapa de formación profesional.*

*A los integrantes del Grupo de Modelado Numérico Avanzado, quienes me compartieron sus extensos conocimientos y preciadas enseñanzas.*

*Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por abrirme las puertas y otorgarme un espacio de trabajo y demás herramientas que me permitieron alcanzar este objetivo.*

*Al Consejo de Ciencia y Tecnología CONACYT, por el apoyo económico otorgado para la realización de este posgrado.*

---



## ÍNDICE

<b>RESUMEN</b> .....	i
<b>OBJETIVO</b> .....	ii
<b>ALCANCES</b> .....	ii
<b>1. Introducción</b> .....	1
<b>2. Antecedentes</b> .....	3
<b>2.1. Daños ocurridos en puentes de México durante eventos sísmicos históricos</b> .....	5
2.1.1. Daños causados por el sismo del 19 de septiembre de 2017 .....	6
2.1.2. Daños causados por el sismo del 19 de septiembre de 2022 .....	9
<b>2.2. Ambiente sísmico tridimensional</b> .....	11
<b>2.3. Vulnerabilidad sísmica en puentes</b> .....	14
<b>2.4. Fuentes sísmicas que afectan la Ciudad de México</b> .....	17
<b>2.5. Zonificación geotécnica de la Ciudad de México</b> .....	18
<b>2.6. Zonificación sísmica de la Ciudad de México</b> .....	20
<b>2.7. Normatividad para el diseño de puentes</b> .....	21
<b>3. Marco metodológico</b> .....	22
<b>3.1. Esquema global para el desarrollo de curvas de fragilidad</b> .....	22
<b>3.2. Espectro de peligro uniforme</b> .....	24
<b>3.3. Historias de tiempo sintéticas</b> .....	25
<b>3.4. Desarrollo de curvas de fragilidad</b> .....	26
<b>3.5. Índice de daño, estados de daño y evaluación de la probabilidad de falla</b> ..	28
<b>3.6. Características del método de análisis</b> .....	29
<b>3.7. Propagación de ondas en FLAC3D</b> .....	31
<b>4. Caso de estudio</b> .....	33
<b>4.1. Paso elevado con un apoyo (caso 1)</b> .....	33
<b>4.2. Paso elevado con siete apoyos (caso 2)</b> .....	34
<b>4.3. Perfil de suelo</b> .....	34
<b>4.4. Curvas normalizadas del módulo de rigidez al esfuerzo cortante y amortiguamiento</b> .....	37
<b>4.5. Ambiente sísmico</b> .....	38

---





<b>4.6. Análisis de la respuesta de sitio .....</b>	<b>47</b>
<b>4.7. Modelo numérico para el caso de estudio 1 .....</b>	<b>58</b>
<b>4.8. Modelo numérico para el caso de estudio 2 (7 apoyos) .....</b>	<b>59</b>
<b>5. Análisis de resultados .....</b>	<b>61</b>
<b>5.1. Estimación del índice de daño considerando el sismo en dos y tres direcciones.....</b>	<b>61</b>
<b>5.2. Curvas de fragilidad ante eventos sísmicos tridimensionales y bidimensionales (Caso 1).....</b>	<b>64</b>
<b>5.3. Curvas de fragilidad ante eventos sísmicos tridimensionales (Caso 2) .....</b>	<b>67</b>
<b>6. Aplicación de la metodología.....</b>	<b>70</b>
<b>7. Conclusiones.....</b>	<b>72</b>
<b>Referencias .....</b>	<b>74</b>
<b>ANEXO 1 .....</b>	<b>85</b>

---



*Desarrollo de curvas de fragilidad para puentes urbanos en suelos blandos sujetos a ambientes sísmicos tridimensionales*

---

---



## **RESUMEN**

Los puentes construidos sobre suelos blandos, como las arcillas de alta compresibilidad de la Ciudad de México, pueden presentar una alta vulnerabilidad sísmica debido a la baja resistencia al esfuerzo cortante, baja rigidez y alto índice de plasticidad del suelo. Esta última característica se ha correlacionado con niveles bajos de amortiguamiento, incluso para grandes deformaciones, lo cual genera amplificaciones importantes de los movimientos sísmicos. Estos factores conllevan a una probabilidad mayor de experimentar fallas, ocasionando la pérdida de funcionalidad e interrupción de la red de transporte después de algún evento sísmico extremo. Por ello, el diseño de puentes urbanos construidos sobre suelos blandos, situados en ciudades densamente pobladas, requiere el uso de modelos de análisis capaces de establecer adecuadamente la probabilidad de alcanzar o superar un determinado estado de daño ante algún evento sísmico. En este trabajo se presenta la evaluación de la vulnerabilidad de un puente urbano construido sobre los suelos blandos de la Ciudad de México. Para evaluar la respuesta sísmica puente-cimentación-suelo se desarrollaron una serie de modelos numéricos tridimensionales con el software FLAC<sup>3D</sup>. Como ambiente sísmico se consideraron eventos intraplaca y de subducción, expresados en términos de espectros de peligro uniforme para diferentes periodos de retorno (i.e., 125, 187, 250, 362, 475, 1475 y 2475 años), en las tres componentes de movimiento. Para definir la vulnerabilidad sísmica del puente, se generaron curvas de fragilidad derivadas de los análisis mediante modelos numéricos, donde el índice de daño es definido en términos de los desplazamientos relativos en las columnas. De acuerdo con los resultados, se observó que la probabilidad de llegar a un estado de daño es mayor considerando la componente vertical debido a un incremento en el nivel de desplazamientos induciendo mecanismos de falla en la superestructura.



## **OBJETIVO**

Evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes en zonas densamente pobladas y propensas a sufrir terremotos, aplicando una metodología novedosa, desarrollando curvas de fragilidad empleando ambientes sísmicos tridimensionales que tomen en cuenta los aspectos más importantes que rigen el daño de una estructura elevada y considerando las dos zonas sísmicas de mayor influencia para la Ciudad de México (normal y subducción).

## **ALCANCES**

En esta investigación se generaron curvas de fragilidad para puentes o viaductos elevados construidos en suelos blandos de la Ciudad de México, que consideren ambientes sísmicos tridimensionales, e interacción suelo-cimentación-estructura. Estas curvas relacionan el parámetro de intensidad sísmica y la aceleración máxima del terreno, con la probabilidad de exceder o alcanzar un cierto estado de daño (mínimo, moderado, severo y completo). De manera adicional, se comentan las recomendaciones de diseño de acuerdo con normativas nacionales e internacionales, para su desempeño óptimo.



## 1. Introducción

Las fallas de puentes y pasos elevados urbanos durante terremotos (Torres y Rodríguez, 2013; Bray y Frost, 2010; Rivera y Meli, 2008; Franchetti *et al.*, 2004; Pestana *et al.*, 2004; Zelinski *et al.*, 1994; Yashinsky *et al.*, 2010; Housner *et al.*, 1990; Kawashima *et al.*, 2001; Priestley y Uang, 1994) han demostrado la importancia de definir un enfoque adecuado para evaluar y mejorar el desempeño de estos sistemas ante eventos extremos.

Las curvas de fragilidad, son funciones que describen la probabilidad de que una estructura alcance o exceda un estado límite de daño específico, dada una respuesta estructural, ante una excitación a un valor de intensidad sísmica dado Porter (2015). En estas funciones, la intensidad sísmica se puede caracterizar por parámetros como: la aceleración espectral  $S_a$ , la velocidad espectral  $S_v$ , el desplazamiento espectral  $S_d$ , la aceleración máxima del terreno  $PGA$ , la velocidad máxima del suelo  $PGV$  y la deformación permanente del suelo  $PGD$ .

Las curvas de fragilidad disponibles en la literatura técnica consideran entornos sísmicos bidimensionales con análisis en el dominio de la frecuencia (Mayoral *et al.*, 2017; Gómez y Soria, 2013; Roman *et al.*, 2019), sin considerar la componente vertical del sismo en la respuesta del sistema. En un número limitado de estudios, se han desarrollado análisis dinámicos para puentes integrando los movimientos verticales del terreno sin considerar el efecto de la interacción suelo-cimentación-estructura, los efectos de sitio ni el contenido de frecuencias (Pitilakis *et al.*, 2014; Papazoglu y Elnashai, 1996; Saadeghvariri y Foutch, 1991; Yu *et al.*, 1996; Button *et al.*, 2002). En este sentido, se ha visto que el uso de entornos sísmicos tridimensionales permite representar en forma realista el comportamiento de las estructuras. Además, tener en cuenta la componente vertical del movimiento conduce a cambios en la magnitud de la carga axial de los elementos estructurales, que es un factor que determina su capacidad (Jong *et al.*, 2015; Erduran y Yakut, 2004) y aumenta el momento de volteo.

Para el diseño sísmico, la aceleración de la componente vertical se ha considerado como una fracción de la magnitud del movimiento horizontal



(Rosenblueth, 1975; Newmark, 1982; Bozorgnia, 1995; Papazoglou y Elnashai, 1996; Sharma, 2000)

Actualmente no existen curvas de fragilidad sísmica para puentes que consideren un ambiente sísmico tridimensional y la interacción suelo-cimentación-estructura en suelos blandos como los que se encuentran en la Ciudad de México.

La simulación de los modelos 3D del puente, incluyó la cimentación, los pilotes, los apoyos, el tablero, los estribos y el suelo de la cimentación, lo que permitió una evaluación más realista del rendimiento del puente.

Las curvas de fragilidad derivadas de este trabajo de investigación estarán basadas en la aceleración máxima del terreno (PGA), y serán aplicadas a la evaluación de puentes ubicados sobre suelos blandos.

Para los análisis sísmicos, se consideraron eventos tanto de falla normal como de subducción, expresados en términos de espectros de peligro uniforme desarrollados para períodos de retorno de 250 y 475 años, de acuerdo con la Norma Técnica Complementaria por Sismo (2023).

Este trabajo de investigación está organizado en seis capítulos. En el capítulo 1 se presenta una introducción, que incluye la justificación e importancia de este trabajo. En el capítulo 2 se compilan características generales de los puentes, así como las investigaciones que se han realizado hasta el momento. El capítulo 3 muestra la metodología propuesta para el desarrollo de curvas de fragilidad. El capítulo 4 presenta las características del sitio en estudio, el ambiente sísmico y el modelo numérico utilizado para el caso de estudio. En el capítulo 5 se discuten los resultados del análisis y, por último, en el capítulo 6 se presentan las conclusiones de la investigación, y se dan las recomendaciones que se pueden considerar para mejorar el diseño de puentes urbanos.



## **2. Antecedentes**

Como lo señala la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2015), los ingenieros de diseño y constructores en México construían los puentes con base en su experiencia y lineamientos existentes que excluían las consideraciones de diseño sísmico. Los puentes fueron construidos con los materiales más comunes y accesibles de cada época. A finales del siglo XVIII, los puentes eran de mampostería o madera. En el siglo XX se comenzaron a construir puentes con concreto armado y más tarde el presforzado (Eugéne, 2012). Las tipologías estructurales más utilizadas fueron puentes continuos, puentes simplemente apoyados y puentes Gerber. Actualmente, en México los puentes son construidos siguiendo las especificaciones de la norma AASHTO (1996), el manual de diseño emitido por Secretaría de Comunicaciones y Transportes, y el manual de diseño por sismo de la Comisión Federal de Electricidad (2015).

La Dirección General de Conservación de Carreteras de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2022), reporta que la Red Federal de Carreteras en México cuenta con 9,542 puentes distribuidos en todo el territorio nacional, destacando el puente atirantado Baluarte, el más alto del mundo en su tipo (atirantado), forma parte del Eje Troncal Mazatlán-Matamoros y de la autopista Durango-Mazatlán, atravesando la Sierra Madre Occidental. Tiene una altura de 402 m y una longitud total de 1,124 m, cuenta con 12 apoyos y 11 claros de los cuales el más largo mide 520 metros de longitud.

El puente Gilberto Borja Navarrete, ubicado en el estado de Puebla, el cual, después del viaducto Millau en Francia, tiene la pila más alta en todo el mundo (SCT, 2015). El puente Tampico, localizado entre los estados de Tamaulipas y Veracruz tiene una longitud de 1,543 m, una altura de 55 m sobre el río Pánuco, y dispone de 20 apoyos (columnas o pilas). El puente Mezcala que forma parte del Eje Carretero Acapulco-Veracruz y de la Autopista del Sol, con una longitud de 893 m y una altura de hasta 160 m sobre el lecho del río Balsas. Y finalmente, el puente Chiapas que cruza la presa Nezahualcóyotl, conocida también como Malpaso. Su longitud es de 1,208 m, tiene dos carriles de circulación y se integra al tramo Las Choapas-Raudales Ocozocoautla de la autopista Cosolealecaque-Tuxtla Gutiérrez



Los primeros puentes colgantes de la época moderna se construyeron en Estados Unidos y Canadá. El puente Niagara Falls Suspensión (1848), ubicado cerca de las cataratas de Niágara, fue el primero en su tipo, diseñado por John A. Roebling, Charles Eliet, y Leffert L. Roebling diseño dos puentes más: el puente en Cincinnati, Ohio en 1866 y el puente Brooklyn en la Ciudad de Nueva York en el año 1883. El primer puente moderno, soportado únicamente por cables atirantados, es el Stromsund en Suecia, diseñado por Dischinger y construido por la compañía alemana Demag en el año de 1955. En México, el primer puente atirantado fue construido en 1983 en el puerto de Coatzacoalcos nombrado como el puente “Ingeniero Antonio Dovalí Jaime”.

En 1980, México construyó el primer puente utilizando estructuras fabricadas *in situ* y estructuras prefabricadas, en Tula, Hidalgo, para la Dirección General de Vías Férreas. Cuatro años después, en 1984, fue construido el puente Badiraguato en la Carretera Culiacán-Hidalgo del Parral. En 1987, fue construido el primer puente de gran envergadura, el viaducto La Marquesa, localizado en la autopista México-Toluca en el municipio de Huixquilucan, Estado de México.

Los puentes en doble voladizo tuvieron inicio en 1957, tanto en México como en América Latina, con la Construcción del puente sobre el Río de Tuxpan, Veracruz (tiene claros de 92 m y articulaciones metálicas de tipo Gerber al centro de los claros; el concreto fue presforzado con barras de acero). La experiencia en el proceso constructivo de estos puentes llevó a construir los puentes Papagayo, San Marcos, Pueblo Nuevo, Viaducto Xalapa y el Barranca del Diablo.

Los recientes terremotos en Michoacan y Puebla, México han producido grandes daños en los puentes urbanos, como colapsos en los estribos y en la cubierta del puente, grandes desplazamientos transversales y rotación de tableros, falla en las llaves de cortante, colapso de segmentos debido a la pérdida de soporte vertical en estribos o curvas, aparición de grietas y desprendimiento de concreto en las columnas, etcétera, lo que demuestra que los puentes son estructuras altamente vulnerables (GEER-UNAM, 2022). Gran parte de estos daños se le pueden atribuir a los problemas de construcción, a la falta de robustez en elementos estructurales debida a las limitaciones financieras y a la falta de cuidado en el diseño.





En muchas regiones del mundo los puentes se han visto afectados por terremotos que han provocado daños importantes. Entre ellos destacan los eventos ocurridos en Estados Unidos: Loma Prieta (Mitchell *et al.*, 1989) y Northridge (Fenves y Ellery, 1998) en 1994 en los Estados Unidos. Japón: Hyogo-ken Nanbu (Kawashima y Unjoh, 1997) y Tohoku de 1995 (Takahashi y Hoshikuma, 2013). El evento del Chi-Chi de 2011 (Chang *et al.*, 2000) en Taiwán, y el Christchurch de 1999 (Wood *et al.*, 2012) en Nueva Zelanda.

México no ha sido la excepción. A lo largo de su historia, el país ha sido golpeado por muchos terremotos severos, como los últimos ocurridos en Puebla-México y Michoacán, el 19 de septiembre de 2017 y el 19 de septiembre de 2022, que han proporcionado datos considerados en el desarrollo de códigos de diseño sísmico, geotécnico y estructural de puentes.

### **2.1. Daños ocurridos en puentes de México durante eventos sísmicos históricos**

De acuerdo con el reconocimiento de daños realizado por la Coordinación de Geotecnia del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (II-UNAM) y la Asociación de Reconocimiento de Eventos Extremos Geotécnicos (GEER, por sus siglas en inglés), durante los sismos ocurridos en Puebla - México el 19 de septiembre de 2017 y el 19 de septiembre de 2022 en Michoacán, los principales modos de falla ocurridos en puentes durante estos eventos sísmicos se presentan en la parte superior del puente (desplazamientos), en las llaves de cortante, en los caballetes, estribos, columnas, en las trabes presforzadas, rotación en la cimentación, daños en las barras sísmicas y en los aisladores sísmicos (desplazamientos en los apoyos elastoméricos).

En la práctica profesional, algunos de los aspectos a los que no se les ha dado suficiente importancia en el diseño sísmico y estructural en puentes, y que deben reconsiderarse para asegurar una mejor resiliencia sísmica, son los siguientes:

- **Llaves de cortante:** Se utilizan en los estribos y en los tramos curvos de los puentes para restringir el movimiento transversal y de rotación de la plataforma bajo demandas extremas de desplazamiento lateral, evitando que la plataforma pierda



su soporte vertical y colapso. Durante el terremoto máximo considerado, se espera que las llaves de cortante sean dañadas por los impactos de la superestructura (AASHTO, 2011; California Department of Transportation, CALTRANS, 2006) antes de que ocurran daños en las paredes del estribo o en las columnas del puente.

- Desplazamientos en apoyos elastoméricos: El deslizamiento entre la plataforma y los soportes elastoméricos es un problema muy común, que provoca desplazamientos residuales excesivos de la superestructura. El deslizamiento de los apoyos elastoméricos se produce porque estos apoyos no están conectados mecánicamente a la superestructura ni a la subestructura del puente (Jeong *et al.*, 2012).
- Colapso de cubierta: Este daño es causado principalmente por la falta de llaves de cortante o porque las barras sísmicas no cumplieron su función de controlar el desplazamiento vertical del tablero.

#### **2.1.1. Daños causados por el sismo del 19 de septiembre de 2017**

El sismo del 19 de septiembre de 2017 de Mw (Magnitud de momento) 7.1, se produjo aproximadamente a 60 km al suroeste de Puebla, México, y a 120 km al sureste de la Ciudad de México. El sismo ocurrió a una profundidad de 57 km, con un mecanismo de falla normal (SSN, 2017).

Con base en las investigaciones realizadas por el II-UNAM y el GEER, este evento provocó daños severos en infraestructuras como: edificios, escuelas, hospitales, carreteras, puentes, casas e iglesias.

En el caso de puentes, cabe señalar que más del 70 % de estas estructuras se construyeron antes de 1970, sin ningún diseño sísmico. Además, desde entonces no se habían hecho trabajos de mantenimiento en estos puentes para disminuir su vulnerabilidad. Por el contrario, la mayoría de los puentes nuevos se diseñan utilizando las Especificaciones de diseño de Puentes (LRFD, por sus siglas en inglés) de la American Association of State Highway and Transportation Officials por sus siglas en inglés AASHTO (2010), que incluyen algunos criterios de diseño sísmico. Aunado a ello, también tienen que cumplir con los códigos locales como la Norma Técnica Complementaria para el Diseño por Sismo (NTC), que forma parte

---



del Reglamento de Construcción de la Ciudad de México (2023), o con el Manual de Diseño Sísmico de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2015).

Los daños observados en puentes durante el sismo se presentan en la tabla

1.

Tabla 1. Daños observados en puentes durante el sismo del 19 septiembre de 2017 (UNAM-GEER, 2018)

No.	Puente	Daño observado
1	Boulevard Adolfo Ruíz Cortínez (paso de peatones)	Colapso del puente
2	Circuito Interior Avenida Río Churubusco	Rotación en la cimentación y daños en los estribos (figura 2.1)
3	Metro elevado (Viaducto)	Aparición de grietas y desprendimiento de concreto en las columnas (figura 2.2)
4	Río Yautepec	Colapso de los estribos (figura 2.3)
5	Cuernavaca	Colapso de la cubierta del puente



Figura 2.1. Daños en el Circuito Interior Av. Río Churubusco (GEER,2018)

Agrietamiento y desprendimiento de concreto en la base de la columna del puente

Soporte temporal hasta que se terminen las reparaciones

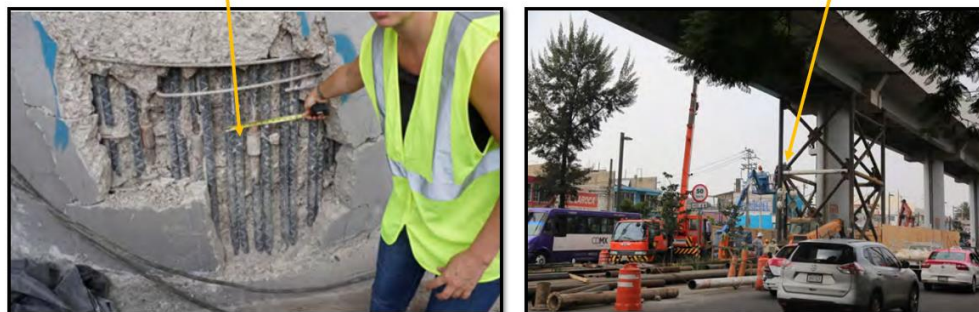


Figura 2.2. Grietas y desprendimientos en la base de la columna en el lado oeste de Amado Nervo (GEER,2018)



Figura 2.3. Daños en el puente Yautepec: a) falla de la estabilidad del talud y deformación lateral del estribo oeste, con desplazamientos laterales en dirección noroeste; b) daños en el estribo este; c) fotografía en 3D del estribo oeste y construcción de un faldón de concreto para proteger la estructura; y d) trabajos de reparación del puente (GEER,2018).



### 2.1.2. Daños causados por el sismo del 19 de septiembre de 2022

De acuerdo con el Servicio Sismológico Nacional de México (SSN, 2022), el sismo del 19 de septiembre de 2022 se localizó a  $18.24^\circ$  de latitud norte y  $-103.28^\circ$  de longitud oeste, a una profundidad de 15 km, con una magnitud de  $M_w$  igual a 7.7, cerca de Coalcomán, Michoacán.

Según el Servicio Nacional Mareográfico, dirigido por el Instituto de Geofísica de la Universidad Nacional Autónoma de México (SMN-UNAM, 2022), este sismo generó un tsunami que se registró en las zonas de Puerto Vallarta, Manzanillo, Lázaro Cárdenas, Zihuatanejo y Acapulco, alcanzando amplitudes de ola entre 0.40 y 1.75 m. La figura 2.4 presenta el nivel del mar registrado en las estaciones del Servicio Mareográfico Nacional situadas en el Océano Pacífico, en las que se observó alguna perturbación asociada al tsunami.

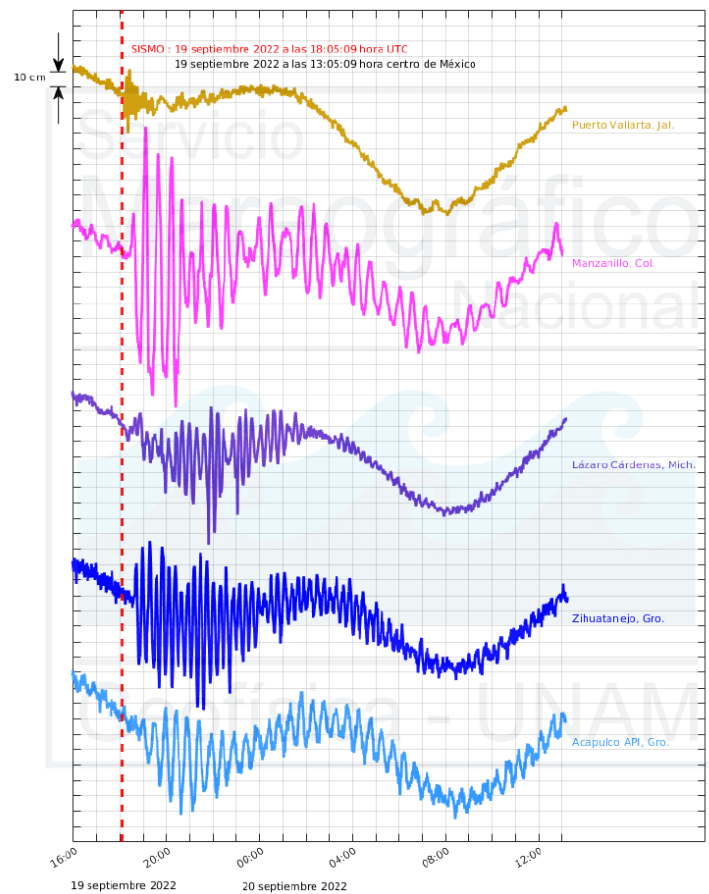


Figura 2.4. Registros del nivel del mar tras el terremoto del 19 de septiembre de 2022 en las estaciones monitoreadas por el Servicio Mareográfico Nacional ubicadas a lo largo de la costa oeste de México. La línea vertical en color rojo corresponde a la hora de ocurrencia del sismo. (SMN-UNAM, 2022).



Los daños más severos fueron observados principalmente en los estados costeros de Colima y Michoacán, donde las aceleraciones máximas del terreno fueron de hasta 1 g en la zona epicentral. Además, se produjeron daños menores en los estados de Jalisco, Nayarit, Estado de México y Ciudad de México.

En el caso de pasos elevados, los daños observados estaban relacionados sobre todo con la apertura de juntas en los tableros de los puentes (la separación típica de las juntas era de unos 6 a 10 cm de ancho), agrietamiento vertical y transversal en los estribos, desplazamientos laterales de los tableros y agrietamientos en las llaves de cortante. Cabe destacar que, todos los puentes dañados estaban en operación, y sólo algunos puentes (figuras 2.5 a 2.8) ubicados en los Estados de Jalisco, Colima y Michoacán, estaban siendo reparados (GEER, 2022)



Figura 2.5. Agrietamiento vertical en el estribo del puente Boca de Iguanas, Jalisco (GEER, 2022)



Figura 2.6. Separación de juntas en tableros del puente y desplazamientos laterales, Campo Acosta, Jalisco (GEER, 2022)



Figura 2.7. Desplazamientos laterales en el tablero y daños en las pilas del puente, Arturo Noriega Pizano, Colima (GEER, 2022)



Figura 2.8. Desplazamientos laterales en el tablero y falla rotacional del estribo, El Ticuiz, Michoacán (GEER, 2022)

## **2.2. Ambiente sísmico tridimensional**

El movimiento vertical de pasos elevados induce un incremento en el nivel de respuesta y la probabilidad de daño. De acuerdo con Saadeghvaziri y Foutch (1991) este movimiento puede llegar a generar daños en columnas, pilas, estribos, conexiones y en la cimentación.

Para el diseño sísmico de pasos elevados, la aceleración de la componente vertical se ha considerado como una fracción de la magnitud del movimiento



horizontal. Algunos autores, como Rosenblueth (1975) hacen referencia a que la relación entre las componentes vertical (V) y horizontal (H) no es constante, sino que depende del periodo de la estructura. Usando el mismo criterio que Rosenblueth, pero con diferente base de registros, Kawashima (1985) estima que el cociente de la componente vertical a la horizontal es de 1/5, y Mohammadioun (1996) observó que esta relación (V/H) es de 0.75 para suelos aluviales cercanos a la falla.

Por su parte, Newmark (1973) propuso que la componente vertical debe estimarse como 2/3 del valor máximo de la mayor componente horizontal, de acuerdo con 33 registros analizados de Estados Unidos. Bozorgnia (1996) observó que la principal característica de los sismos de Loma Prieta (1989) y Taiwán (1999) fue la relación V/H debido a que fue superior a 2/3, por lo que se muestra que la relación entre el movimiento vertical y horizontal V/H depende de la distancia al lugar donde se originó el sismo. Papazoglou y Elnashai (1996), de acuerdo con análisis de movimientos sísmicos fuertes, señalan que en los alrededores de los epicentros de sismos moderados a fuertes la relación entre la componente vertical y la horizontal es mayor a uno. Sharma (2000), ha obtenido espectros de respuesta vertical a partir de leyes de atenuación espectrales, generando cocientes espectrales de la relación entre la intensidad vertical y la horizontal. Asimismo, Perea y Esteva (1999) consideran que la magnitud del sismo y la distancia entre el epicentro y el sitio mantienen una relación similar con la amplitud espectral de ambos componentes, el horizontal y el vertical, y que, además, son los efectos de sitio los que controlan las diferencias entre las amplitudes espectrales.

Para mostrar la respuesta vertical con respecto a la horizontal se obtuvieron cocientes en las componentes Norte-Sur y Este-Oeste entre la vertical para dos sismos de subducción y un sismo normal, con estaciones acelerométricas ubicadas en suelos blandos y rígidos de la Ciudad de México. En la tabla 3 se presentan algunas estaciones sísmicas para los sismos del 19 de septiembre de 1985, 15 de junio de 1999 y 19 de septiembre de 2017 (RAII-UNAM, 2014; RACM-CERIS, 1987), donde se puede observar que la relación de la componente vertical con respecto a la horizontal, a partir del valor máximo de la mayor componente, se encuentra entre





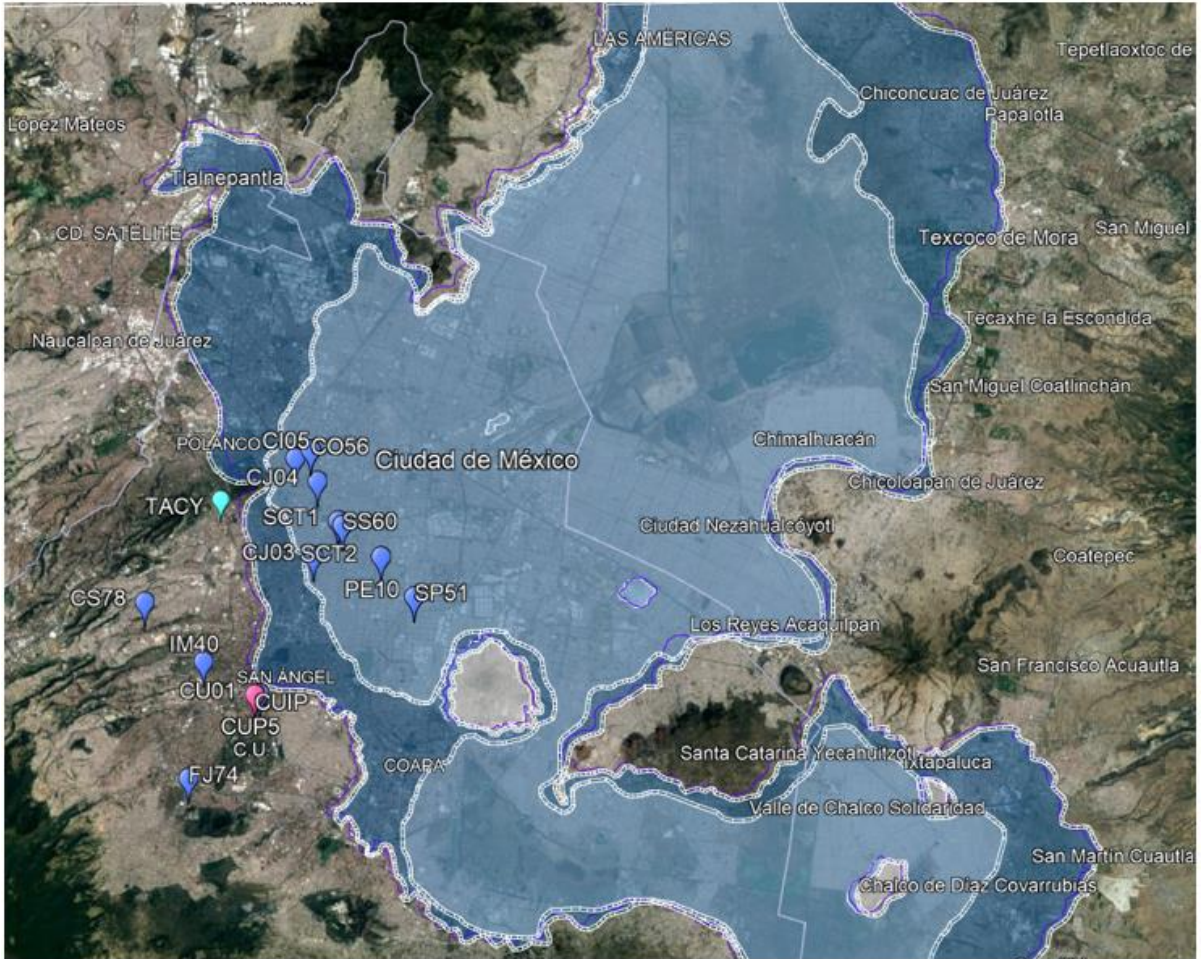
0.4 y 1.0 aproximadamente. En la figura 2.9 se observa la ubicación de las estaciones acelerométricas mencionadas en la tabla 2.

Tabla 2. Relación de la V/H

Sismo	RED acelerográfica	No. Estación	Clave de la Estación	Tipo de Suelo	Relación de la PGA a partir de la componente vertical con respecto a la horizontal (V/H)	
					Norte-Sur	Este- Oeste
19 de septiembre de 1985		1	CU01	Roca	0.79	0.65
		2	CUIP	Roca	0.67	0.62
		3	SCT1	Arcilla	0.38	0.22
		4	TACY	Suelo duro	0.61	0.56
15 de junio de 1999	*RAII-UNAM	5	CUP5	Roca basáltica	0.66	0.63
		6	SCT1	Arcilla	0.42	0.44
		7	SCT2	Arcilla	0.41	0.41
		8	CUP5	Roca basáltica	0.61	0.58
		9	SCT2	Arcilla	0.46	0.46
		10	TACY	Suelo duro	0.59	0.55
		11	CI05	Suelo blando	0.45	0.51
		12	CJ03	Suelo blando	0.32	0.37
		13	CJ04	Suelo blando	0.28	0.36
		14	C056	Suelo blando	0.49	0.47
19 de septiembre de 2017	**RACM	15	CS78	Arena limosa compacta	0.67	1.04
		26	FJ74	Arena limosa compacta	0.54	0.55
		27	IM40	Arena limosa compacta	0.76	0.97
		28	PE10	Arcilla	0.31	0.25
		19	SP51	Suelo blando	0.50	0.38
		20	SS60	Suelo blando	0.43	0.39

\*Red acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (RAII-UNAM)

\*\* Red acelerográfica de la Ciudad de México (RACM-CERIS)



- Estaciones del sismo de Tehuacán 1999
- Estaciones del sismo de 1985
- Estaciones del sismo de 2017

Figura 2.9. Ubicación de las estaciones acelerométricas para los sismos del 19 de septiembre de 1985, 15 de junio de 1999 y 19 de septiembre de 2017

### 2.3. Vulnerabilidad sísmica en puentes

En puentes, la susceptibilidad a sufrir daños por los movimientos del suelo se ha estudiado desde el punto de vista del comportamiento, desempeño y seguridad estructural, empleando modelos de confiabilidad, fragilidad y vulnerabilidad sísmica. La vulnerabilidad sísmica se define como el grado de daño que sufre una estructura debido a un evento sísmico de determinadas características (Calvi *et al.*, 2006). Uno de los modelos más empleados es el de las curvas de fragilidad, las cuales consisten en evaluar la probabilidad de que los apoyos críticos alcancen o superen un determinado estado de daño para un nivel



de movimiento del suelo. En la figura 2.10 se observa un ejemplo de curvas de fragilidad desarrolladas para el puente Pedini, Grecia (Moschonas *et al.*, 2009).

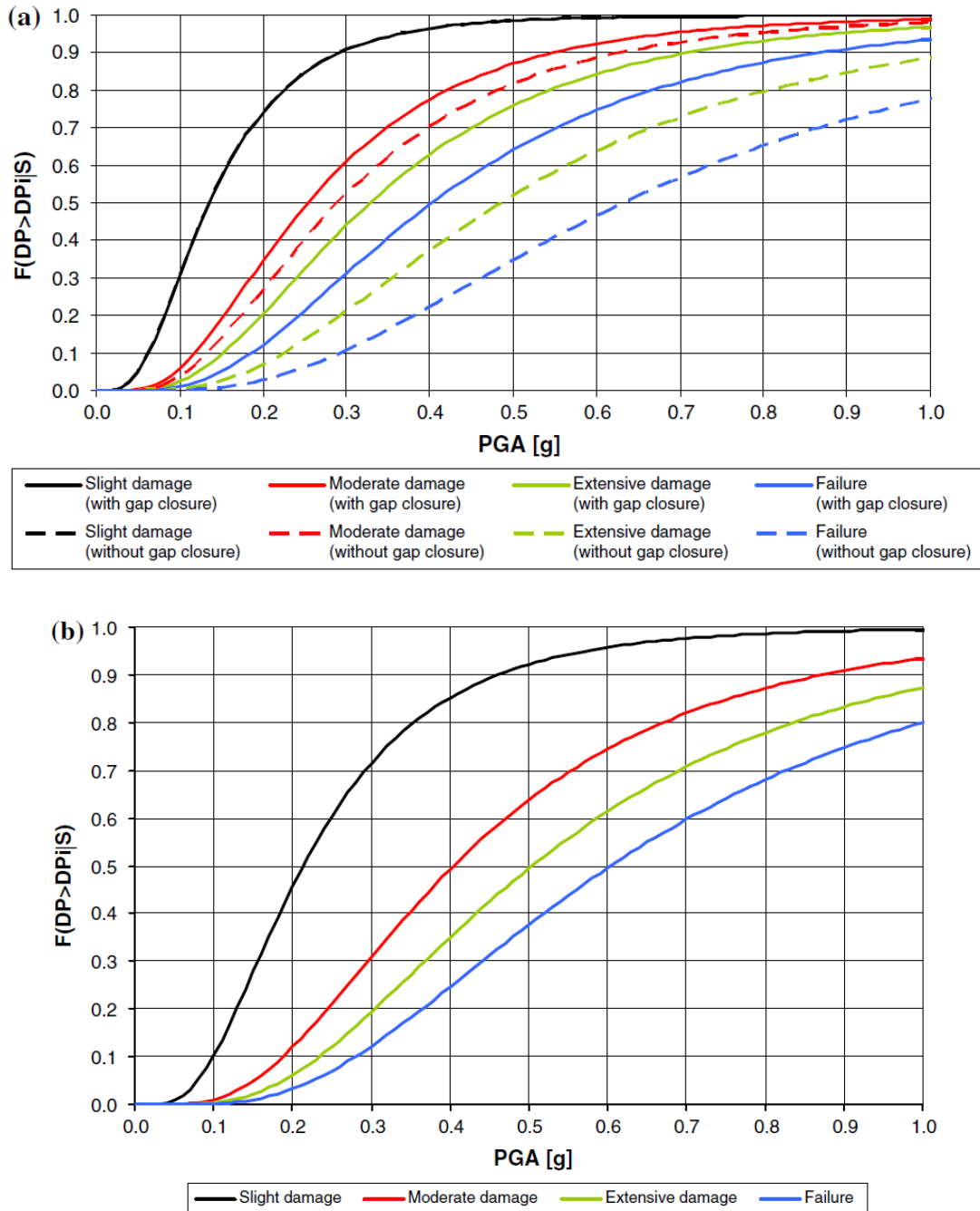


Figura 2.10. Curvas de fragilidad para el Puente Pedini, (a) dirección longitudinal y (b) dirección transversal (Moschonas *et al.*, 2009)

La literatura sobre el desarrollo de curvas de fragilidad es amplia, tanto en el tipo de métodos para su derivación como para los tipos de estructuras y consideraciones de comportamiento. Dependiendo de la metodología aplicada, las



funciones de fragilidad se pueden desarrollar con métodos empíricos (suelen estar asociados con un alto grado de incertidumbre), experimentales (involucran modelos de estructuras completas o componentes a gran escala, por lo que tienden a ser costosos) y analíticas (requieren un gran número de análisis para representar completamente las incertidumbres estructurales y del movimiento del suelo involucradas en la respuesta sísmica de estructuras y edificios). Algunas investigaciones realizadas por diferentes métodos se muestran en la tabla 3.

Tabla 3. Curvas de fragilidad empíricas, experimentales y analíticas.

Curvas de fragilidad	Autor	Aportación
<b>Empíricas</b>	Basöz y Kiremidjian (1997)	Realizaron análisis de regresión logístico y obtuvieron una matriz de frecuencia de daño con datos del terremoto de Northridge
	Yamazaki <i>et al.</i> (2000)	Observaciones de los sismos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995.
	Shinozuka <i>et al.</i> (2000)	Aplicaron el método de máxima verosimilitud para estimar los parámetros de una distribución de probabilidad logarítmica normal que describe la fragilidad de estructuras usando datos de daños del terreno de Kobe
	Der Kiureghian (2002)	Adoptó el modelo bayesiano para desarrollar curvas de fragilidad empíricas.
<b>Experimentales</b>	Vosooghi y Saiidi (2012)	Desarrollaron las curvas de fragilidad con base en los resultados de una mesa vibradora y pruebas de carga cíclica en los pilares del puente.
	Banerjee y Chi (2013)	Utilizaron datos de daños obtenidos en pruebas de una mesa vibradora de un puente casi a escala real.
<b>Analíticas</b>	Hwang (2000)	Empleó un análisis elástico espectral
	Gardoni <i>et al.</i> (2002)	Utilizarón enfoques bayesianos
	Moschonas (2009)	Desarrollaron un análisis estático no lineal

Particularmente, las funciones de fragilidad analíticas han mostrado un mayor nivel de confiabilidad, sin embargo, suelen ser computacionalmente demandantes, debido a que se requieren un gran número de análisis para representar completamente las incertidumbres de los elementos estructurales y del movimiento del suelo involucrados en la respuesta sísmica del puente.



Actualmente, las investigaciones que se han realizado para el desarrollo de curvas de fragilidad utilizan entornos sísmicos bidimensionales con análisis en el dominio de la frecuencia (Mayoral J., 2017; Hazus-MH Technical Manual, 2004; Alcaraz, 2017), sin considerar el efecto del movimiento vertical del terreno en la respuesta sísmica del sistema. En un número limitado de estudios han desarrollado análisis dinámicos para puentes integrando los movimientos verticales del terreno sin considerar el efecto de la interacción suelo-cimentación-puente, los efectos de sitio y el contenido de frecuencias (Papazoglu y Elnashai, 1996; Saadeghvariri y Foutch, 1991; Yu *et al.*, 1996; Button *et al.*, 2002). En este sentido, se ha visto que el uso de entornos sísmicos tridimensionales permite representar de forma realista el comportamiento de las estructuras (Papazoglu y Elnashai, 1996). Además, tener en cuenta la componente vertical del movimiento pone en evidencia los cambios en la magnitud de la carga axial de los elementos estructurales, que es un factor que determina su capacidad (Jong *et al.*, 2015; Erduran y Yakut, 2004).

#### **2.4. Fuentes sísmicas que afectan la Ciudad de México**

Los movimientos sísmicos en México se deben a la interacción de cinco placas tectónicas (figura 2.11). La mayor parte de la superficie continental se localiza sobre la placa de Norteamérica. La península de Baja California se encuentra en la placa del Pacífico y el sur de Chiapas en la placa del Caribe. Al poniente de los estados de Sinaloa, Nayarit y Jalisco se ubica la placa Rivera y al sur poniente de Colima, Michoacán, Guerrero y Oaxaca se encuentra la placa de Cocos. Estas últimas dos placas forman una zona subducción al introducirse por debajo de la placa Norteamericana y la del Caribe.

El peligro sísmico de la Ciudad de México se encuentra controlado por:

- Terremotos interplaca (i.e. eventos de subducción) a lo largo de la zona de subducción en la costa del pacífico, a profundidades menores a 40 km, como el terremoto del 19 de septiembre de 1985;
- los terremotos intraplaca en la placa de Cocos (Pestana *et al.*, 2002; Mayoral *et al.*, 2019) representan un mecanismo de falla normal que refleja la ruptura de la litosfera oceánica subducida, con profundidades que oscilan entre 40 y 460 km (Zúñiga y Suárez, 2017);
- y c) los



sismos locales y corticales regionales, ubicados en el Cinturón Volcánico Transversal, los cuales son relativamente poco frecuentes (Singh *et al.*, 2015).

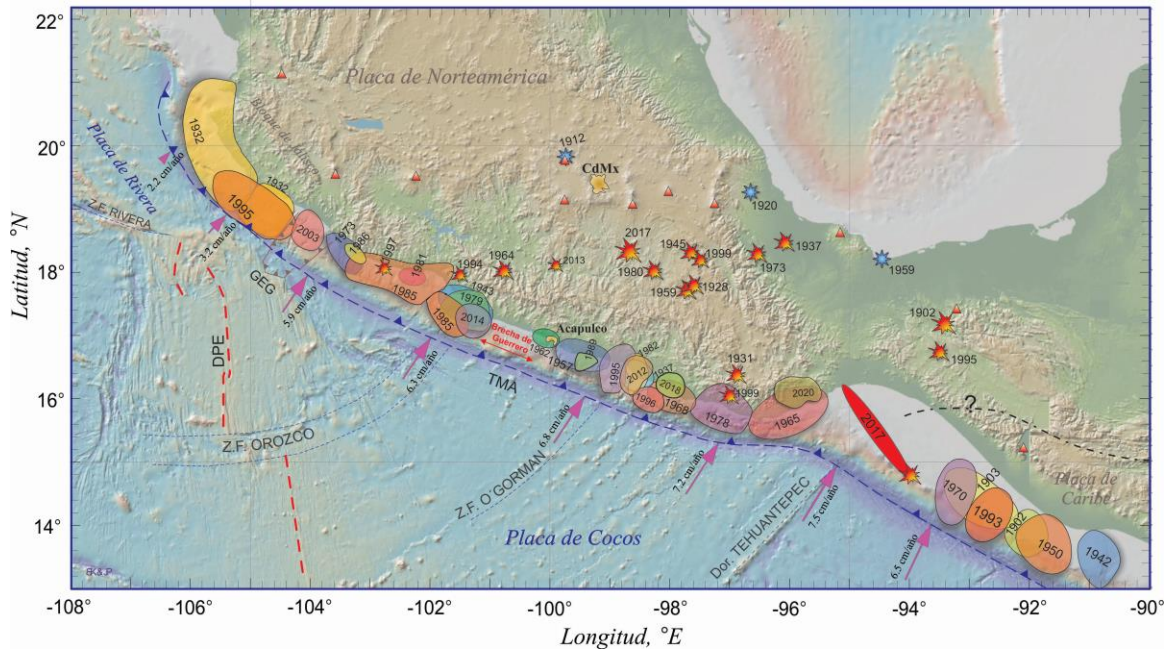


Figura. 2.11. Ubicación de las placas tectónicas en México (Kostoglodov y Pacheco, 1999)

## 2.5. Zonificación geotécnica de la Ciudad de México

La primera zonificación geotécnica de la Ciudad de México fue desarrollada por Marsal y Mazari (1959), con información de sondeos geotécnicos, destacando principalmente las propiedades de los materiales. El área fue dividida en tres zonas: 1) Lomas, formada por suelos compactos; 2) Transición, ubicada entre la zona de lomas y lago; y 3) Lago, formada por suelos lacustres.

Por su parte, Auvinet *et al.* (2016) desarrollaron un nuevo mapa de zonificación geotécnica para la Ciudad de México, a partir de una base de datos de 10,000 sondeos geotécnicos. Esta zonificación fue incluida en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, conservando la división de las tres zonas geotécnicas: Zona I, Lomas; Zona II, Transición; y Zona III, Lago.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de



México (2023), la Ciudad de México se divide en tres zonas con las siguientes características generales, como se muestra en la figura 2.12:

Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades naturales en roca, tales como tubos lávicos en los flujos de lava ocurridos al sur de la ciudad; así como cavernas y galerías excavadas en suelos para explotar minas de arena, principalmente en los lomeríos del poniente de la ciudad, en la Sierra de Santa Catarina y en el Cerro de La Estrella, así como rellenos artificiales no controlados.

Zona II. Transición, en la que, superficialmente, pueden existir rellenos antrópicos y suelos afectados por secado solar de espesores variables desde unos centímetros hasta varios metros y, posteriormente, un depósito constituido predominantemente por estratos de arcilla lacustre intercalados con capas de arena limosa compacta, arena limpia o limos arenosos, con un espesor máximo del depósito de 20m.

Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla lacustre altamente compresible, separados por capas arenosas, medianamente compactas a muy compactas, con contenido diverso de ceniza volcánica, limo o arcilla, y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos antrópicos de espesores variables desde unos centímetros hasta varios metros. El espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

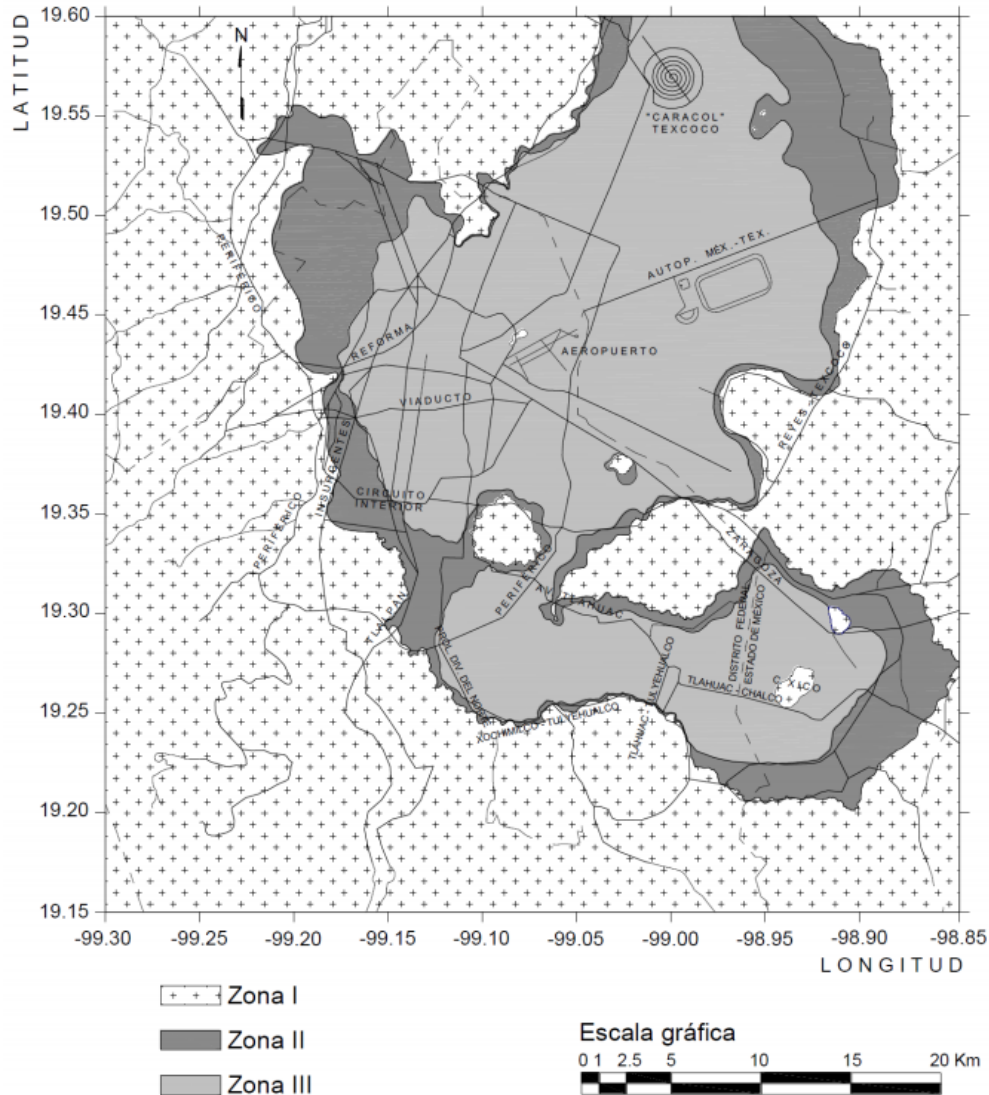


Figura 2.12. Zonificación geotécnica de la Ciudad de México (NTCDCC-RCDF, 2023)

## 2.6. Zonificación sísmica de la Ciudad de México

Las zonas con mayor peligro sísmico en la Ciudad de México se encuentran ubicadas en las Alcaldías: Benito Juárez, Cuauhtémoc, Gustavo A. Madero, Iztacalco, Venustiano Carranza, Iztapalapa, Tláhuac y Xochimilco. Para efectos de diseño sísmico estructural, la Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo (2023), consideran tres zonas sísmicas: a) Zona I o de Lomas; b) Zona II o de Transición, y c) Zona III o del Lago.

Las acciones sísmicas de diseño deben determinarse a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID).





## **2.7. Normatividad para el diseño de puentes**

Una infraestructura vial adecuada es fundamental para el desarrollo socioeconómico del país.

En un contexto geográfico como el de la Ciudad de México, gran parte de su población hace uso de pasos elevados para la integración e interconexión dentro de la ciudad. Por esta razón, es primordial que el sistema nacional de carretas y puentes permanezca en buenas condiciones de operación y mantenimiento, a fin de que el transporte se efectúe en forma eficiente y segura. Derivado de la necesidad de conservar y mejorar la condición del estado físico de los puentes, es necesario revisar la normativa nacional e internacional para realizar diseños seguros.

En México no existe una normativa aplicable al diseño de puentes por lo que se utiliza una combinación de manuales y criterios de diseño nacionales e internacionales tales como: AASTHO-LRFD Bridge Design Specifications; ACI-318S-14 (Requisitos de reglamento para concreto estructural); CALTRANS 20, CALTRANS Seismic Design Criteria Version 2.0; CDS-MDOC, CFE 2015 Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Capítulo de Diseño por sismo y Manual de diseño por Viento; NTCDS 2023 Norma Técnica Complementaria del Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México; Manual de carreteras de Chile (MOP, 2017); y Japan Road Association, 2022.



### **3. Marco metodológico**

#### **3.1. Esquema global para el desarrollo de curvas de fragilidad**

La metodología propuesta para el desarrollo de curvas de fragilidad en pasos elevados (Figura 3.1), está constituida por cinco etapas principales (modificada de Mayoral *et al.*, 2017):

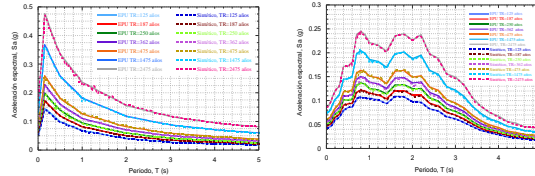
1. Selección del sitio en estudio.
2. Caracterización del ambiente sísmico, en términos de espectros de peligro uniforme, EPU. En nuestro caso de estudio, se consideraron eventos sísmicos normales y de subducción, que se generaron a partir de los análisis de peligro sísmico probabilista, contemplando siete periodos de retorno (Tr) de 125, 187, 250, 362,475, 1475 y 2475 años.
3. Identificación de modos de falla, e intervalos de daño para las tipologías más comunes de puentes construidos en la CDMX desplantados en suelos blandos. Para este caso de estudio, el índice de daño se consideró en términos de desplazamientos longitudinales, transversales y verticales de la columna inducidos por el sismo.
4. Generación de modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas para simular y evaluar los efectos de la interacción sísmica entre suelo-cimentación-puente, y
5. Generación de curvas de fragilidad, con el objetivo de evaluar la probabilidad de que los apoyos críticos alcancen o excedan un determinado estado de daño, mediante un estudio paramétrico para diferentes periodos de retorno.



Curvas de fragilidad para puentes urbanos sujetos a ambientes sísmicos tridimensionales

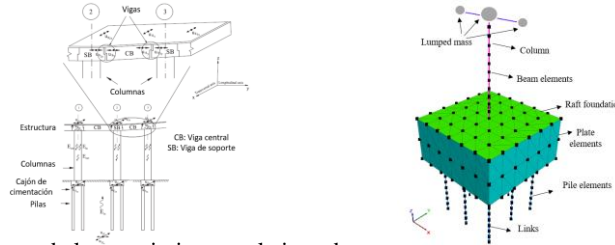
Selección del sitio en estudio

Definición de escenarios



Generación de espectros de peligro uniforme para varios periodos de retorno (i.e. 125, 187, 250, 362,475, 1475 y 2475 años) y diferentes zonas sismogénicas (normal y subducción).

Generación de modelos numéricos tridimensionales



Efectos de los movimientos relativos de los soportes a la parte superior de la estructura

Modelo numérico

Identificación de modos de falla, e intervalos de daño para las tipologías más comunes de puentes construidos en la Ciudad de México



Daño de un paso elevado durante el sismo del 19 de septiembre de 2017

Análisis e interpretación de resultados para la generación de curvas de fragilidad

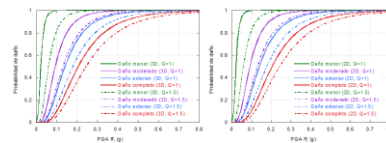


Figura 3.1. Metodología propuesta para elaborar curvas de fragilidad en puentes (Modificado de Mayoral *et al.*, 2017)



### 3.2. Espectro de peligro uniforme

El espectro de peligro uniforme, EPU, es la relación que existe entre el período de vibración natural,  $T$ , y la aceleración espectral ( $S_a$ ), velocidad o desplazamiento, para una probabilidad de excedencia dada asociada a un período de retorno y para un cierto factor de amortiguamiento con respecto al crítico. Se construyen incorporando todas las fuentes sísmicas en el área y analizando la probabilidad de excedencia de una medida de intensidad como la aceleración espectral.

La generación del espectro de peligro uniforme puede ser desarrollado con un análisis probabilista. Un análisis probabilista puede ser descrito en un procedimiento de 5 pasos: 1) identificación y caracterización de todas las fuentes sísmicas capaces de producir movimientos que induzcan daños; 2) caracterización de los modelos de recurrencia, estas relaciones de recurrencia especifican la tasa promedio en la cual un sismo de determinada magnitud es excedido y con la cual la sismicidad de la fuente es caracterizada; 3) definición de las relaciones de atenuación; 4) cálculo del peligro sísmico y espectros de peligro uniforme y; 5) cálculo de la desagregación del peligro sísmico.

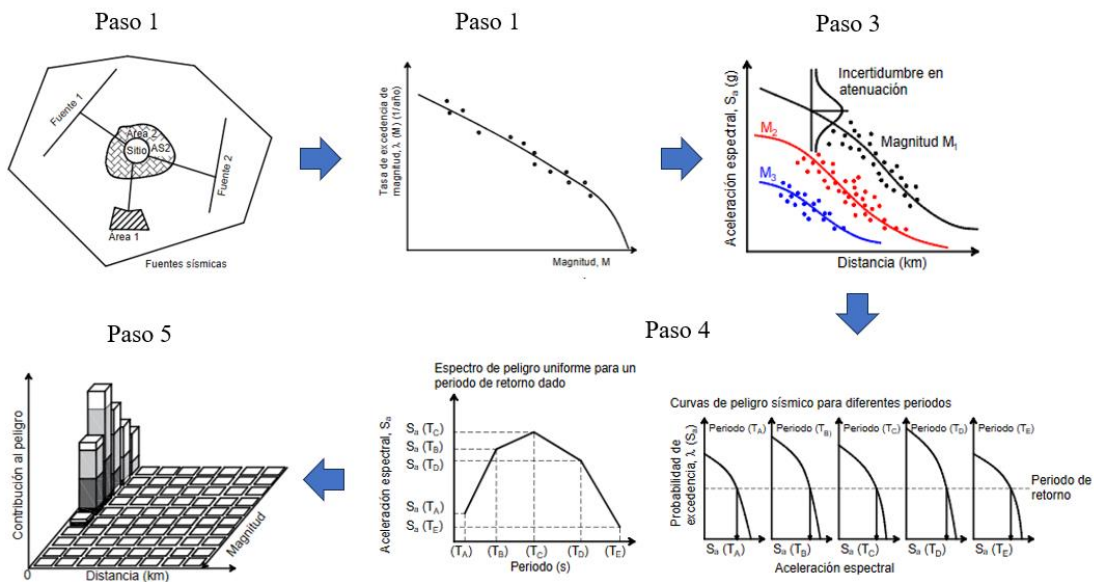


Figura 3.2. Pasos para llevar a cabo un análisis probabilístico de riesgo sísmico. Modificado de (Osorio & Mayoral, 2013).

Para este trabajo de investigación el ambiente sísmico se determinó a partir de los espectros de peligro uniforme, EPU, para sismos normales y de subducción contemplando diferentes periodos de retorno (125, 187, 250, 362,475, 1475 y 2475 años). De acuerdo con el reglamento de construcciones para la Ciudad de México del 2004, el periodo de retorno aproximado era de 125 años, cabe mencionar que



este espectro se determinó de forma determinista. Para la versión del reglamento de construcciones para la Ciudad de México del 2017 se consideró un periodo de retorno de 250 años.

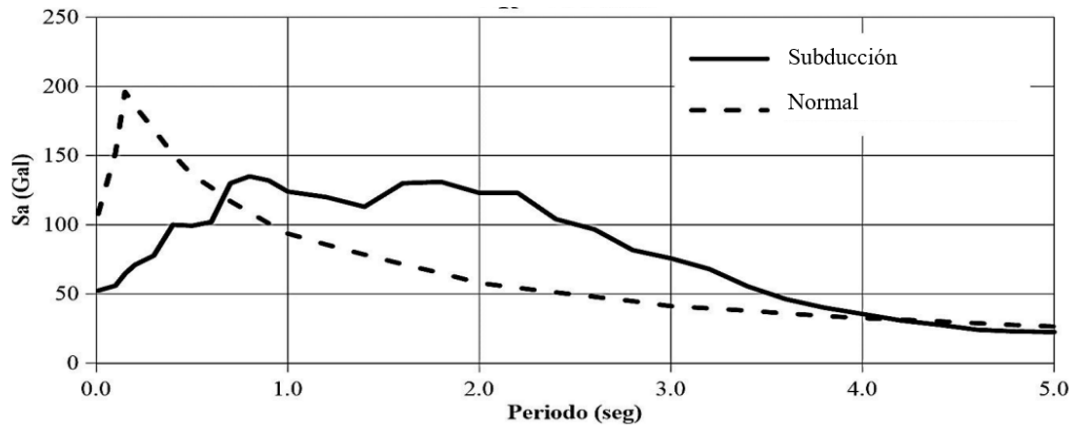


Figura 3.3. Espectros de peligro uniforme para sismos: a) normales y b) de subducción empleados en el reglamento de construcción de la Ciudad de México (2017).

### 3.3. Historias de tiempo sintéticas

El desarrollo de acelerogramas sintéticos comprende dos enfoques; el primero en el dominio de la frecuencia y el segundo en el dominio del tiempo.

Para obtener los movimientos del terreno sintéticos en el *dominio de la frecuencia*, se modifica una historia de tiempo inicial ajustando sus amplitudes en función de los valores espectrales, para obtener las frecuencias espectrales coincidentes. El ajuste de la historia de tiempo para cada frecuencia genera un movimiento armónico con una fuerza uniforme que se propaga a lo largo de toda la duración del movimiento, dando como resultado perturbaciones significativas en la historia de tiempo, así como en los espectros.

El método de ajuste espectral propuesto por Lilhanand y Tseng (1988) permite generar historias de aceleración sintéticas en el *dominio del tiempo*. A partir de una historia de tiempo seleccionada, generalmente denominada movimiento del terreno semilla para hacerla compatible con un espectro objetivo. El ajuste de la historia de tiempo reconoce la definición inherente en el dominio del tiempo de los espectros de respuesta y solo ajusta el historial de tiempo localmente en el tiempo, en el que se produce el valor espectral, conservando la fase no estacionaria del periodo largo de la historia de tiempo original. Este enfoque permite que el espectro



de respuesta calculado a partir de la historia de tiempo modificada coincide con el espectro objetivo.

### 3.4. Desarrollo de curvas de fragilidad

Actualmente, las ciudades y sus zonas urbanas se encuentran cada vez más pobladas, demandando más sistemas de servicios, los cuales hacen frente a un creciente número de problemas que contribuyen al incremento del riesgo. Evaluar la confiabilidad de un sistema requiere valorar la seguridad, funcionamiento y durabilidad de la estructura, considerando la incertidumbre en las cargas estructurales, en las propiedades mecánicas del suelo, en la creación del perfil estratigráfico y los estados límite de falla y de servicio de la cimentación.

En este trabajo de investigación se desarrollaron curvas de fragilidad para las direcciones longitudinal y transversal utilizando una tipología de puente típica de la Ciudad de México. Los diferentes movimientos del suelo se encuentran en función de la amplitud, el contenido de frecuencia y la duración. El daño se estimó en términos del máximo desplazamiento lateral de la columna normalizado por la altura media de la columna, y se encuentra relacionado con la aceleración máxima del suelo en campo libre  $PGA_{ff}$ .

La ecuación 1 calcula la probabilidad de alcanzar o superar diferentes estados de daño para un nivel dado de movimiento del suelo (FEMA, 2020; Syner-G, 2014; Pitilakis *et al.*, 2014; Porter, 2020;). Cada curva de fragilidad se caracteriza por un valor medio de movimiento del suelo y un factor de dispersión asociado. La magnitud de la intensidad sísmica puede cuantificarse utilizando diversos parámetros, como: la aceleración máxima del suelo (PGA), la velocidad pico del terreno (PGV), la deformación permanente del suelo (DGP), el desplazamiento (D), la aceleración espectral, la velocidad espectral o el desplazamiento espectral.

$$F_i(PGA_{ff}) = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{tot}} \ln \left( \frac{PGA_{ff}}{PGA_{ffmi}} \right) \right] \quad (1)$$



Donde:

$F_i$  (\*) denota la probabilidad de alcanzar o superar un estado de daño dada una intensidad sísmica

$\Phi$  es la distribución acumulada estándar

$PGA_{ff}$  es la aceleración máxima del suelo en campo libre

$PGA_{ffmi}$  es el valor umbral mediano de la medida de intensidad del sismo requerido para causar el  $i$ -ésimo daño y

$\beta_{tot}$  es la desviación estándar total

Este último parámetro se estima a partir de la siguiente expresión:

$$\beta_{tot} = \sqrt{\beta_{ds}^2 + \beta_C^2 + \beta_D^2} \quad (2)$$

donde:  $\beta_{tot}$  incluye tres fuentes de incertidumbre: 1)  $\beta_{ds}$  define los estados de daño; 2)  $\beta_C$  es la respuesta y capacidad del elemento; y 3)  $\beta_D$  es la variabilidad en el movimiento de entrada del terreno.

Siguiendo el enfoque de HAZUS (2004) se establece que  $\beta_{ds}$  es igual a 0.4; de acuerdo con lo desarrollado por Franchetti (2004)  $\beta_C$  se considera de 0.4 y  $\beta_D$  se calcula en función de la variabilidad de los diferentes movimientos del terreno. El valor umbral mediano del parámetro sísmico,  $m_i$ , se obtiene para cada estado de daño en función de la evolución del daño con el aumento de la intensidad del terremoto.

Algunos autores como Villar *et al.* (2017) y Abo *et al.* (2013) señalan que las funciones de fragilidad dependen en gran medida de los parámetros regionales considerados para el desarrollo de las curvas de fragilidad. La estimación de los parámetros del modelo para las curvas de fragilidad de puentes (FEMA, 2020), se determinaron a partir de la cantidad de tipologías disponibles y las similitudes de las configuraciones estructurales encontradas en las zonas urbanas de México.



### **3.5. Índice de daño, estados de daño y evaluación de la probabilidad de falla**

A partir de los criterios mostrados por Franchetti (2004) y considerando los estados de daño propuestos por Jin-Hak (2007), se establecieron cuatro estados de daño diferentes. Estos estados de daño son: 1) daño mínimo, ( $d_{s1}$ ) se identifica por la aparición de grietas menores y desprendimientos en los estribos, grietas en las llaves de corte, desprendimientos menores en las bisagras, desprendimiento menor en la columna o por agrietamiento menor en la columna; 2) daño moderado ( $d_{s2}$ ), se define por cualquier columna que presente fisuras de corte, movimientos moderados en los estribos ( $<2''$ ), por conexiones que tengan llaves de corte rotas o pernos doblados, falla de cojinetes, etc.; 3) daño severo ( $d_{s3}$ ) se aprecia por cualquier columna que se degrade sin llegar al colapso (falla por cortante o flexión), movimiento residual significativo en las conexiones, desplazamiento vertical en el estribo, desplazamientos y asentamientos diferenciales en las columnas, y 4) daño completo ( $d_{s4}$ ), se define por cualquier columna que colapse y la conexión pierda todo el soporte de rodamiento, que puede conducir a un colapso inminente de la cubierta o la inclinación de la sub-estructura.

Con base en los resultados del análisis de respuesta realizados se calcula la probabilidad de falla de la siguiente manera:

Se selecciona la respuesta de sitio de acuerdo a la zona en la que se encuentra ubicado el puente (lomas, transición o lacustre). A partir de esta respuesta se toma la aceleración máxima del suelo (PGA) la cual en caso de ser necesario se convierte a PGD (desplazamiento máximo) mediante la metodología propuesta por (Argyroudis et al, 2013). Con estos parámetros (PGA o PGD) dependiendo de cada caso se entra al eje de las abscisas de la curva de fragilidad generada y se determina una probabilidad de falla para diferentes tipos de daño (menor, moderado, severo y completo).





### **3.6. Características del método de análisis**

Se consideró un modelo tipo Masing para considerar la no linealidad del suelo de forma aproximada. Entre las principales características del método se encuentran (Itasca Consulting Group, 2009):

- En los modelos histeréticos se puede ajustar directamente la variación de la rigidez. Sin embargo, el amortiguamiento resultante es función de la variación de dicha rigidez, por lo que no necesariamente coincide con el comportamiento que se observa del suelo.
- Se tiene el valor apropiado de amortiguamiento y módulo de degradación en cada punto del modelo a lo largo del tiempo.
- La interferencia entre las diferentes componentes de frecuencia en materiales no lineales ocurre de forma natural.
- Los cambios y desplazamientos permanentes pueden ser modelados en forma automática.
- Los modelos histeréticos en FLAC<sup>3D</sup> consideran una variación en la rigidez elástica, es decir, representan una elasticidad no lineal, por lo que no caracterizan deformaciones plásticas.
- La propagación de ondas de corte y compresión pueden ser evaluadas en una sola simulación debido a que el material responde a los efectos combinados de ambas componentes

El desarrollo de un buen modelo de análisis dinámico de interacción suelo-estructura debe capturar las características de la curva de histéresis y absorción de energía de un suelo real.

Para simular el gran contraste de rigidez del sitio, en el que arcillas blandas con velocidad de onda cortante de 70 m/s yacen sobre suelos poco deformables, con velocidad de onda cortante mayores 600 m/s (figura 4.3), se asumió que la base del modelo es rígida. Además, en los bordes se colocaron las fronteras absorbentes incorporadas en FLAC3D para evitar el reflejo de las ondas en los límites y así replicar las condiciones del campo libre.



Para convertir una historia de velocidad a esfuerzos, se emplea la expresión 3 (Itasca Consulting Group, 2009):

$$\sigma_s = 2(\rho C_s)v_s \quad (3)$$

donde:  $\sigma_s$  = esfuerzo cortante aplicado

$\rho$  = densidad de masa

$C_s$  = velocidad de propagación de las ondas S a través del medio

$v_s$  = velocidad de propagación de la onda de corte

donde  $C_s$  viene dado por la ecuación 4

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (4)$$

Aunque el método sigue cualquier relación esfuerzo-deformación de una manera realista, los resultados son bastante sensibles a detalles aparentemente pequeños en el modelo constitutivo (Cundall, 1976; Dames y Moore, 1978). Por lo anterior, los parámetros de deformabilidad del suelo, tales como el módulo de rigidez al esfuerzo cortante y amortiguamiento deberán ser caracterizados de acuerdo al tipo de material.

Las curvas del módulo de rigidez al esfuerzo cortante y amortiguamiento del suelo deben calibrarse de tal manera que la curva de laboratorio (línea continua) coincida con la curva objetivo (línea discontinua), tal y como se aprecia en las figuras 3.5 y 3.6.

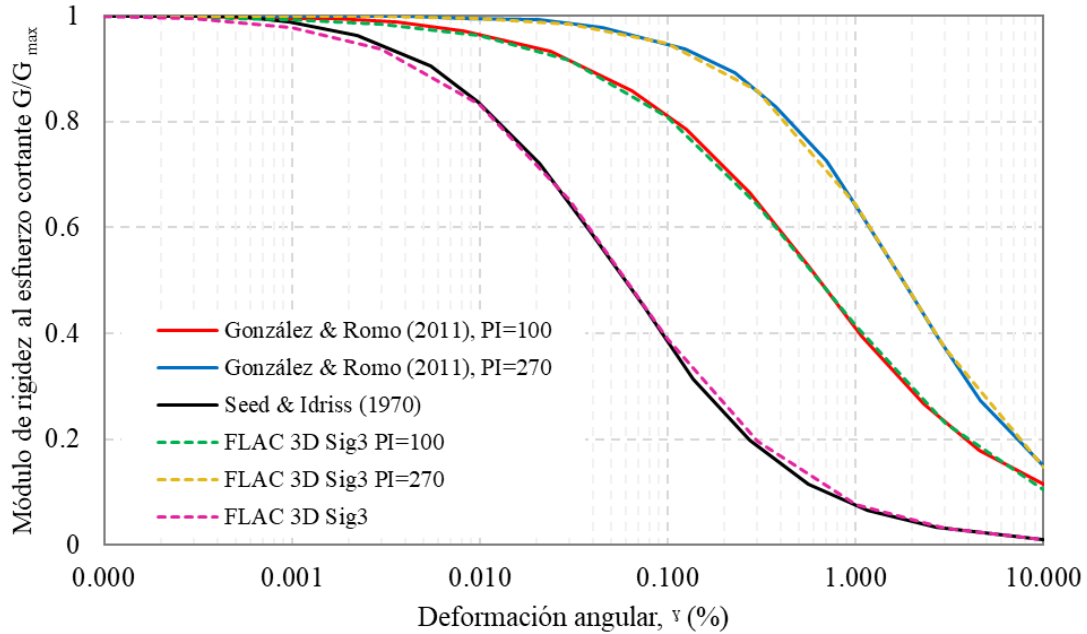


Figura 3.5. Curva del módulo de rigidez al esfuerzo cortante  $G/G_{m\acute{a}x}$

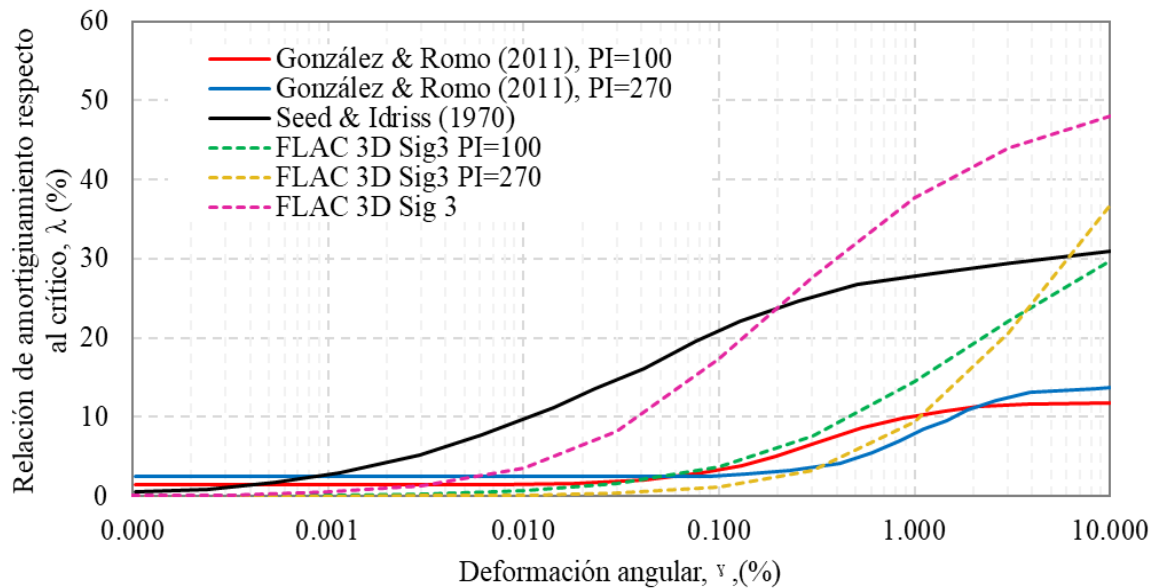


Figura 3.6. Curva del incremento de amortiguamiento  $\lambda$

### 3.7. Propagación de ondas en FLAC3D

La dispersión de la onda que se propaga puede ocurrir en un análisis dinámico en función de las condiciones de modelado. Tanto el contenido de frecuencias de la onda de entrada como las características de velocidad de onda del sistema afectarán la exactitud numérica de la transmisión de onda. Kuhlemeyer



y Lysmer (1973) muestran que, para una representación adecuada de la transmisión de ondas a través de un modelo, el tamaño del elemento espacial,  $\Delta l$ , debe ser más pequeño que aproximadamente una quinta parte de la longitud de onda asociada con el componente de frecuencia más alta de la onda de entrada.

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{5} \quad (5)$$

donde  $\lambda$  es la longitud de la onda asociada con el componente de frecuencia más alto que contiene energía apreciable.



#### **4. Caso de estudio**

Se evaluó el comportamiento de un puente desplantado en suelo blando de la Ciudad de México, donde es común encontrar arcillas plásticas altamente compresibles. La tipología de este paso elevado es similar a la del Viaducto Bicentenario (23.5 km de longitud) y a las Autopistas Urbanas Norte y Sur de la Ciudad de México (Romo *et al.*, 2009; Romo, 1995). Estos puentes son estructuras prefabricadas de concreto postensado y presforzado de tablero único con superficies de rodamiento que van de 2 a 3 carriles.

##### **4.1. Paso elevado con un apoyo (caso 1)**

La tipología del paso elevado se compone por tabletas de concreto presforzado (de 9 m de ancho) que descansan sobre traveses centrales de sección trapezoidal de 40 m de largo, prefabricadas en concreto presforzado de alta resistencia (figura 4.1a). Sobre la plataforma del puente se coloca un firme estructural que forma un diafragma rígido e incrementa la resistencia de la plataforma, y la carpeta asfáltica que actúa como superficie de rodamiento. Las traveses de soporte se encuentran estructuralmente unidas a columnas huecas de sección transversal rectangular, de concreto presforzado de alta resistencia (de 12 m de altura), las cuales, a su vez, son ligadas monolíticamente a un cajón de cimentación.

La cimentación de apoyo está conformada por un cajón de concreto reforzado (de 12x12 m) a una profundidad de 6 m. La losa tapa, fondo y paredes del cajón tienen un espesor de 40 cm. Debajo del cajón de cimentación se encuentra nueve pilotes de concreto reforzado, cada uno de 9 m de longitud y sección transversal cuadrada de 0.50 m de lado. Por lo tanto, la profundidad total de la cimentación es de 15 m, contemplando el cajón de cimentación y los pilotes, como se muestra en la figura 4.1b. En este tipo de cimentación, se busca que los pilotes absorban los asentamientos (Auvinet, 2018; Riordan *et al.*, 2018), mejoren el diseño sísmico (Romo *et al.*, 2000; Mayoral y Ramírez, 2011; Mayoral y Romo, 2015; Mayoral *et al.*, 2022, Mayoral *et al.*, 2023) y mitiguen los problemas relacionados con la subsidencia (Mayoral, *et al.*, 2019; Avilés, *et al.*, 2010; Auvinet, *et al.*, 2018). Mientras tanto, el cajón de cimentación distribuirá la capacidad de carga de la subestructura.

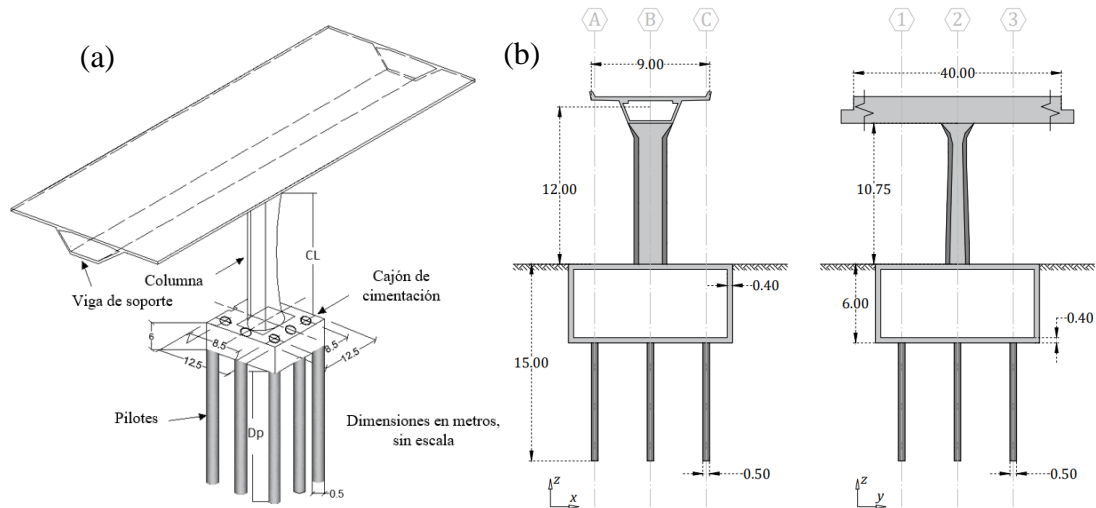


Figura 4.1. Representación esquemática: (a) paso elevado urbano, y (b) corte transversal y longitudinal

## 4.2. Paso elevado con siete apoyos (caso 2)

El paso vehicular elevado consiste en tabletas de concreto presforzado que descansan sobre traveses de soporte y centrales, de concreto postensado y presforzado. Las traveses de soporte se encuentran estructuralmente unidas a las columnas de concreto pretensado, las cuales, a su vez, son ligadas monolíticamente a un cajón de cimentación de 12 por 12 m desplazado a 6m de profundidad, conectada a nueve pilotes de concreto de 0.50 m de diámetro.

El sistema de apoyos utilizado está constituido por dos bloques de neopreno, que descansan sobre las ménsulas de las traveses de soporte, dos topes sísmicos que impiden el movimiento transversal relativo, y cuatro pernos por ménsula que anclan las traveses centrales a las de soporte. El apoyo móvil permite un libre movimiento entre traveses en el sentido longitudinal mientras que el apoyo fijo conecta ambas traveses.

## 4.3. Perfil de suelo

El puente en estudio se encuentra localizado en la Zona de Lago de la Ciudad de México. Esta zona se caracteriza por presentar estratos de arcilla de alta deformabilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante, de hasta 50 m de espesor, con lentes intercalados de arena limosa o arcilla compacta a muy compacta. El sitio en estudio (figura 4.2) se localiza en la microzonificación sísmica IIIb, donde el



espesor de los estratos compresibles y la baja velocidad de transmisión de onda cortante resulta en un periodo fundamental cercano a 2s (Mayoral *et al.*, 2019; Mayoral y Mosqueda, 2020).

El perfil estratigráfico y la velocidad de corte se muestran en la figura 4.3.

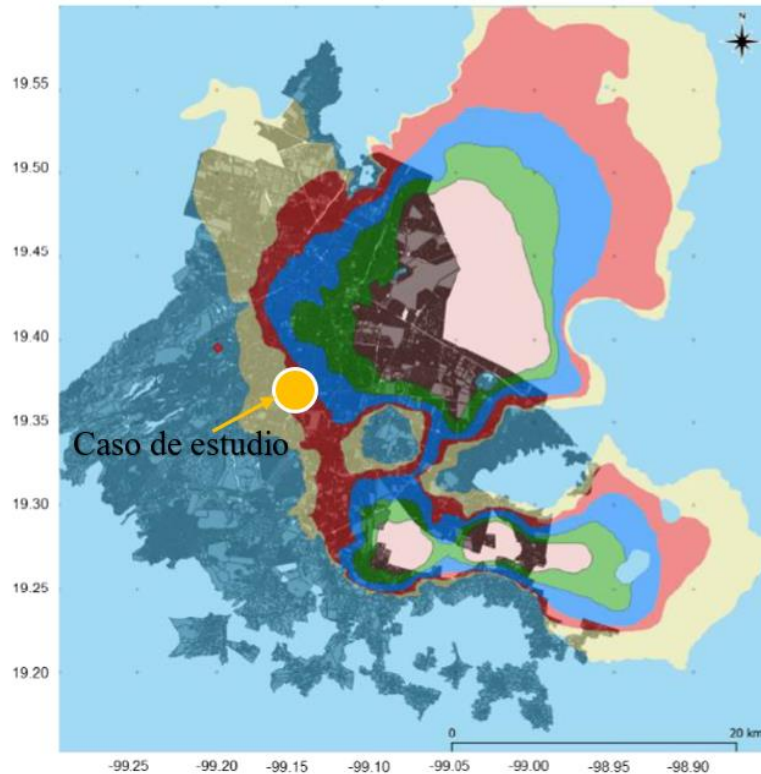


Figura 4.2. Ubicación del sitio de estudio

En la zona de estudio se identificaron cinco unidades geológicas:

1. Manto superficial (MS), con espesor de 5 m, constituido por rellenos artificiales de arena limosa y arcilla.
2. Formación Arcillosa Superior (FAS), de 25 m de espesor, caracterizada por una formación de arcilla muy blanda con intercalaciones de arena limosa y arcillosa, vidrio volcánico y ceniza volante. El contenido de agua varía entre 150 y 500% y el índice de plasticidad medio es de 270%, con peso específico variable de 10.5 a 12.0 kN/m<sup>3</sup>.
3. Primera capa dura (CD), compuesta por arena limosa compacta con un espesor de 5 m. El contenido de agua se encuentra en un rango entre 50 y 100% y el peso específico medio de estos materiales es de 15.0 kN/m<sup>3</sup>.



4. Formación Arcillosa Inferior (FAI), con espesor de 5 m es ligeramente más rígida que la superior. El contenido de agua se encuentra 100 y 350% y el índice de plasticidad promedio es de 120%, con peso específico de 13.0 kN/m<sup>3</sup>.
5. Depósitos profundos (DP), compuestos de arena limosa densa, que se extienden hasta la profundidad máxima de exploración. El contenido de agua promedio es de 50% y el índice de plasticidad es de 115%. El peso específico varía entre 15.0 y 18.0 kN/m<sup>3</sup>.

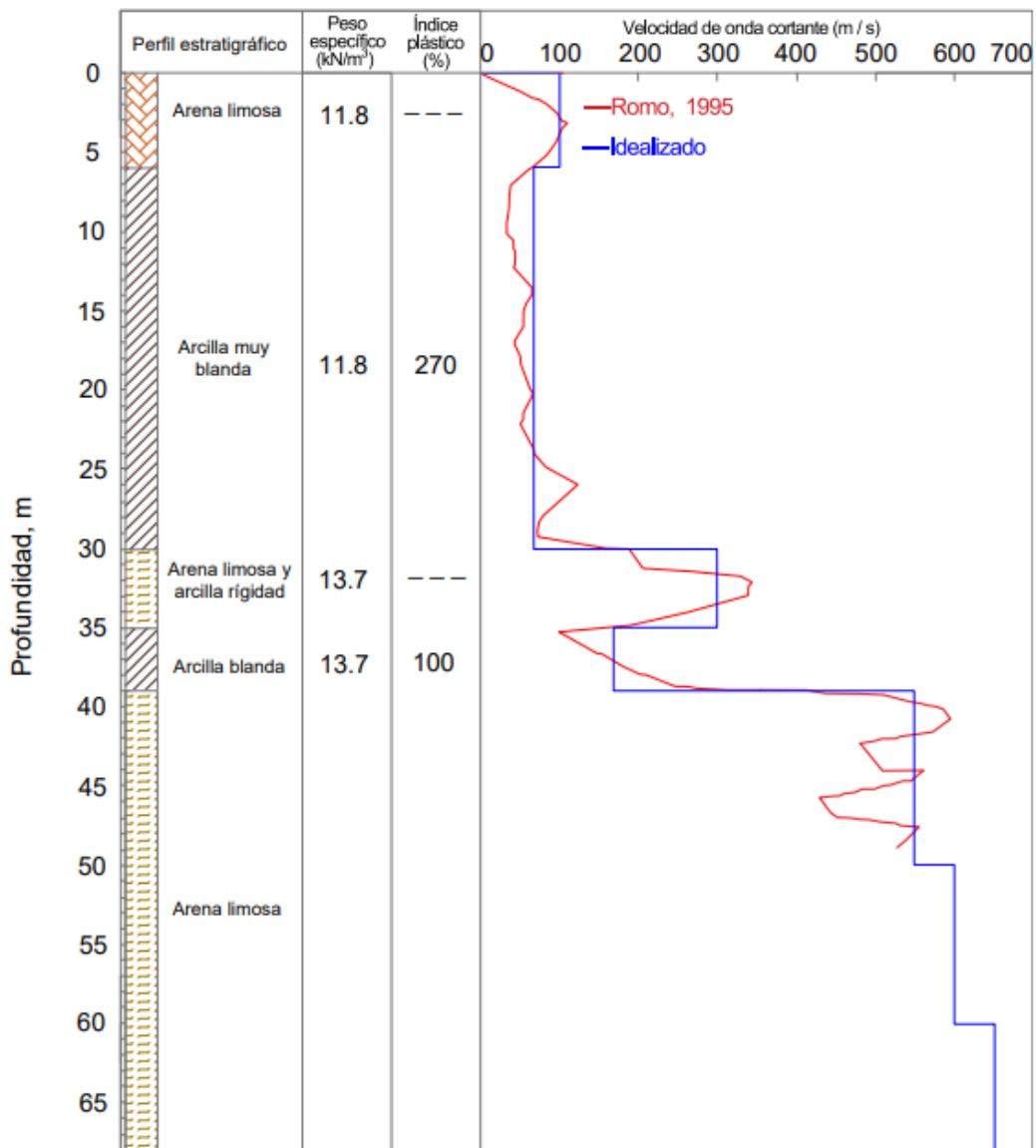


Figura 4.3. Perfil de suelo y distribución de velocidad de onda cortante en el sitio analizado (Mayoral y Mosqueda, 2020)





#### 4.4. Curvas normalizadas del módulo de rigidez al esfuerzo cortante y amortiguamiento

Las curvas normalizadas del módulo de rigidez al esfuerzo cortante y el amortiguamiento para las arenas fueron estimadas por Seed e Idriss para el límite superior (1970). Para caracterizar la degradación de la rigidez y el incremento de amortiguamiento de las arcillas durante el evento sísmico, se empleó el modelo de González y Romo (2011), ver figura 4.4. La distribución de la velocidad de la onda cortante fue obtenida usando down-hole (Jaime, 1987; Seed *et al.*, 1987) y la técnica de sonda suspendida (Jaime, 1987; Seed *et al.*, 1987).

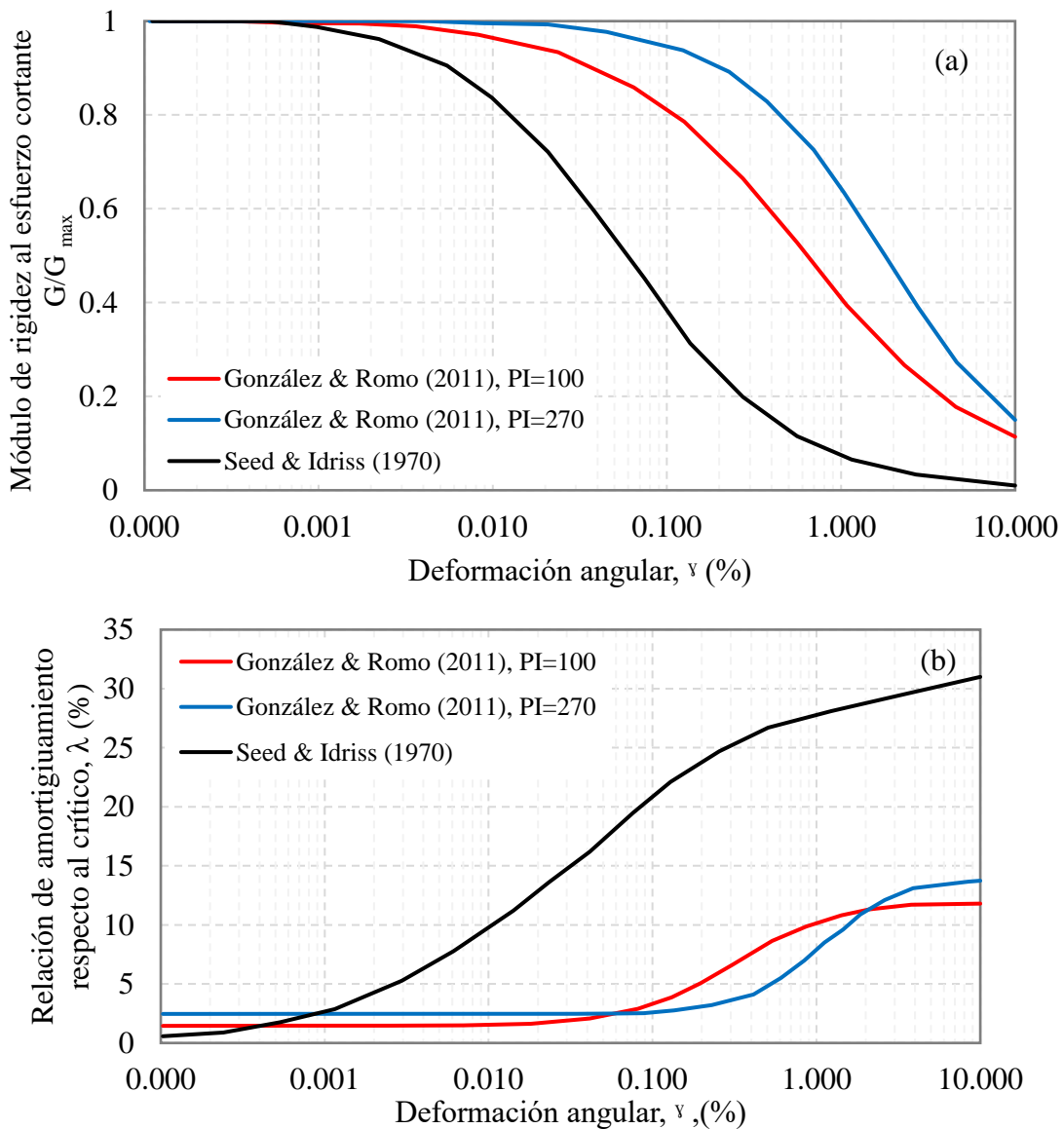


Figura 4.4. Curvas normalizadas: (a) módulo de rigidez al esfuerzo cortante,  $G/G_{max}$ , e (b) incremento de amortiguamiento  $\lambda$ .



#### 4.5. Ambiente sísmico

El peligro sísmico de la Ciudad de México se encuentra controlado por terremotos interplaca a lo largo de la zona de subducción en la costa del Pacífico, como el terremoto del 19 de septiembre de 1985; así como terremotos intraplaca en la placa de Cocos (Pestana *et al.*, 2002; Mayoral *et al.*, 2019).

El ambiente sísmico se determinó a partir de los espectros de peligro uniforme, EPU, para sismos normales y de subducción presentados en el reglamento de construcción vigente de la Ciudad de México (2023).

Para incluir los efectos de la duración, la amplitud y el contenido de frecuencia en los casos de estudio, se consideraron seis movimientos del suelo (tabla 5) registrados en suelos firmes.

Tabla 5: Registros sísmicos utilizados en el análisis.

Zona sismogénica	Nombre del sismo	Ubicación	Año	Magnitud [Mw]	Distancia epicentral [km]	Aceleración máxima [g]	Duración [s]
<b>Normal</b>	Umbría	Umbría Marche, Italia	1998	4.8	10	0.223	40
	Montenegro	Montenegro, Yugoslavia	1979	6.9	21	0.251	48
	2017	Puebla, México	2017	7.1	122	0.059	281
<b>Subducción</b>	1985	Michoacán, México	1985	8.1	419	0.033	73
	Chile	Maule, Chile	2010	8.8	109	0.638	120
	Japón	Honshu, Japón	2011	9	283	0.939	300

Los movimientos de suelo sintéticos se desarrollaron de manera que su espectro de respuesta amortiguado al 5% coincidiera razonablemente con el espectro de respuesta de diseño, utilizando el método de ajuste espectral propuesto por Lysmer (1978), y modificado por Abrahamson (2000). De este modo, las señales inducidas en el modelo tridimensional del puente representan una condición de diseño realista para el sitio.

Por convención el espectro de respuesta usado para caracterizar la intensidad del movimiento del terreno considera un porcentaje de amortiguamiento del 5 por ciento del crítico, para análisis estáticos lineales, dinámicos lineales y estáticos no lineales (NTCDS, 2023).



Las señales generadas con el procedimiento descrito se introdujeron en la base del modelo tridimensional de diferencias finitas en FLAC<sup>3D</sup> realizando un análisis numérico paramétrico (i.e. periodos de retorno para 125, 187, 250, 362, 475, 1475 y 2475 años).

Las historias de aceleraciones sintéticas y del sismo semilla para la máxima componente norte-sur, ajustadas espectralmente para los sismos normales y de subducción se muestran en las figuras 4.5 a la 4.10.

Para el análisis dinámico se consideraron las tres componentes de la excitación asumiendo el 100% en la dirección perpendicular al puente (X), y 100% en la dirección longitudinal (Y) y 2/3 de X en la componente vertical para eventos normales, y 1/3 de la componente vertical para eventos de subducción. Para el análisis sísmico en las dos componentes la excitación se asumió de la siguiente manera: 100% en la dirección longitudinal y 30% en la dirección perpendicular al puente (AASHTO, 2011).

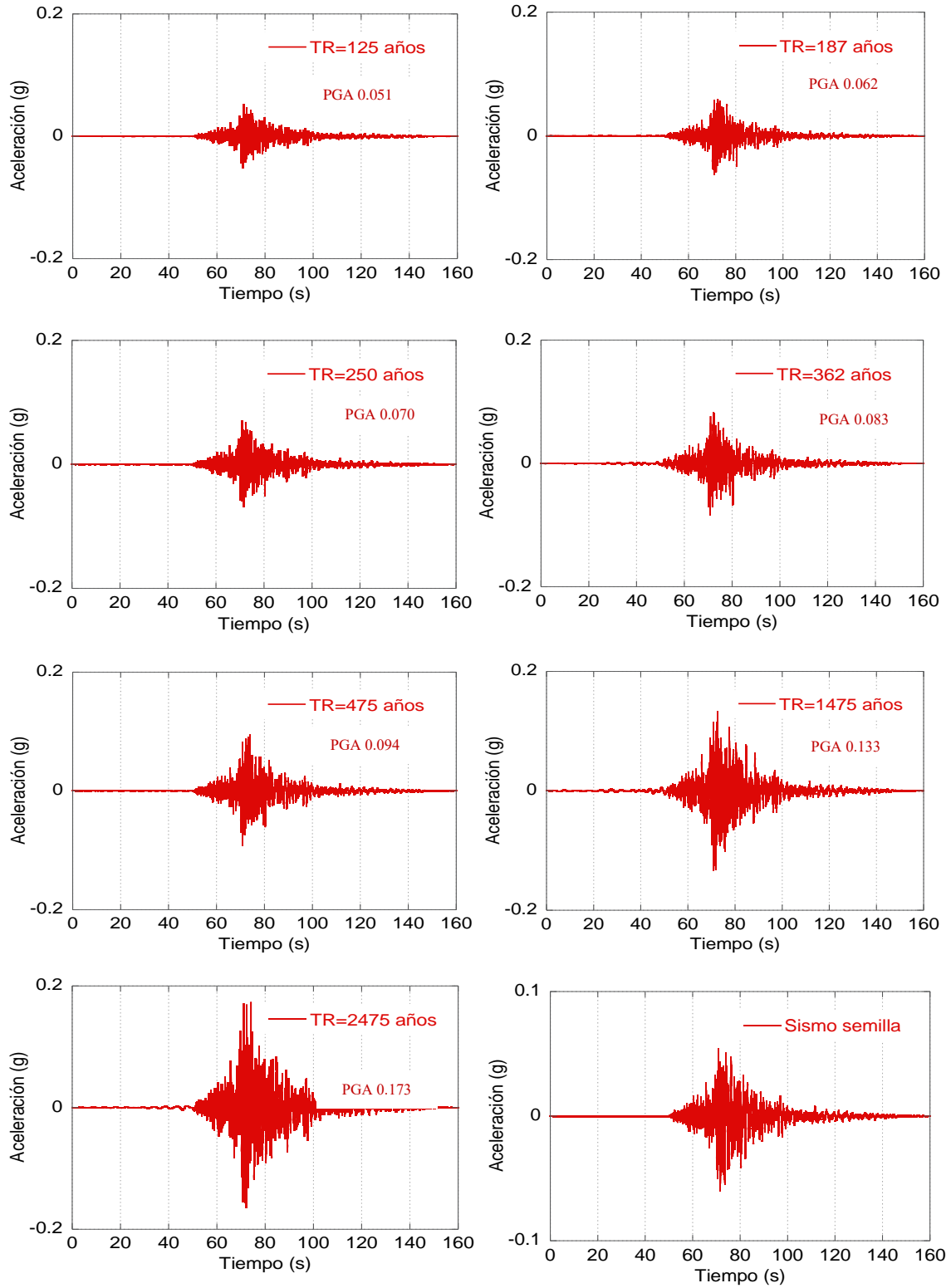


Figura 4.5. Historias de tiempo sintéticas y sismo semilla para el sismo de 2017

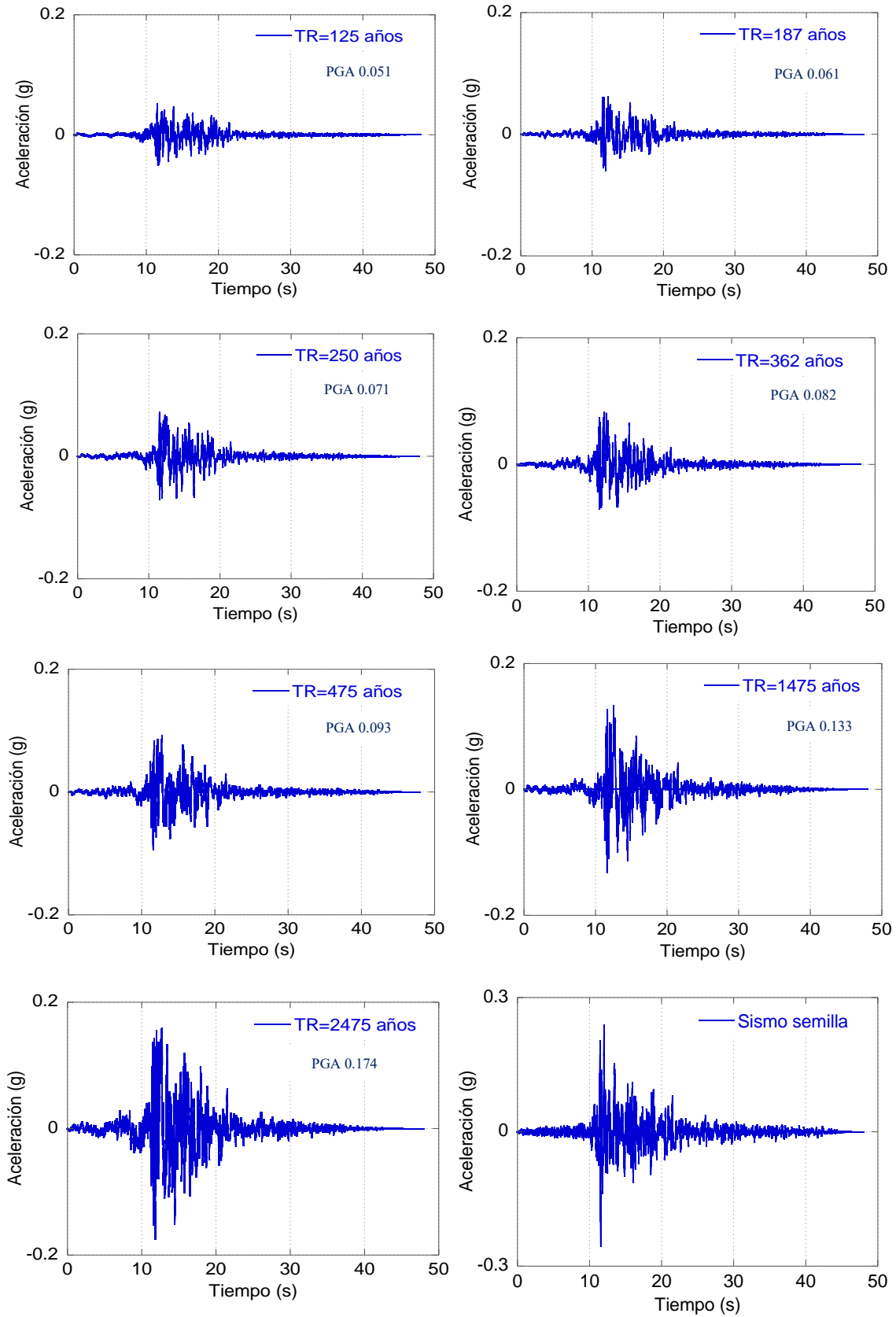


Figura 4.6. Historias de tiempo sintéticas y sismo semilla para el sismo de Montenegro

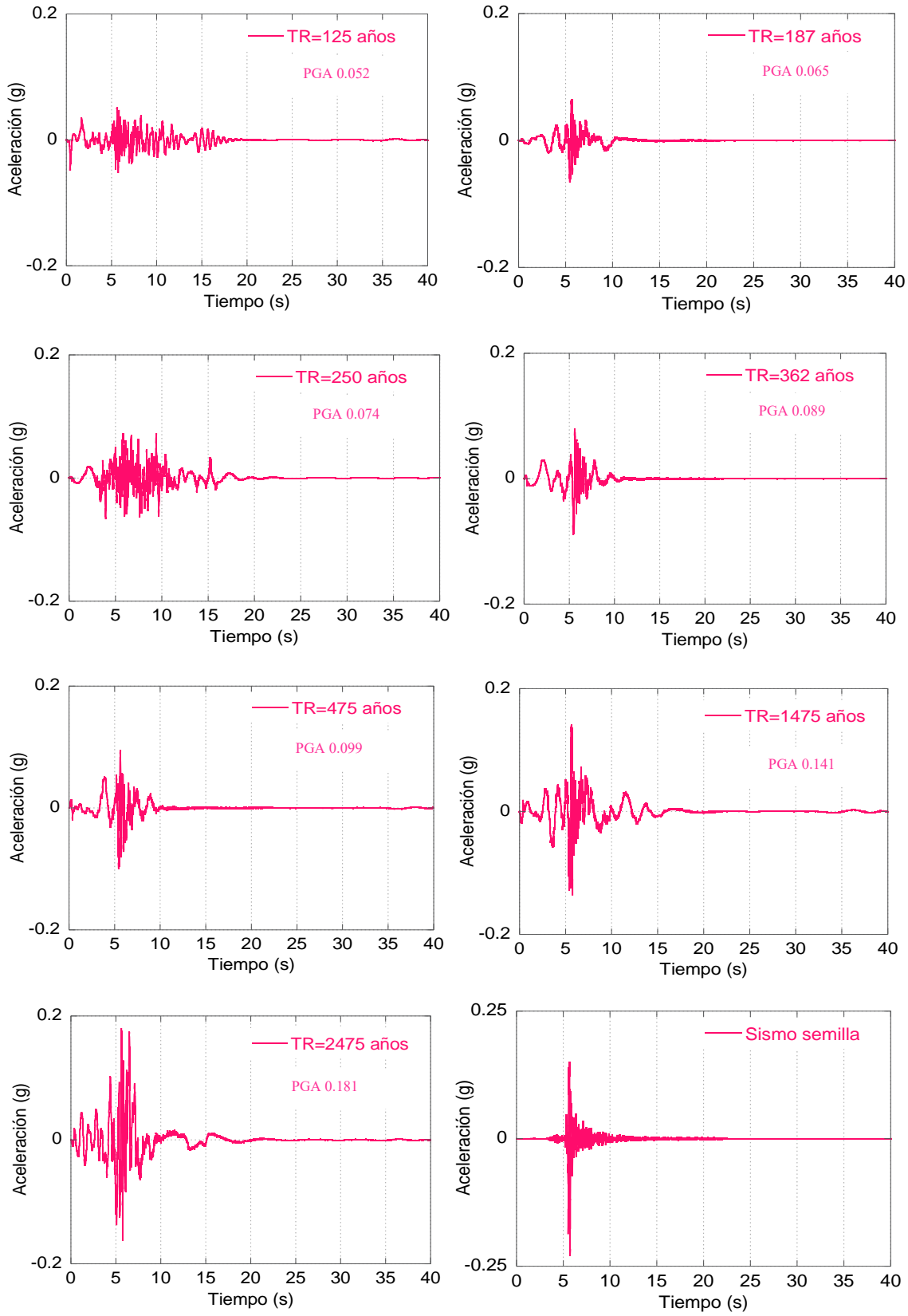


Figura 4.7. Historias de tiempo sintéticas y sismo semilla para el sismo de Umbría

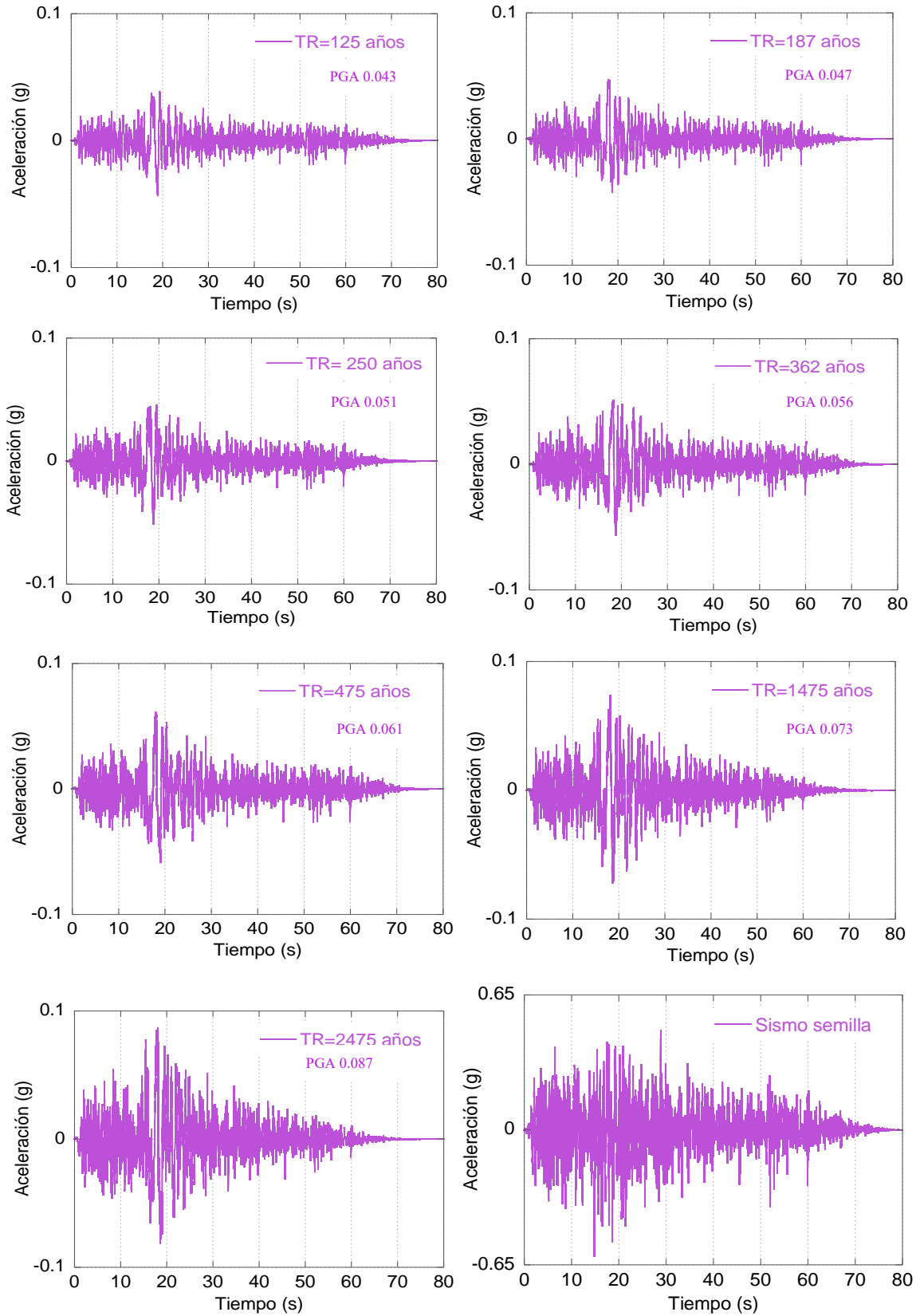


Figura 4.8. Historias de tiempo sintéticas y sismo semilla para el sismo de Chile

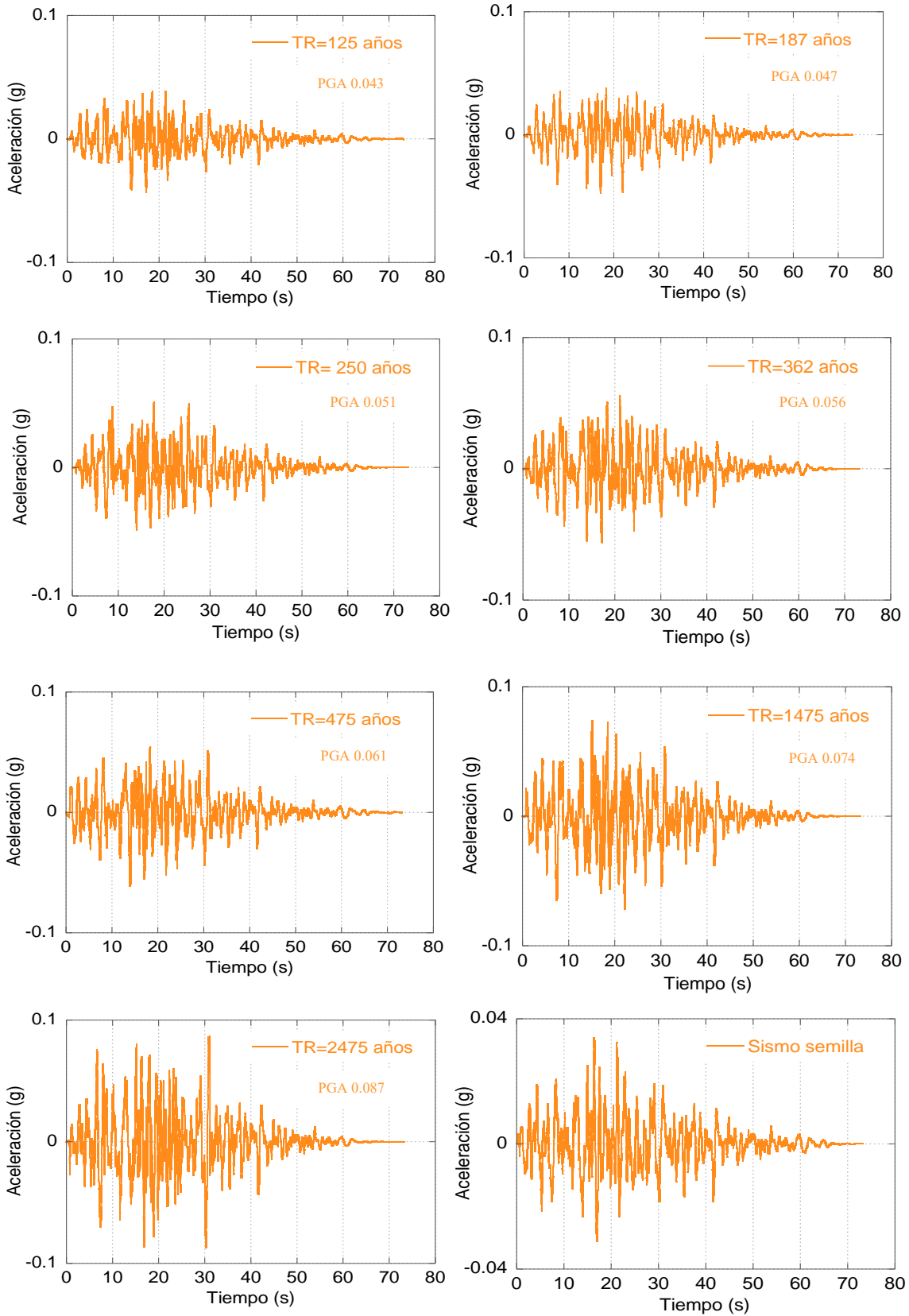


Figura 4.9. Historias de tiempo sintéticas y sismo semilla para el sismo de CU85



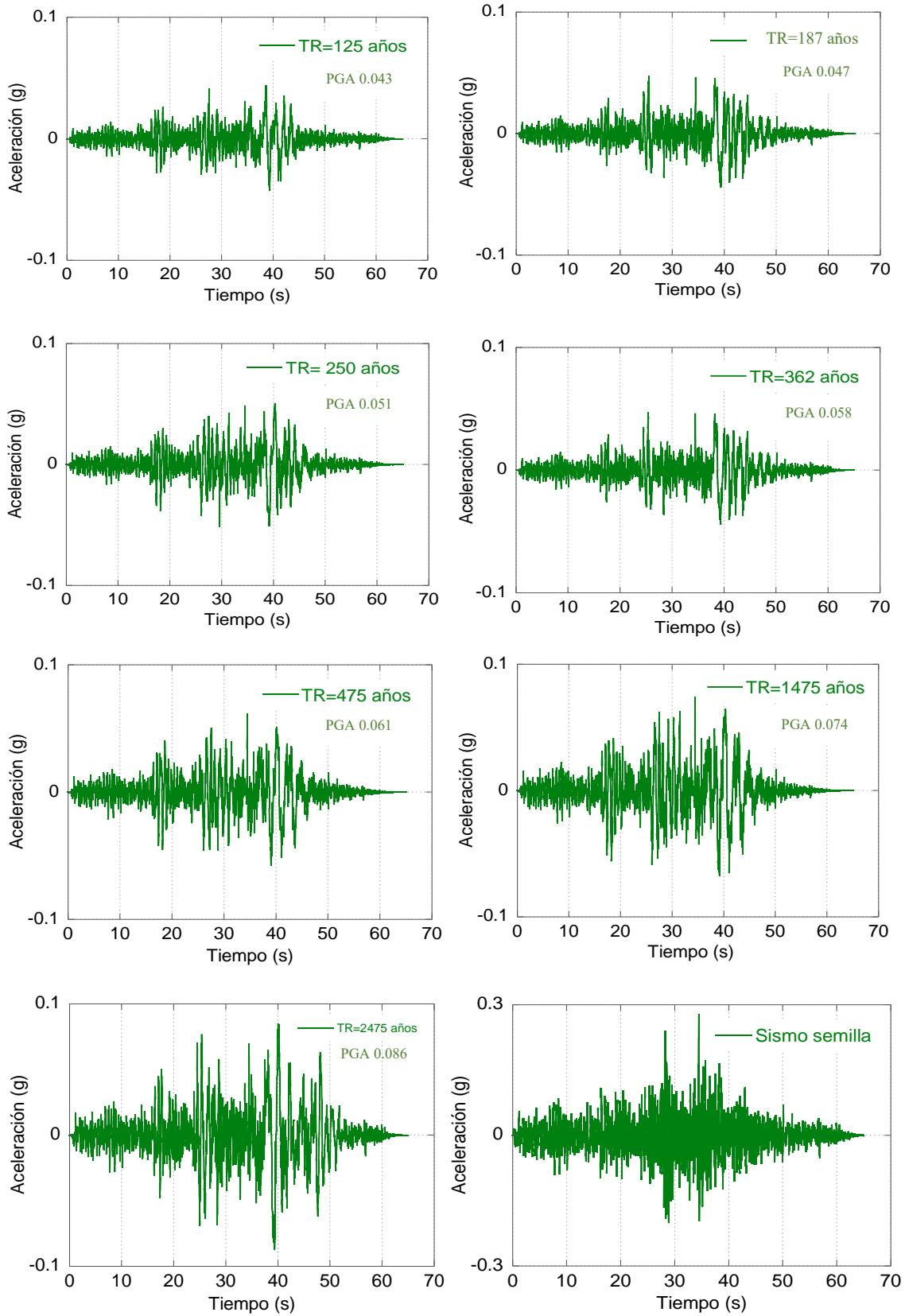


Figura 4.10. Historias de tiempo sintéticas y sismo semilla para el sismo de Japón



Los espectros de respuesta para cada sismo y cada periodo de retorno (125, 187, 362, 475, 1475 y 2475 años) considerados en el análisis, se muestran en la figura 4.11.

En los eventos normales, la aceleración espectral máxima del EPU va desde 0.15 hasta 0.48 g y se produce con un periodo de 0.2 s (5 Hz). En los eventos de subducción, la aceleración espectral máxima oscila entre 0.11 a 0.25 g, y se produce con dos bandas de periodos, una entre 0.7 y 0.9 s (1.11 a 1.43 Hz) y otra entre 1.6 a 2.2 s (0.45 a 0.63 Hz).

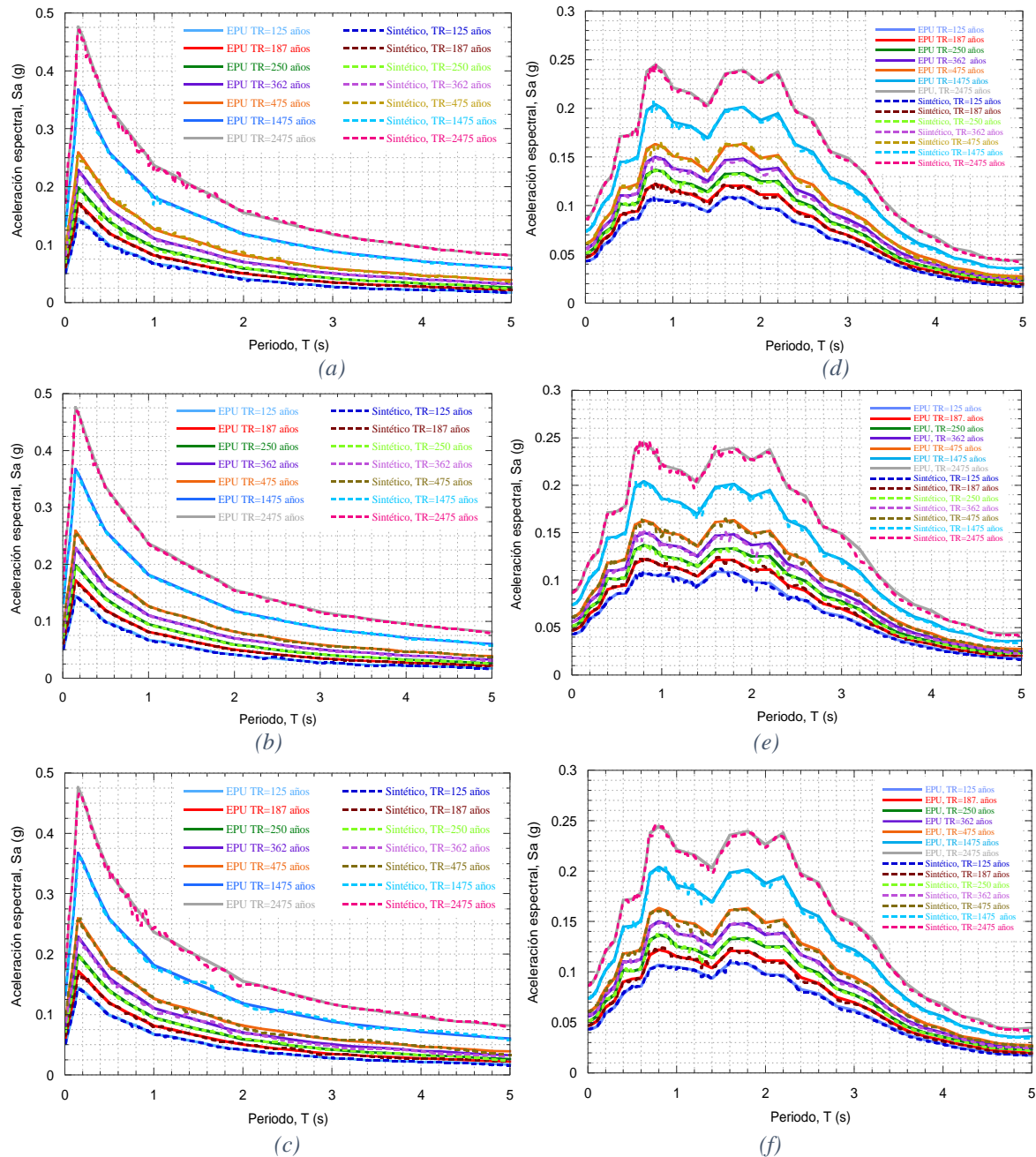


Figura 4.11. Espectros de peligro uniforme y espectros de respuesta de movimiento del suelo para sismos normales y de subducción, (a) CU 17, (b) Montenegro, (c) Umbría, (d) Chile, (e) CU 85 y (f) Japón.



#### **4.6. Análisis de la respuesta de sitio**

Los efectos de sitio son las modificaciones que sufren las ondas sísmicas debido a las condiciones específicas del terreno. Las modificaciones pueden darse en amplitud, duración y contenido de frecuencias de los movimientos.

El análisis dinámico para eventos de baja intensidad puede suponerse lineal equivalente en el dominio del tiempo y toma aproximadamente el efecto no lineal ante eventos de magnitud media a alta. El modelo histerético permite tener en cuenta las no linealidades del suelo, modificando en cada paso de tiempo tanto la rigidez del suelo como el amortiguamiento en función del incremento del esfuerzo cortante. Esto conduce a una mejor estimación del periodo predominante del suelo. En este tipo de análisis la no linealidad del suelo afecta la respuesta del sitio principalmente a lo largo del desarrollo del amortiguamiento histerético durante la carga cíclica. Por lo tanto, la degradación de la rigidez del suelo es baja, debido a su alto índice de plasticidad.

El modelo numérico de diferencias finitas desarrollado con FLAC<sup>3D</sup> tiene una profundidad de 68 m y una sección cuadrada de 10 m por 10 m (Figura 4.13). Los sismos fueron aplicados en la base del modelo tridimensional de diferencias finitas empleando propiedades lineales equivalentes. Las fronteras de campo libre empleadas en FLAC<sup>3D</sup> se utilizaron a lo largo del modelo y en la parte inferior se consideró una base rígida, para simular el gran contraste de impedancia dinámica existente en el sitio, en el que una arcilla con baja velocidad de onda cortante se superpone a un lecho rocoso con alta velocidad de onda cortante.

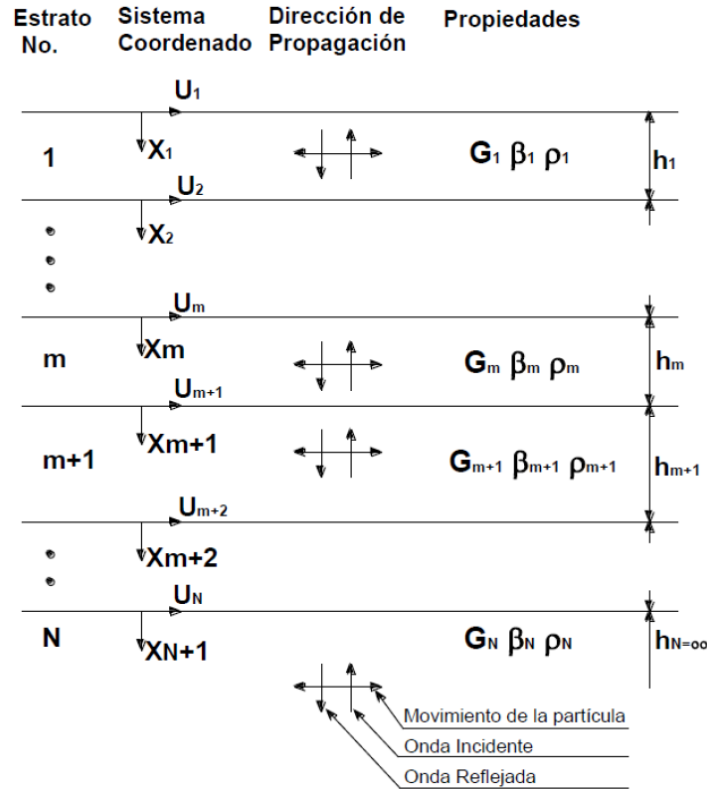


Figura 4.12. Sistema unidimensional de propagación de ondas

Para tomar en cuenta la variación del módulo de rigidez con la deformación angular durante el evento sísmico, se empleó el modelo histerético “Sig3”, disponible en FLAC3D (Itasca Consulting Group, 2009). El modelo de diferencias finitas de campo libre se muestra en la figura 4.13. Este modelo considera un suelo ideal, en el que el esfuerzo depende solo de la deformación y no del número de ciclos. Con estos supuestos, una relación constitutiva incremental de la curva de degradación se puede describir por  $\frac{\tau_n}{\gamma} = \frac{G}{G_{max}}$ , donde  $\tau_n$  es el esfuerzo cortante normalizado,  $\gamma$  es la deformación cortante y  $\frac{G}{G_{max}}$  el módulo secante normalizado. El modelo Sig3 es definido en la ecuación 6.

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{a}{1 + \exp\left(-\frac{L - x_0}{b}\right)} \quad (6)$$

donde  $L$  es la deformación logarítmica definida como  $L = \log_{10}(\gamma)$ , y los parámetros  $a$ ,  $b$  y  $x_0$ , utilizados por el modelo Sig3, se obtuvieron mediante un enfoque por iteraciones, ajustando las curvas de degradación del módulo con las ecuaciones del modelo. El amortiguamiento correspondiente viene dado directamente por el ciclo



de histéresis durante la carga cíclica. La tabla 6 muestra los parámetros “a”, “b” y “x<sub>0</sub>” para cada estrato.

Tabla 6. Estimación de los parámetros “a”, “b” y “x<sub>0</sub>”, para el modelo SIG3.

No. De estratos	Tipo de material	Espesor (m)	$\gamma$ [t/m <sup>3</sup> ]	Velocidad de onda (ms/s)	a	b	x <sub>0</sub>
1	3	3	1.2	100	1.004	-0.493	-1.222
2	3	3	1.2	100	1.004	-0.493	-1.222
3	1	3	1.2	75	1.000	-0.428	0.250
4	1	3	1.2	75	1.000	-0.428	0.250
5	1	3	1.2	75	1.000	-0.428	0.250
6	1	3	1.2	75	1.000	-0.428	0.250
7	1	2	1.2	75	1.000	-0.428	0.250
8	1	3	1.2	75	1.000	-0.428	0.250
9	1	3	1.2	75	1.000	-0.428	0.250
10	1	2	1.2	75	1.000	-0.428	0.250
11	1	2	1.2	75	1.000	-0.428	0.250
12	3	2	1.4	300	1.004	-0.493	-1.222
13	3	3	1.4	300	1.004	-0.493	-1.222
14	2	2	1.4	175	1.000	-0.559	-0.195
15	2	2	1.4	175	1.000	-0.559	-0.195
16	3	3	1.4	550	1.004	-0.493	-1.222
17	3	3	1.4	550	1.004	-0.493	-1.222
18	3	2.5	1.4	550	1.004	-0.493	-1.222
19	3	2.5	1.4	550	1.004	-0.493	-1.222
20	3	3	1.4	600	1.004	-0.493	-1.222
21	3	3	1.4	600	1.004	-0.493	-1.222
22	3	2	1.4	600	1.004	-0.493	-1.222
23	3	2	1.4	600	1.004	-0.493	-1.222
24	3	3	1.4	650	1.004	-0.493	-1.222
25	3	2.5	1.4	650	1.004	-0.493	-1.222
26	3	2.5	1.4	650	1.004	-0.493	-1.222
27	SEMIESPACIO			0	0.000	0.000	0.000

Nota: Material 1: Curvas de González & Romo (2011), PI=270  
Material 2: Curvas de González & Romo (2011), PI=100  
Material 3: Curvas de Seed & Idriss (1970)

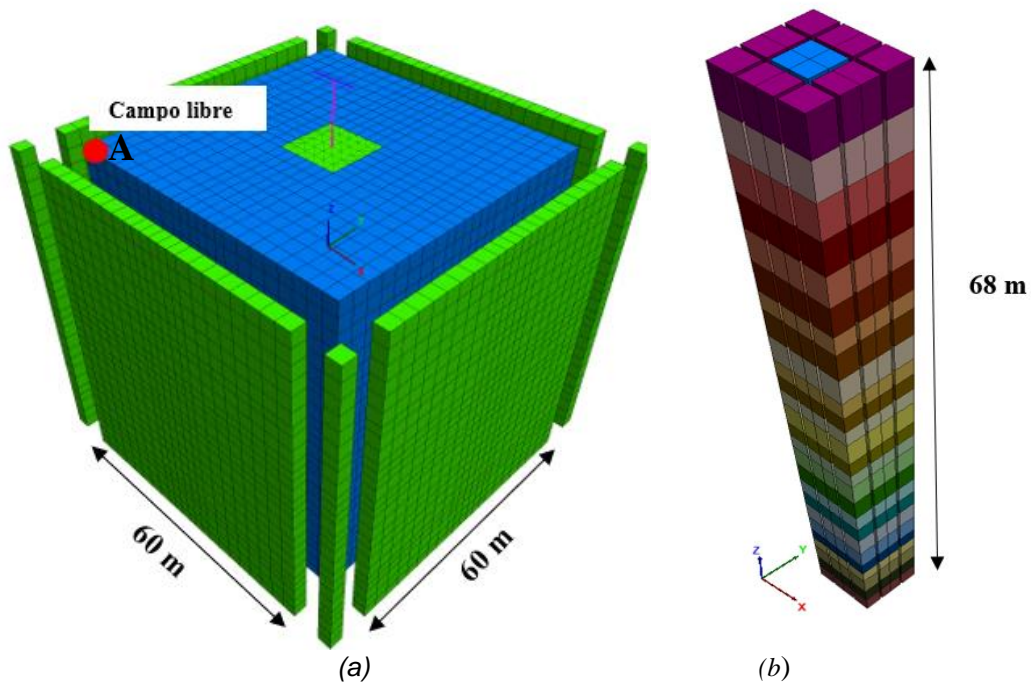


Figura 4.13. (a) Modelo tridimensional de diferencias finitas, y (b) Modelo unidimensional de diferencias finitas del campo libre

La dispersión numérica de la onda que se propaga puede ocurrir en un análisis dinámico en función de las condiciones de modelado. Tanto el contenido de frecuencias de la onda de entrada como las características de velocidad de onda del sistema afectarán la exactitud numérica de la transmisión de onda. Por lo anterior, las condiciones de contorno a los lados del modelo deben tener en cuenta el movimiento del campo libre. Estos límites laterales deben colocarse a distancias suficientes para minimizar las dispersiones de la onda que se propaga y lograr las condiciones de campo libre. La calibración de la componente vertical se calculó de acuerdo con lo propuesto por Newmark (1979), 60 y 30% en la vertical para sismos normales y de subducción.

Modelos desarrollados por Mayoral (2015) han demostrado tener una buena concordancia entre modelos de diferencias finitas desarrollado con FLAC3D y SHAKE para niveles de movimiento bajos a moderados, usando mallas con tamaños de elementos similares.

De la figura 4.14 a la figura 4.19 se muestran los espectros de respuesta obtenidos del análisis unidimensional con SHAKE, y el punto de control A,



correspondiente a la condición de campo libre para la columna de suelo y el modelo numérico. Donde se puede observar que para sismos normales el periodo fundamental del suelo es menor a 1 s, mientras que para sismos de subducción el periodo oscila entre 1 y 2 s.

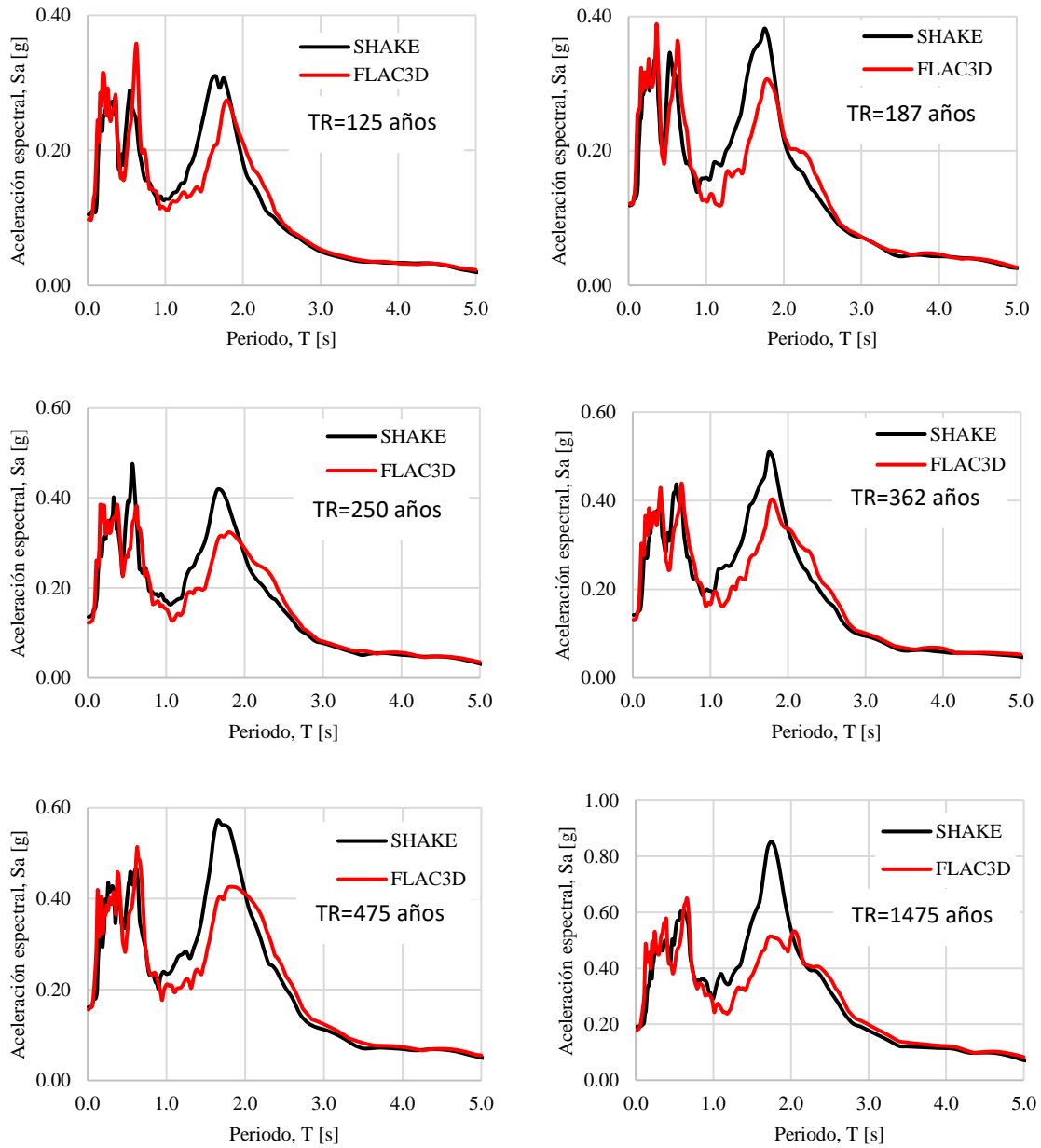


Figura 4.14. Espectros de respuesta para el sismo de CU17



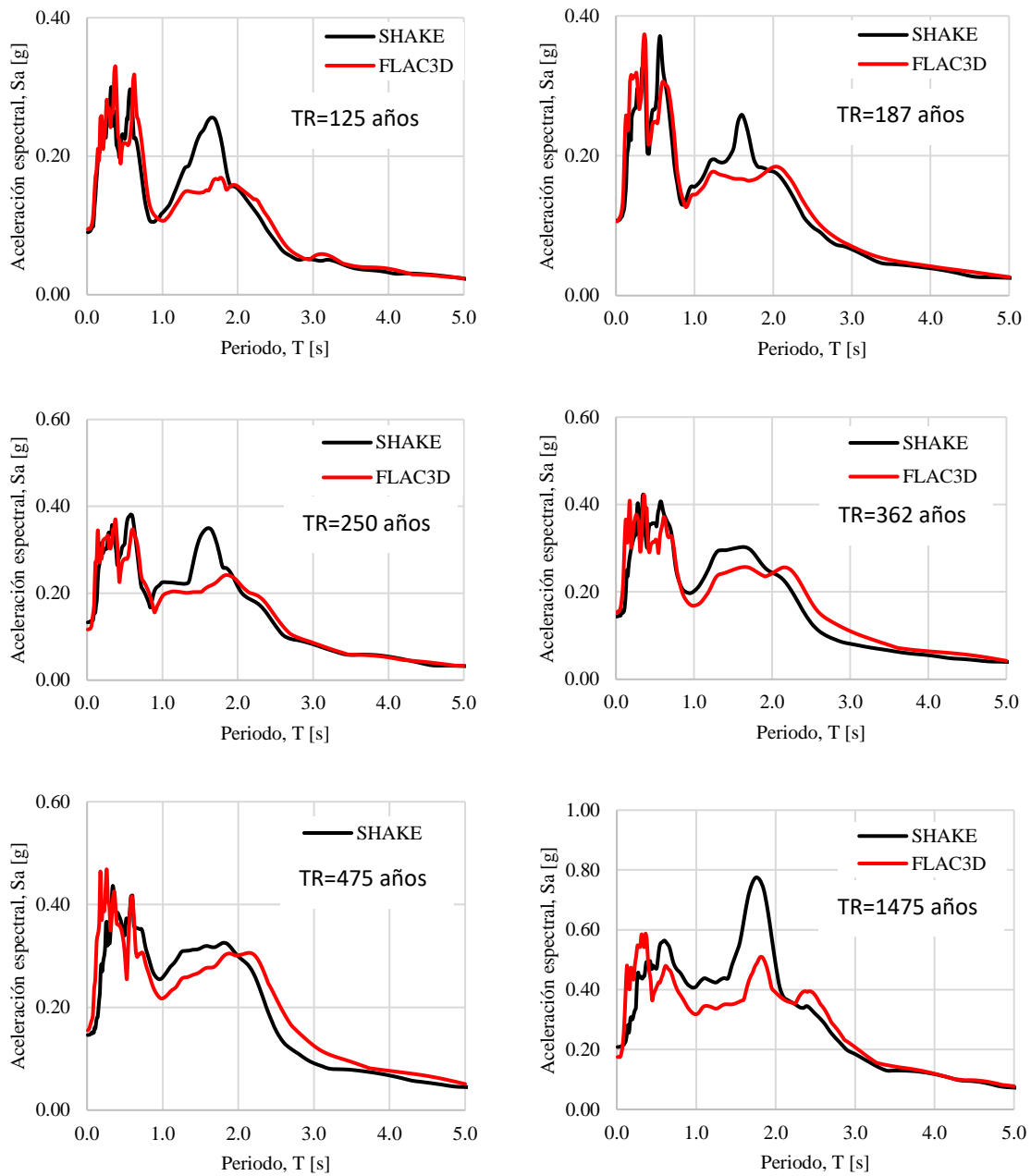


Figura 4.15. Espectros de respuesta para el sismo de Montenegro

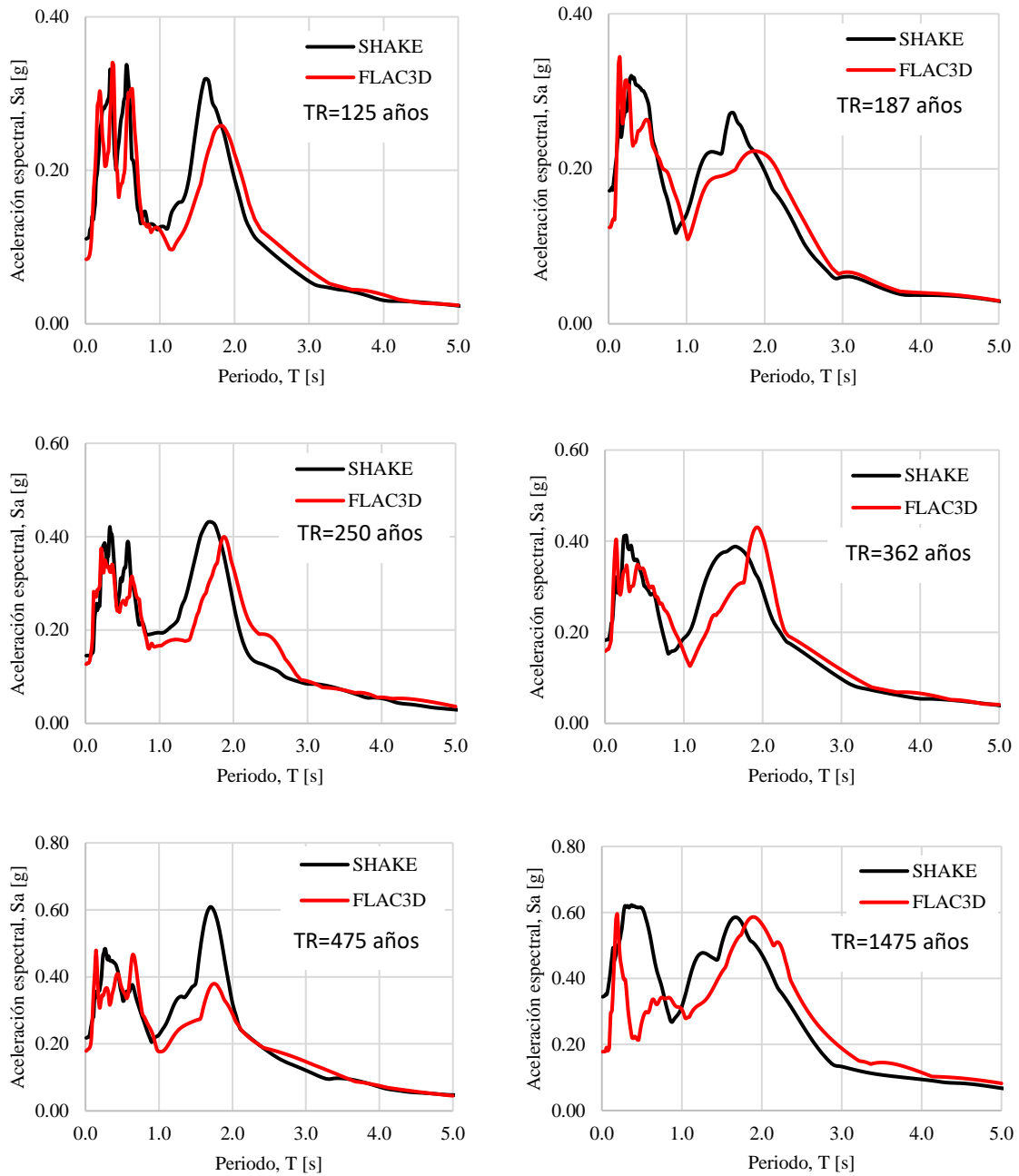


Figura 4.16. Espectros de respuesta para el sismo de Umbría

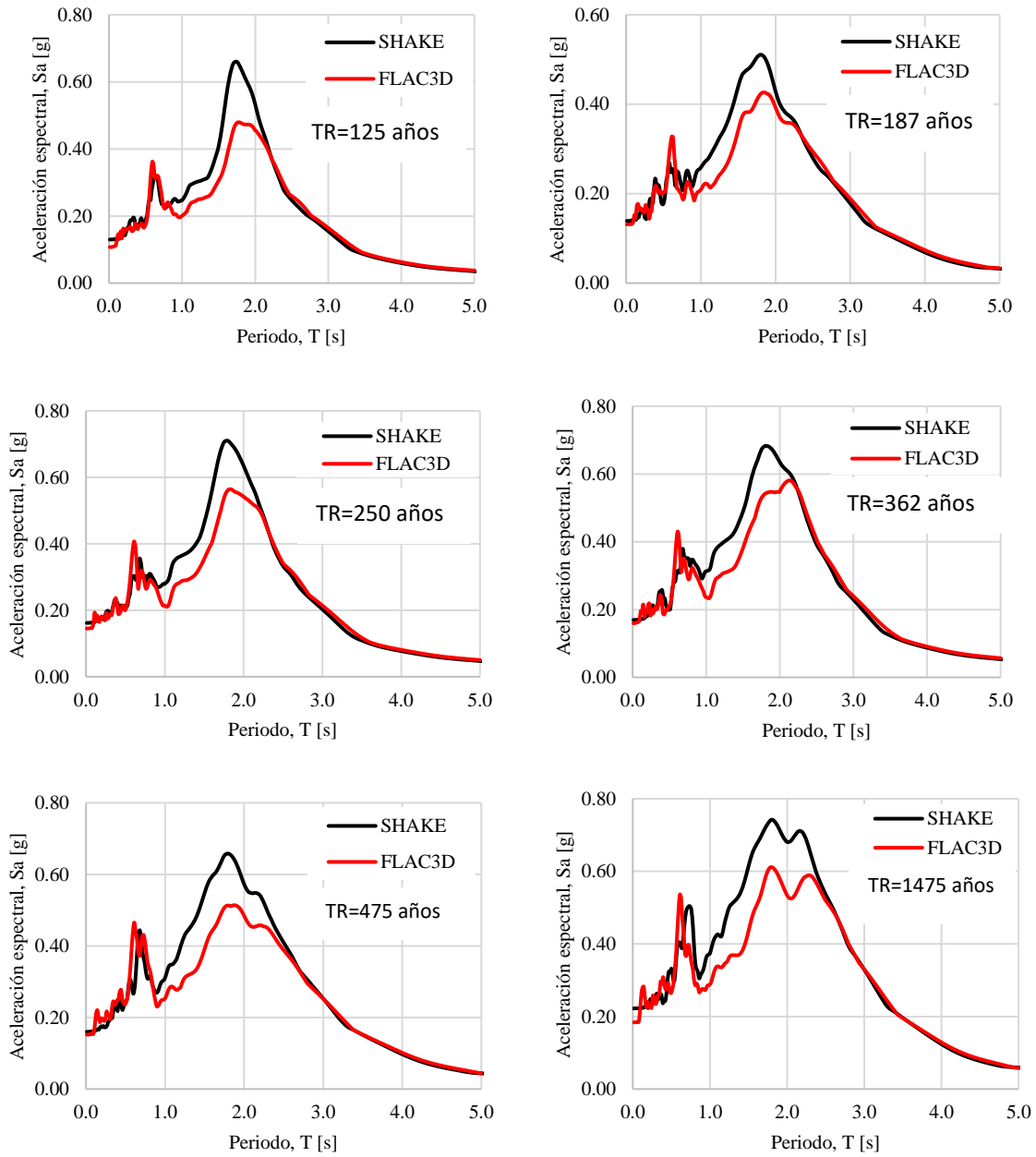


Figura 4.17. Espectros de respuesta para el sismo de Chile

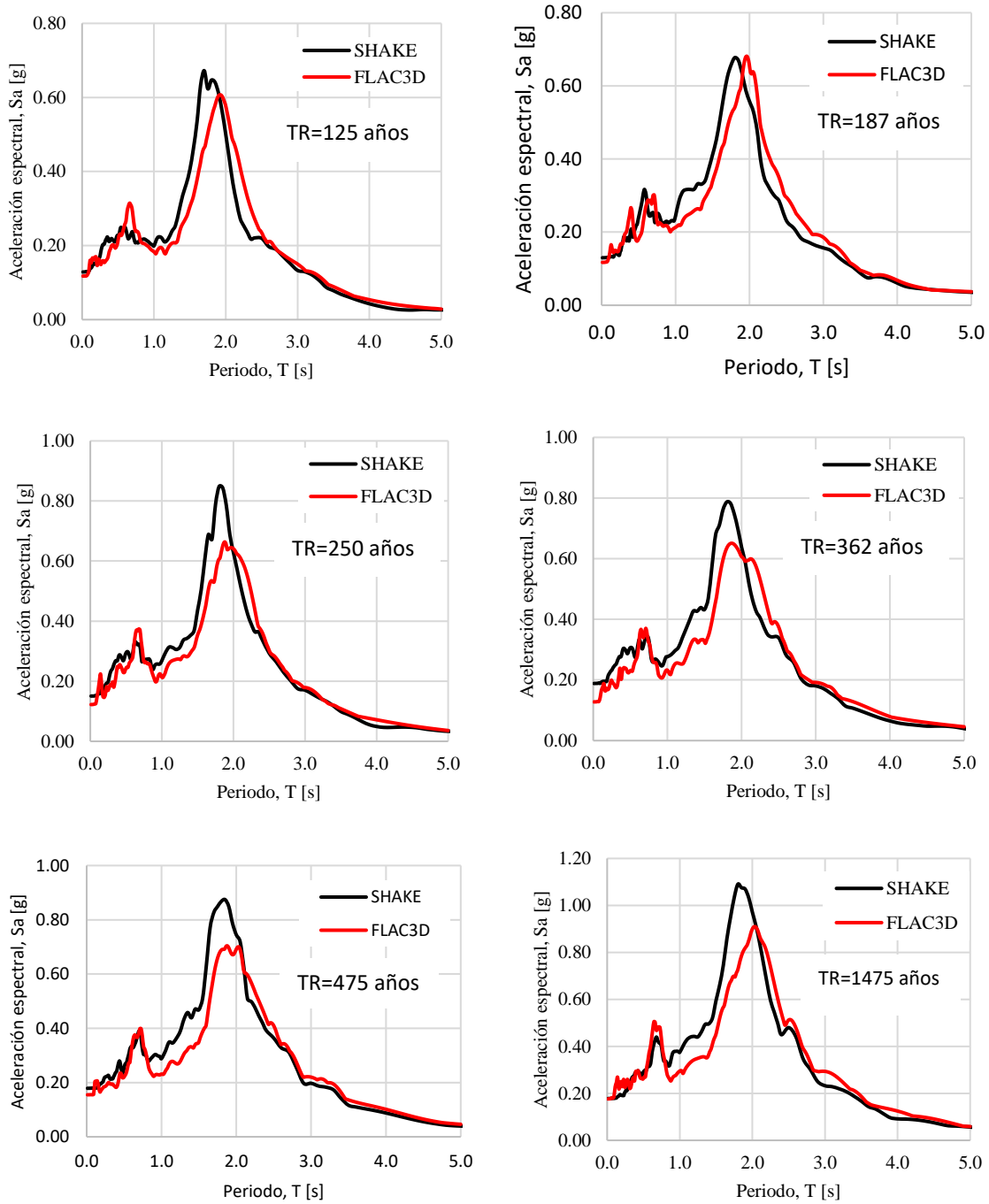


Figura 4.18. Espectros de respuesta para el sismo de CU85

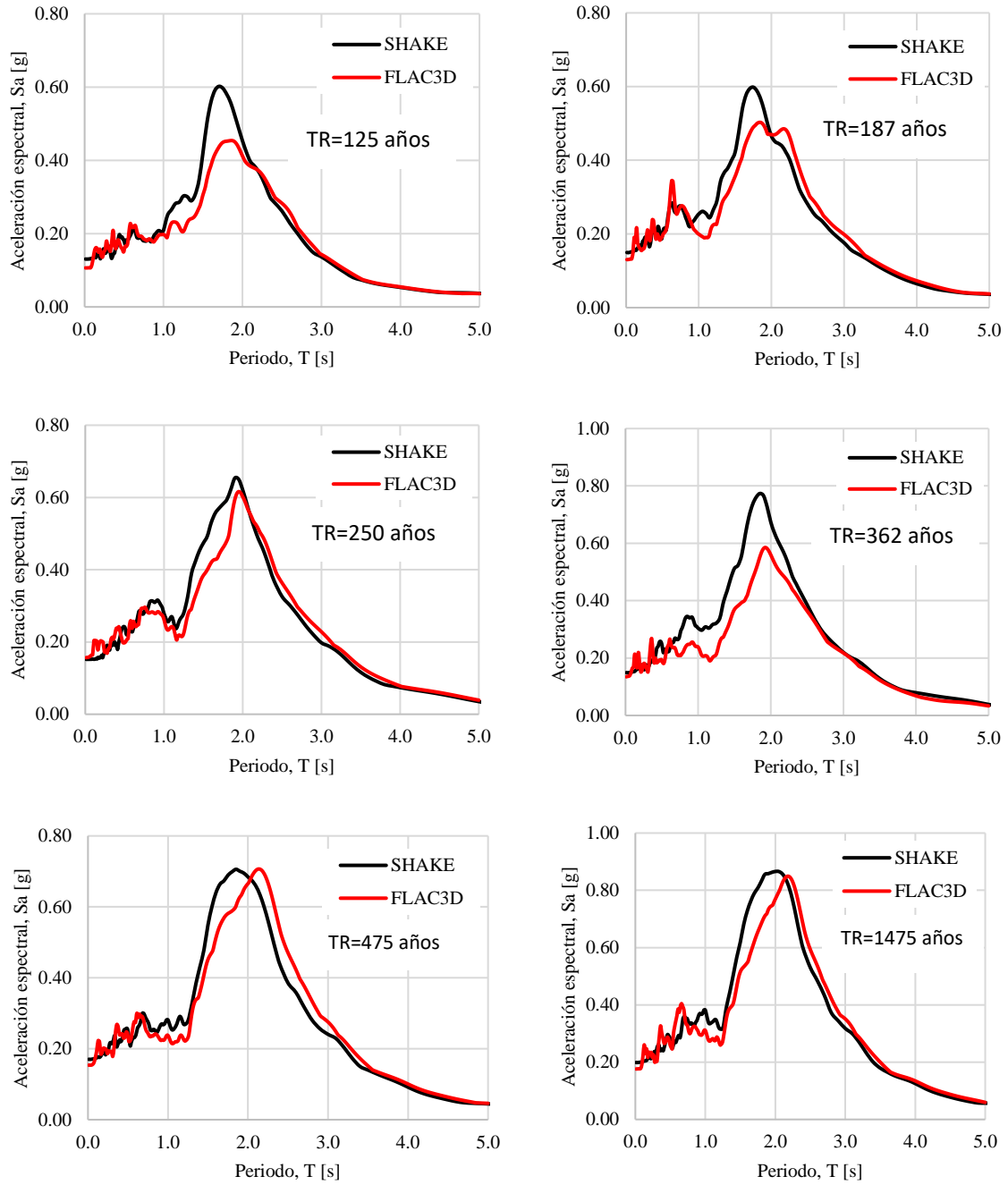


Figura 4.19. Espectros de respuesta para el sismo de Japón



#### **4.7. Modelo numérico para el caso de estudio 1**

Para evaluar la respuesta sísmica del sistema, se desarrollaron una serie de modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas empleando el software FLAC3D (Itasca Consulting Group, 2005) considerando la no linealidad del suelo en los materiales arcillosos de forma aproximada con el método lineal equivalente, y el movimiento del suelo en dos y tres direcciones, para la dirección longitudinal y transversal.

Se empleó un modelo SIG3, el cual intenta caracterizar la respuesta transitoria del suelo en cada ciclo de carga como una función de la evolución de las deformaciones cortantes durante el movimiento del suelo, y la prueba triaxial cíclica a partir de la cual se desarrollaron las curvas del módulo de rigidez al esfuerzo cortante y amortiguamiento. Las fronteras de campo absorbentes implementadas en FLAC3D se utilizaron a lo largo de los bordes del modelo, para evitar reflejos de energía en los bordes del modelo, y representar condiciones de campo libre.

El sistema suelo-estructura se dividió en suelo, cimentación y estructura. Para simular los elementos estructurales del puente, se utilizaron elementos BEAM para las vigas y columnas, elementos SHELL para el cajón de cimentación, y elementos PILE para los pilotes como se muestra en la figura 4.20.

El modelo tridimensional de diferencias finitas desarrollado en el código FLAC3D es un prisma de 60 por 60 m, y una altura de 68 m, subdividido horizontalmente en cada una de las capas y subcapas del suelo. El origen del sistema se ubica en la esquina inferior derecha y los ejes  $x$  y  $y$  coinciden con las direcciones transversal y longitudinal del paso elevado.

Las dimensiones de los elementos sólidos se seleccionaron en función del tamaño y forma de la estructura, así como del espesor de las capas de suelo. Se procuró que su tamaño no excediera  $1/5$  de la relación entre la velocidad de onda cortantes y la frecuencia de la señal en la que se encuentra la mayor porción de su energía, para así evitar la dispersión de las ondas durante su propagación (Kuhlemeyer & Lysmer, 1973). Por lo tanto, las dimensiones de los elementos se conservaron menores a 3 m considerando que la velocidad de onda cortante más baja es de 70 m/s.

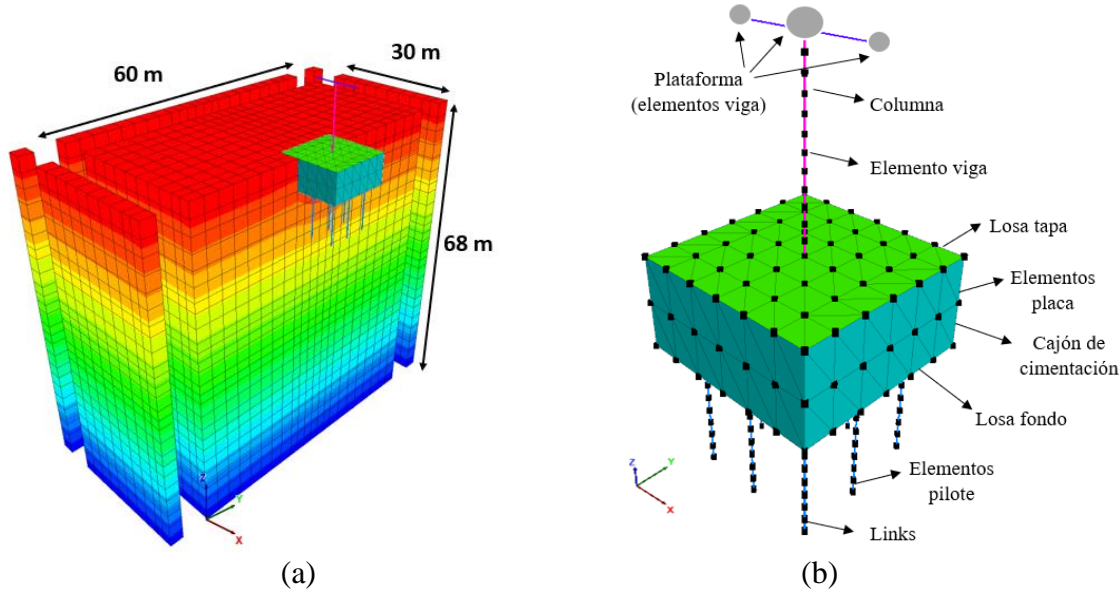


Figura 4.20. a) Modelo numérico tridimensional usado para el análisis de interacción dinámica suelo estructura b) Elementos estructurales utilizados para simular el puente.

Las características de los elementos para modelar el puente se presentan en la tabla 7.

Tabla 7. Propiedades del modelo estructural

Elemento	Modelo	Módulo de Young (GPa)	Relación de Poisson	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )
Superestructura del puente	Elementos BEAM	31.82	0.30	24
Cajón de cimentación	Elementos SHELL	22.14	0.20	24
Pilotes	Elementos PILE	24.24	0.20	24

El análisis sísmico se llevó a cabo utilizando los movimientos sintéticos del suelo que se muestran en las figuras 4.5 a la 4.10, considerando el sismo en: 1) dos direcciones (componentes horizontales) y 2) tres direcciones (componente vertical).

#### 4.8. Modelo numérico para el caso de estudio 2 (7 apoyos)

La figura 4.17 muestra el modelo de diferencias finitas utilizado para los análisis de interacción sísmica suelo-estructura, empleando el software FLAC3D (Itasca Consulting Group, 2005) considerando la no linealidad del suelo en los materiales arcillosos de forma aproximada con el método lineal equivalente, para varios periodos de retorno (i.e., 125, 187, 250, 362, 475, 1475 y 2475 años), y en la dirección longitudinal y transversal.



Para simular los elementos estructurales del puente, se utilizaron elementos BEAM para las vigas y columnas, elementos SHELL para el cajón de cimentación, y elementos PILE para los pilotes, que tienen en cuenta los efectos del diámetro y la interacción entre el pilote y el suelo circundante (figura 4.21).

Las propiedades del modelo estructural fueron las mismas que se emplearon en la tabla 7. El ambiente sísmico se consideró para tres direcciones, tomando en cuenta el 100% del movimiento en las componentes horizontales y en la vertical un 60% para sismos normales y 30% para sismos de subducción, respectivamente.

Para este caso el modelo tridimensional de diferencias finitas desarrollado en el código FLAC3D es un prisma rectangular de 260 m de longitud, 60 m de ancho y 68 m de altura, subdividido horizontalmente en cada una de las capas y subcapas del suelo. El origen del sistema se ubica en la esquina inferior izquierda y los ejes x y y coinciden con las direcciones longitudinal y transversal del paso elevado.

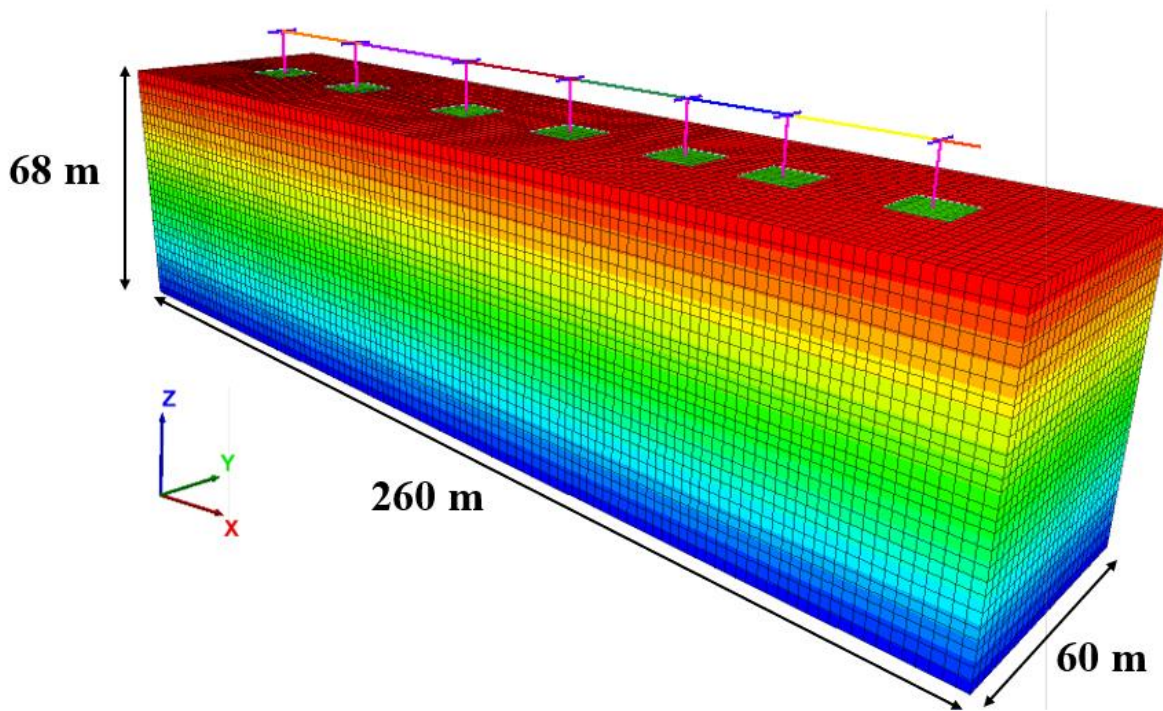


Figura 4.21. Modelo tridimensional de diferencias finitas del puente





## 5. Análisis de resultados

### 5.1. Estimación del índice de daño considerando el sismo en dos y tres direcciones

Para este caso de estudio, el índice de daño, DI (tabla 8), se estableció a partir del desplazamiento relativo lateral de la columna normalizado por una altura de columna media (es decir, 12 m).

Tabla 8. Estimación de estados de daño para pasos elevados urbanos (Jin-Hak,2007)

<i>Estado de daño (dsi)</i>	<i>ds0. Nulo</i>	<i>ds1. Mínimo</i>	<i>ds2. Moderado</i>	<i>ds3. Severo</i>	<i>ds4. Completo</i>
<i>Rango del índice de daño</i>	$0.007 < DI$	$0.007 < DI \leq 0.015$	$0.015 < DI \leq 0.025$	$0.025 < DI \leq 0.050$	$DI > 0.050$

Las figuras 5.1 y 5.2 muestran la evolución del índice de daño con respecto a la aceleración máxima del terreno en campo libre, PGAff, en dirección transversal y longitudinal, junto con una regresión exponencial media que se ajusta al conjunto de datos para el caso de estudio 1. Por otra parte, en las figuras 5.3 y 5.4 se aprecia la evolución del índice de daño para el caso de estudio 2, donde se puede observar que el índice de daño, tanto en la dirección longitudinal como en la transversal, es menor comparada con el caso 1.

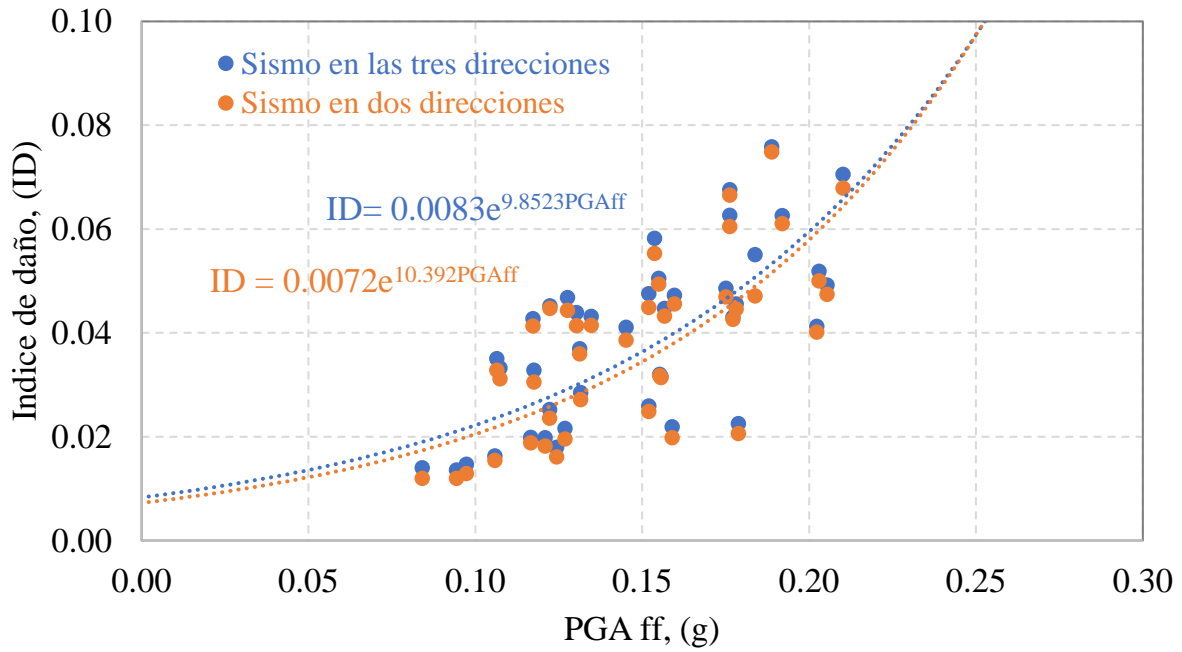


Figura 5.1. Evolución del índice de daño en la dirección transversal para el caso de estudio 1

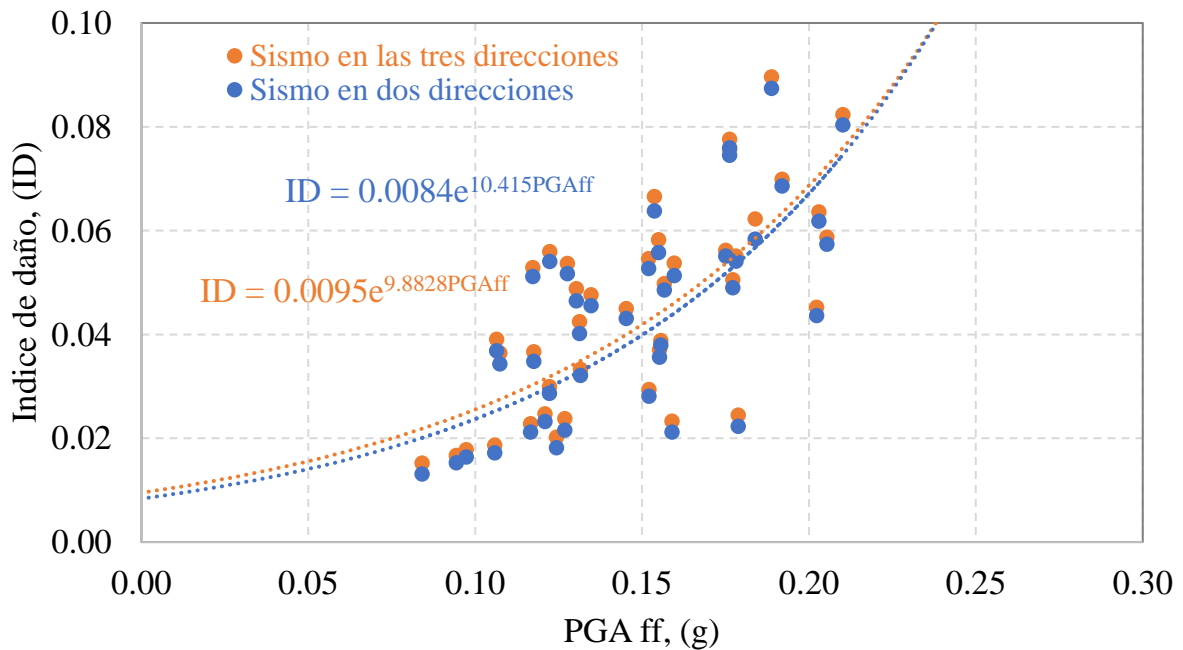


Figura 5.2. Evolución del índice de daño en la dirección longitudinal para el caso de estudio 1

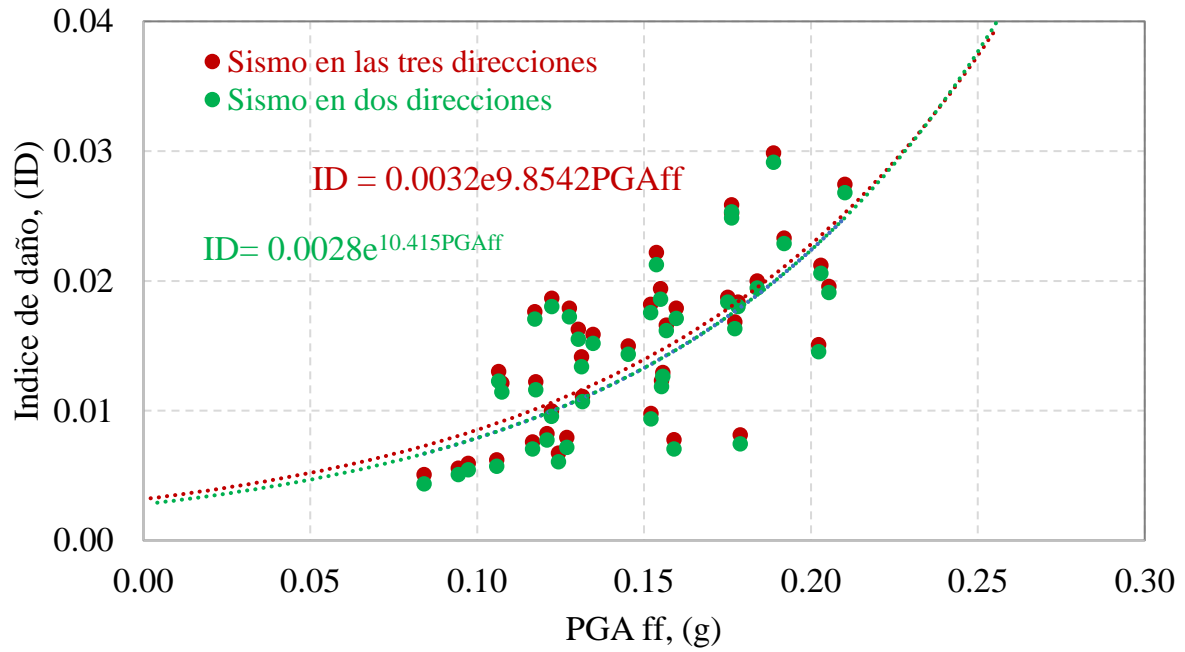


Figura 5.3. Evolución del índice de daño en la dirección transversal para el caso de estudio 2

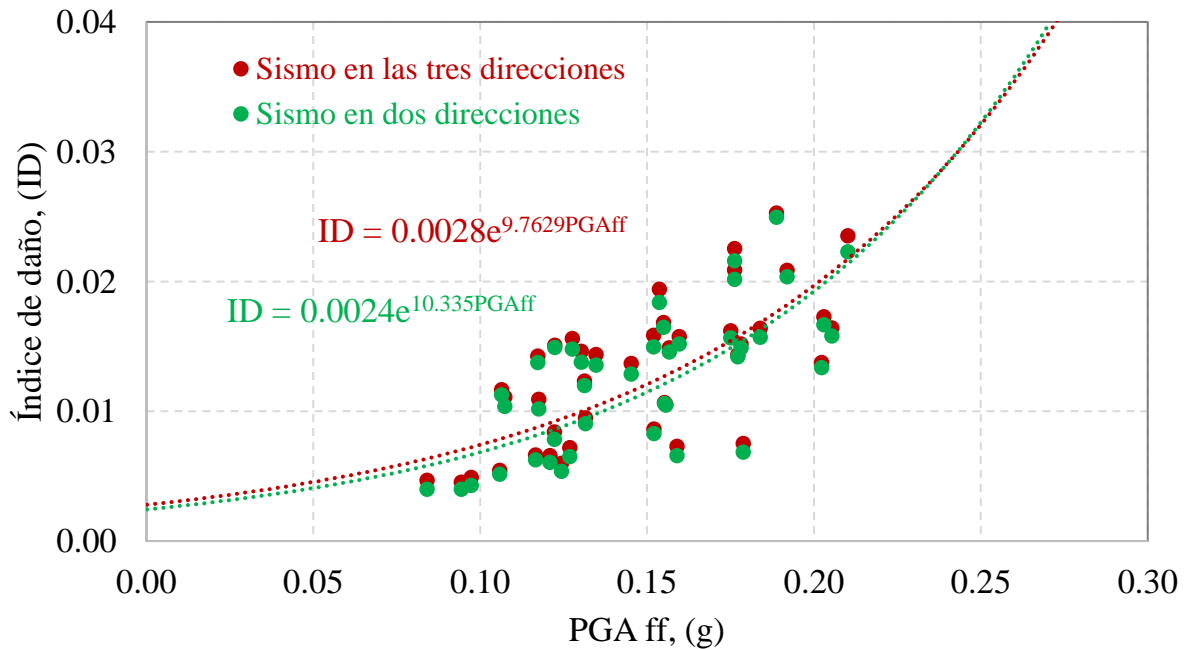


Figura 5.4. Evolución del índice de daño en la dirección longitudinal para el caso de estudio 2



## **5.2. Curvas de fragilidad ante eventos sísmicos tridimensionales y bidimensionales (Caso 1)**

Las curvas de fragilidad generadas para ambientes sísmicos tridimensionales (considera las tres componentes del sismo) y bidimensionales (considera las componentes horizontales del sismo) se desarrollaron para cuatro estados de daño (mínimo, moderado, severo y completo).

De acuerdo con los resultados de los modelos numéricos, y la estimación de la probabilidad de daño para un nivel dado de movimiento de suelo, el diseño óptimo de puentes ante eventos sísmicos se logra controlando los niveles de daño y los modos de falla en los elementos del puente. Esto a su vez implica una correcta estimación del punto de ruptura de los elementos estructurales, ya que al diseñarlos con una resistencia menor que el sismo de mayor intensidad, la demanda estructural de los elementos del puente queda limitada, dándole al puente una mayor ductilidad. De igual manera, este enfoque requiere de la correcta estimación del amortiguamiento, principalmente en los modos de vibración transversal, donde los desplazamientos relativos del puente son mayores.

La tabla 9 muestra la probabilidad de daño para en la dirección transversal y longitudinal, para los cuatro estados de daño.



Tabla 9. Probabilidad de daño

Dirección	Probabilidad de daño [%]	Daño mínimo PGA [g]		Daño moderado PGA [g]		Daño severo PGA [g]		Daño completo PGA [g]	
		3D	2D	3D	2D	3D	2D	3D	2D
Transversal	10%	0.0042	0.0116	0.0288	0.0338	0.0539	0.0578	0.0882	0.0903
	20%	0.0084	0.0150	0.0371	0.0438	0.0695	0.0743	0.1132	0.1158
	30%	0.0114	0.0184	0.0447	0.0525	0.0832	0.0890	0.1355	0.1386
	40%	0.0136	0.0218	0.0521	0.0613	0.0970	0.1039	0.1580	0.1616
	50%	0.0158	0.0255	0.0601	0.0707	0.1120	0.1198	0.1823	0.1865
	60%	0.0179	0.0291	0.0694	0.0816	0.1292	0.1383	0.2104	0.2153
	70%	0.0203	0.0343	0.0809	0.0953	0.1506	0.1611	0.2453	0.2509
	80%	0.0254	0.0402	0.0970	0.1140	0.1802	0.1930	0.2935	0.3002
	90%	0.0315	0.0521	0.1244	0.1461	0.2310	0.2475	0.3765	0.3848
	100%	0.0783	0.1262	0.3054	0.3646	0.5795	0.6158	0.9384	0.9621
Longitudinal	10%	0.0042	0.0142	0.0220	0.0263	0.0471	0.0508	0.0813	0.0828
	20%	0.0084	0.0139	0.0285	0.0344	0.0608	0.0649	0.1043	0.1063
	30%	0.0114	0.0169	0.0344	0.0414	0.0728	0.0778	0.1249	0.1273
	40%	0.0136	0.0199	0.0400	0.0483	0.0849	0.0908	0.1456	0.1484
	50%	0.0158	0.0235	0.0465	0.0559	0.0980	0.1048	0.1681	0.1713
	60%	0.0179	0.0271	0.0537	0.0645	0.1131	0.1208	0.1940	0.1977
	70%	0.0203	0.0312	0.0625	0.0752	0.1318	0.1408	0.2262	0.2304
	80%	0.0254	0.0377	0.0748	0.0897	0.1578	0.1687	0.2805	0.2759
	90%	0.0315	0.0481	0.0959	0.1153	0.2020	0.2164	0.3471	0.3535
	100%	0.0783	0.1144	0.2338	0.2816	0.5078	0.5327	0.8666	0.8789

Nota: 3D Sismo en tres direcciones  
2D Sismo en dos direcciones

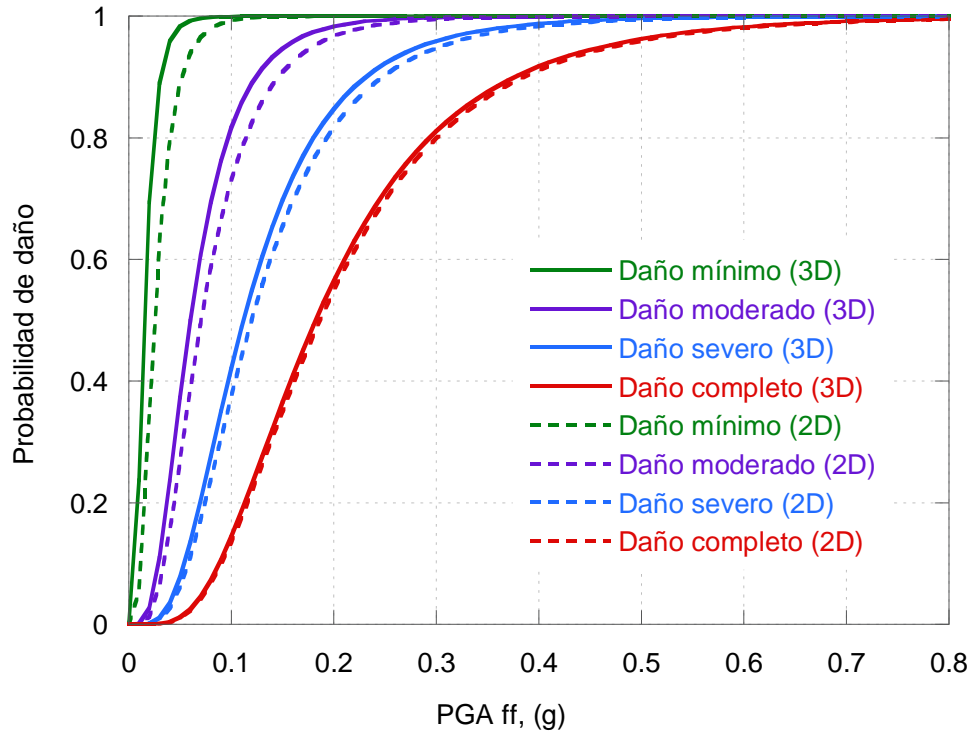


Figura 5.5 Curvas de fragilidad en dirección transversal

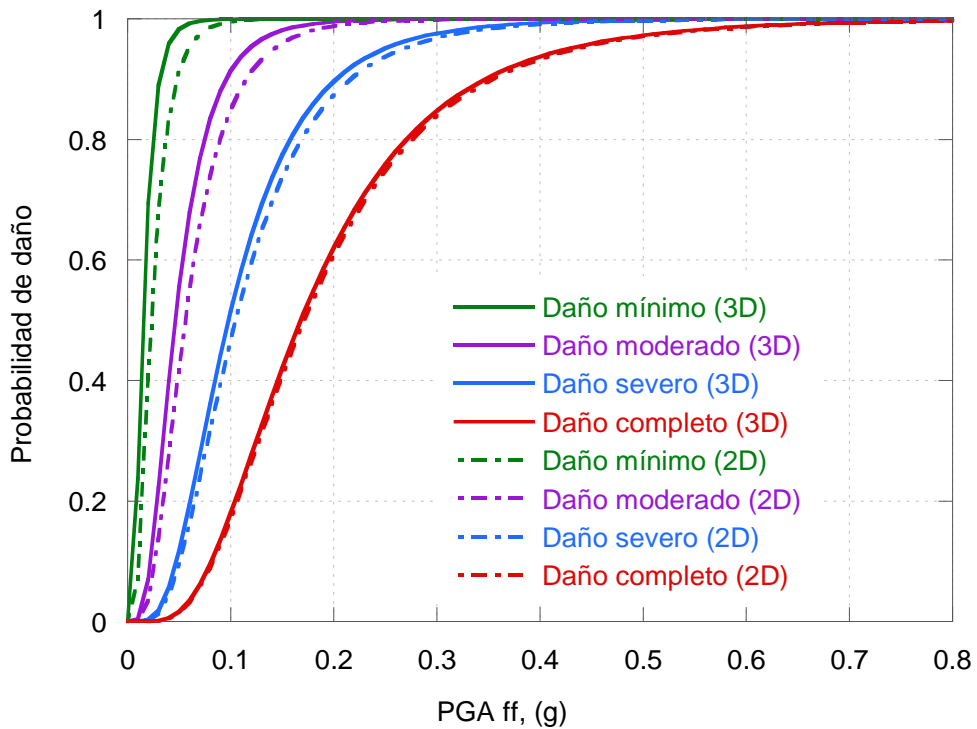


Figura 5.6 Curvas de fragilidad en la dirección longitudinal



Comparando las curvas de fragilidad, se puede observar que el mayor daño ocurrió en la dirección transversal del puente y considerando el sismo en las tres direcciones.

Actualmente, el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México (2023) considera un período de retorno de 475 años. Esto implica que el índice de daño para este período de retorno sea severo tanto para el sismo considerado en las tres y dos direcciones. Por otro lado, los períodos de retorno mayores (1475 y 2475 años) presentan un estado de daño completo tanto en la dirección longitudinal como transversal del puente.

### **5.3. Curvas de fragilidad ante eventos sísmicos tridimensionales (Caso 2)**

Las curvas de fragilidad generadas para el caso 2, se realizaron para la dirección longitudinal y transversal, para los cuatro estados de daño (mínimo, moderado, severo y completo).

Comparando las curvas de fragilidad, se puede observar que el mayor daño ocurrió para sismos de subducción.

Como se puede observar, la simulación del puente considerando los apoyos móviles y fijos reduce considerablemente los desplazamientos del suelo durante el evento sísmico, y atenúa significativamente la demanda sísmica en la superestructura. La tabla 10 muestra la aceleración máxima del terreno para diferentes probabilidades de daño.



Tabla 10. Probabilidad de daño para sismos normales y de subducción

Dirección	Probabilidad de daño [%]	Daño mínimo PGA [g]		Daño moderado PGA [g]		Daño severo PGA [g]		Daño completo PGA [g]	
		3D	2D	3D	2D	3D	2D	3D	2D
Transversal	10%	0.0382	0.0424	0.0757	0.0779	0.1008	0.1017	0.1308	0.1339
	20%	0.0493	0.0545	0.0973	0.1001	0.1292	0.1306	0.1677	0.1719
	30%	0.0590	0.0654	0.1165	0.1198	0.1546	0.1562	0.2007	0.2057
	40%	0.0689	0.0763	0.1359	0.1396	0.1802	0.1822	0.2340	0.2398
	50%	0.0795	0.0881	0.1568	0.1612	0.2080	0.2102	0.2700	0.2768
	60%	0.0918	0.1016	0.1809	0.1861	0.2401	0.2427	0.3116	0.3194
	70%	0.1071	0.1185	0.2109	0.2169	0.2798	0.2829	0.3633	0.3723
	80%	0.1280	0.1417	0.2522	0.2595	0.3349	0.3384	0.4347	0.4456
	90%	0.1642	0.1815	0.3234	0.3326	0.4295	0.4338	0.5571	0.5714
	100%	0.4122	0.4488	0.8069	0.8307	1.0699	1.0818	1.3597	1.3629
Longitudinal	10%	0.0382	0.0424	0.0757	0.0779	0.1008	0.1017	0.1308	0.1339
	20%	0.0493	0.0545	0.0973	0.1001	0.1292	0.1306	0.1677	0.1719
	30%	0.0590	0.0654	0.1165	0.1198	0.1546	0.1562	0.2007	0.2057
	40%	0.0689	0.0763	0.1359	0.1396	0.1802	0.1822	0.2340	0.2398
	50%	0.0795	0.0881	0.1568	0.1612	0.2080	0.2102	0.2700	0.2768
	60%	0.0918	0.1016	0.1809	0.1861	0.2401	0.2427	0.3116	0.3194
	70%	0.1071	0.1185	0.2109	0.2169	0.2798	0.2829	0.3633	0.3723
	80%	0.1280	0.1417	0.2522	0.2595	0.3349	0.3384	0.4347	0.4456
	90%	0.1642	0.1815	0.3234	0.3326	0.4295	0.4338	0.5571	0.5714
	100%	0.4122	0.4488	0.8069	0.8307	1.0699	1.0818	1.3597	1.3629

Nota: 3D Sismo en tres direcciones  
2D Sismo en dos direcciones



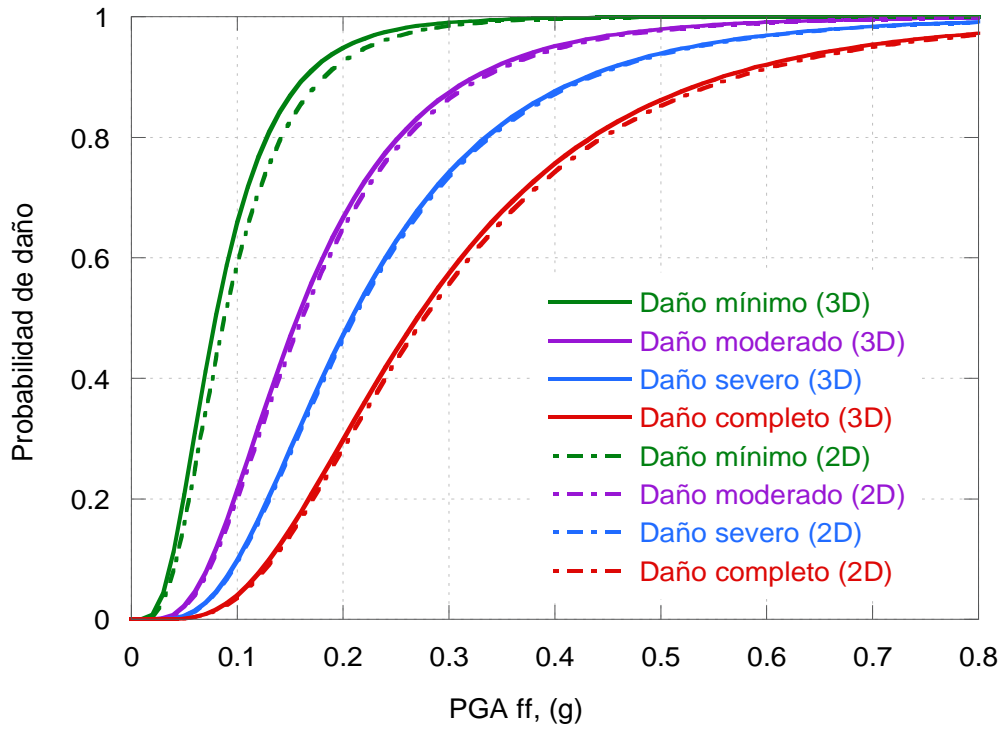


Figura 5.7 Curvas de fragilidad en la dirección transversal

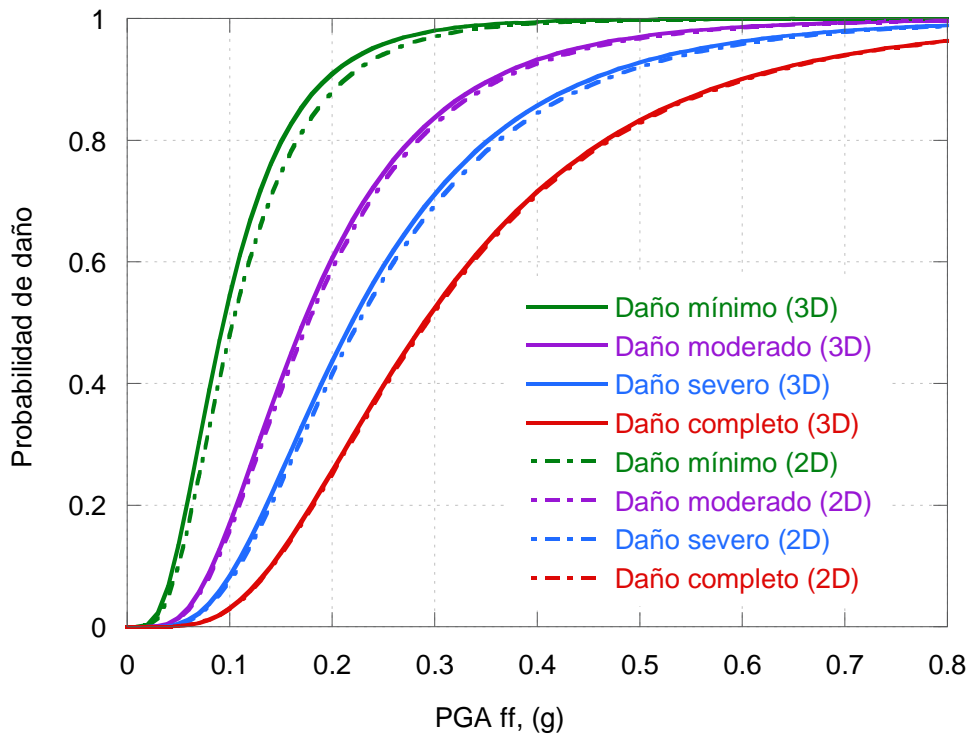


Figura 5.8 Curvas de fragilidad en la dirección longitudinal



## 6. Aplicación de la metodología

Para estudiar la resiliencia de las estructuras es necesario la realización de estudios de riesgo sísmico, que permitan evaluar la vulnerabilidad sísmica y estimar el daño probable que puede sufrir alguna estructura durante la ocurrencia de un evento sísmico. Este tipo de análisis puede realizarse mediante curvas de fragilidad.

Las curvas de fragilidad permiten estimar la vulnerabilidad sísmica (Zio, 2016) de un sistema, para prevenir la capacidad de resistir eventos sísmicos muy grandes o extremos, asimismo, permiten estimar el tiempo de recuperación de los apoyos críticos y proponer las medidas de mitigación.

Por su parte, la resiliencia sísmica representa la capacidad del sistema para soportar un evento extremo y posteriormente recuperarse a un nivel de funcionalidad satisfactorio (Alcaraz, 2017). Los tiempos de recuperación se obtienen utilizando el índice de resiliencia, que se calcula con la expresión 7 (Venkittaraman y Banerjee, 2014; Dong y Frangopol, 2015; Karamlou y Bocchini, 2015):

$$R = \frac{\int_{t_0}^{t_0+t_h} Q(t) dt \bar{Q}}{t_h} \quad (7)$$

donde:  $R$  es el índice de resiliencia,  $t_0$  es el tiempo de ocurrencia del evento extremo,  $t_h$  es el tiempo que tardara el sistema en recuperar su funcionalidad y  $Q(t)$  es la funcionalidad, la cual se desarrolla con la siguiente expresión:

$$\bar{Q}(t) = \sum_{s=1}^{n_{IM}} P(IM = s) \sum_{d=1}^{n_{DS}} P(DS = d | IM = s) Q_d(t) \quad (8)$$

Donde:

$Q_d(t)$  es la función de recuperación de funcionalidad de la estructura en el tiempo  $t$  con un nivel de daño inicial  $d$ , esta funcionalidad suele presentarse en forma de porcentaje tomando en cuenta la capacidad de servicio que presenta un sistema habitualmente.

$P(DS = d | IM = s)$  se calcula a partir de las *curvas de fragilidad* y es la probabilidad condicional de estar en el estado de daño  $d$  dado el escenario del evento con  $IM$  igual a  $s$ .



$P(IM = s)$  es la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos generando la intensidad  $s$ , calculada por un análisis de riesgo sísmico probabilístico realizado en la zona de estudio.

En la figura 6.1 se muestra la metodología propuesta para evaluar la resiliencia sísmica de un sistema, considerando las funciones de fragilidad.

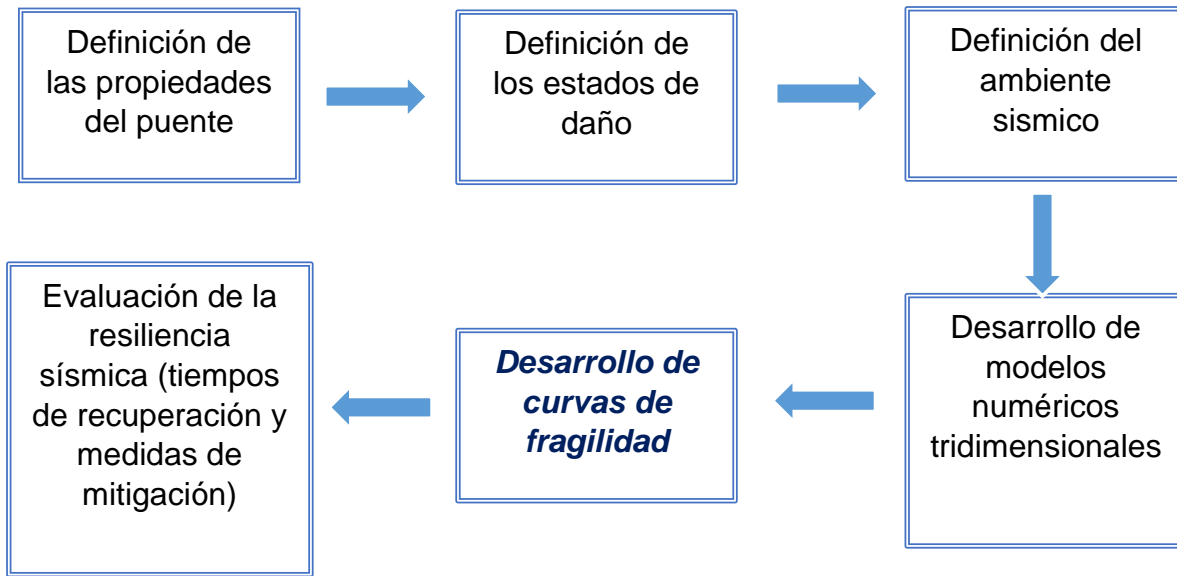


Figura 6.1. Metodología propuesta para evaluar la resiliencia sísmica (Modificado de Mayoral et al., 2017)

Desde el punto de vista práctico, es más conveniente relacionar la probabilidad de alcanzar o superar un determinado estado de daño, con la aceleración máxima del suelo en campo libre (PGAff). Por ejemplo, la PGAff está relacionada con el desplazamiento lateral de la columna de apoyo y, a su vez, con el índice de daño (Mayoral, et al., 2019).



## **7. Conclusiones**

En este trabajo se muestra el estudio de la respuesta sísmica de un puente construido en depósitos de arcilla de alta compresibilidad como los que se encuentran en el Valle de la Ciudad de México.

Se obtuvieron curvas de fragilidad, a través de una serie de modelos numéricos de diferencias finitas, considerando una configuración estructural y estratigrafía específica, teniendo en cuenta el contenido de frecuencia, así como, la respuesta de sitio y los efectos de interacción suelo-cimentación-estructura. Los modelos numéricos generados en este trabajo simulan un caso donde no se considera el comportamiento en la dirección longitudinal (caso 1), ya que el daño más significativo se encuentra en la dirección transversal del puente.

Basados en el análisis de interacción suelo-cimentación-estructura considerando la variabilidad de los movimientos del terreno, se observó que la probabilidad de alcanzar un estado de daño con el uso de un entorno sísmico tridimensional es mayor que con el uso de un entorno sísmico en dos direcciones, debido a que el movimiento vertical incide en el nivel de respuesta y la cantidad de daño en un puente. De acuerdo con las curvas de fragilidad específicas del sitio desarrolladas en este trabajo de investigación, y los resultados obtenidos del análisis probabilista de la respuesta del sitio, así como la probabilidad de alcanzar o superar un determinado estado de daño del paso elevado urbano, se puede observar que la mayor probabilidad de falla se alcanza en la dirección transversal del puente. Del mismo modo, la probabilidad de alcanzar un estado de daño aumenta debido a las propiedades de los suelos blandos que inducen mayores desplazamientos de la estructura, parcialmente causados por el efecto de balanceo.

El diseño moderno de puentes urbanos se ha movido hacia conceptos basados en el rendimiento, lo que implica que cualquier daño menor que el sistema pueda sufrir durante el terremoto de diseño ocurra primero dentro de la superestructura en lugar de la cimentación. Las evaluaciones de vulnerabilidad requieren una evaluación adecuada del riesgo sísmico, en la que se establezcan los posibles daños estructurales para varios movimientos de suelo (Mayoral *et al.*, 2019).



Algunas acciones encaminadas a la identificación, análisis, evaluación, control y reducción de los riesgos, facilita la realización de acciones dirigidas a la creación e implementación de estrategias que combatan los daños ocasionados por los desastres y que fortalezcan las capacidades de resiliencia de la sociedad (Alcaraz, 2017). Estas acciones implican: 1) la identificación de riesgos; 2) prevención; 3) mitigación; 4) auxilio; 5) recuperación, y 6) reconstrucción.

Por lo tanto, si se realiza una evaluación adecuada del comportamiento del suelo y un buen diseño en los elementos estructurales, es posible lograr un diseño rentable y seguro

Finalmente, los grandes terremotos que han afectado a México durante los últimos años han demostrado la vulnerabilidad de los puentes urbanos ante cargas sísmicas y la necesidad de desarrollar criterios de desempeño y procesos de construcción para nuevos puentes y técnicas de modernización para los existentes, dentro de la normativa nacional. Con mira a una mejor evolución de los códigos de diseño de puentes y manuales existentes en México, se pueden considerar los códigos internacionales de diseño de puentes y los daños observados en eventos históricos, para modificar los criterios de diseño de puentes en México, haciendo énfasis en los tipos de puentes, procesos constructivos, tipos de materiales, diseño sísmico, geotécnico y geométrico.



## Referencias

Abrahamson, N., 2000. “*State of the practice of seismic hazard evaluation*”. International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, Australia.

Abo-El-ezz, A., Nolle, M-J., Nastev, M., 2013. “*Seismic fragility assessment of low-rise stone masonry buildings*”. J Earthq Eng Eng Vib;12(1):87–97.

Ambraseys, N., y Liteheiser, J.,1989. “*Attenuation of vertical peak acceleration*”. Bulletin of the Seismological Society of America, No. 79, pp. 549-580.

Alcaraz, B., 2017. “*Un enfoque integral para la evolución de la resiliencia sísmica*”. Tesis de licenciatura UNAM.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) 2011. *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design with 2012*. Interim Revisions. 2nd ed. Washington, DC: AASHTO.

Auvinet, G., 2018. “*Seismic response of subsoil and building foundations in Mexico City*”. ISSMGE Touring Lecture.

Auvinet-Guichard, G., Juárez., M., Méndez, E., 2016. “*Zonificación geotécnica del subsuelo del Valle de México*”. Ingeniería Investigación y Tecnología, volumen XVII (número 3), julio-septiembre 2016: 297-308.

Avilés, J., y Pérez, L. P., 2010. “*Regional subsidence of Mexico City and its effects on seismic response*”. Soil Dyn Earthq Eng; 2010(30):981–9.

Banerjee, S., & Chi, C., 2013. “*State-dependent fragility curves of bridges based on vibration measurements*”. Probabilistic Engineering Mechanics, 33, 116-125.

Basöz, N. I., & Kiremidjian, 1994. “*A. S. Evaluation of bridge damage data from the 1994 Northridge, CA*”. In Technical Report NCEEER. US National Center for Earthquake Engineering Research (NCEEER); Japan International Center for Disaster Mitigation Engineering (INCEDE).

Bozorgnia, Y., y Mansour N., 1995. “*Characteristics of Free Field Vertical Ground Motion During the Northridge Earthquake*”. Earthquake Spectra, vol. 11, nº 4, pp. 515-525.



Bozorgnia, Y., Niazi M., y Campbell, K., 1996. “*Relationship between vertical and horizontal response spectra for the Northridge earthquake*”. Memorias, XI World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México, CDROM.

Bray, J., y Frost, D., 2010. “*Geo-engineering reconnaissance of the 2010 Maule, Chile earthquake*”. Report of the NSF sponsored GEER association team No. GEER-022.

Button, M. R., Cronin C. J., y Mayes R. L., 2002. “*Effect of vertical motions on seismic response of bridges*”. Journal Struct Eng, vol. 128, nº 12, pp. 1551-64.

Caltrans, 2010. *Seismic Design Criteria (SDC)*.

Calvi, G.M., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J.J., Restrepo L.F., y Crowley H., 2006. “*Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years*”. Journal of Earthquake Technology, 472, Vol. 43, No. 3 pp. 75-104

CFE, 2015. *Manual de Diseño Sísmico de la Comisión Federal de Electricidad*.

Chang K.C., Chang D.W., Tsai M.H., Sung Y.C., 2000. “*Seismic performance of highway bridges*”. Earthquake Engineering and Engineering Seismology 2(1): pag. 55–77.

Clahan, K. B., De La Rosa, D. A., Mayoral V, J. M., Perez, M. D., & Stewart, J. P., 2022. “*Geological and Geotechnical Engineering Reconnaissance of the September 19, 2022, Michoacan Earthquake, Mexico*”. GEER <https://doi.org/10.18118/G6B95P>.

Cundall, P.A., 1976. “*Explicit Finite Difference Methods in Geomechanics*”. in Numerical Methods in Engineering (Proceedings of the EF Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, June, 1976), Vol. 1, pp. 132-150.

Dames y Moore, 1978. “*Study of Nonlinear Effects on One-Dimensional Earthquake Response*”. Final Report to Electric Power Research Institute (Palo Alto, California), NP-865 (August).

Der Kiureghian, 2002. “*Bayesian methods for seismic fragility assessment of lifeline components*”. Acceptable Risk Processes–Lifelines and Natural Hazards, 61-77.



Dong, Y., Frangopol, D. M., 2015. “*Risk and resilience assessment of bridges under mainshock and aftershocks incorporating uncertainties*”. Eng Struct; 83:198–208.

Erduran, E., y Yakut A., 2004. “*Drift based damage functions for reinforced concrete columns*”. Computers & Structures, vol. 82, pp. 121-130.

Eugéne Freyssinet., 2012. “*Invention of Prestressed Concrete and Precast Segmental Construction*”. Structural Engineering International.

FEMA (Federal Emergency Management Agency), 2020. *Hazus Earthquake Model Technical Manual*.

Franchetti, P., Grendence, M., Modena, C., Slejko, D., y Bergo, F., 2004, “*Evaluation of seismic risk: application to bridges and viaducts in veneto (Italy)*”. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B. C., Canada. August, nº 2791, pp. 1-6.

Itasca Consulting Group, 2009. Fast Lagrangian analysis of continua in 3 dimensions (FLAC3D), software.

Gardoni, P., Der Kiureghian, A., & Mosalam, K. M., 2002. “*Probabilistic capacity models and fragility estimates for reinforced concrete columns based on experimental observations*”. Journal of Engineering Mechanics, 128(10), 1024-1038.

Fenves, G. L., y Ellery, M., 1998. “*Behavior and Failure Analysis of a Multiple-Frame Highway Bridge in the 1994 Northridge Earthquake*”, Report No. PEER-98/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Gómez, C., y Soria, I., 2013. “*Curvas de fragilidad para tres puentes carreteros típicos de concreto*”. Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México., vol. 4, nº 2, pp. 15-11, 2013.

González, C.M., y Romo, M.P., 2011. “*Estimación de Propiedades Dinámicas de Arcillas*”. Revista de Ingeniería Sísmica, 1(84), pp.1-23.





Housner, G., 1990. Competing against time. Report to Governor George Deukmejian from the Governor's Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake. *Office of Planning and Research*, State of California, Mayo, p. 264.

Jin-Hak, Y., Sang-Hoon K., y Shigeru, K., 2007. “*Interpolation Technique for Seismic Fragility Analysis of Bridges*”. *Engineering Structures*, vol. 29, pp. 1312-1322.

HAZUS-MH: technical manuals, 2004. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency and National Institute of Building Science.

Hwang, H., Jernigan, J. B., & Lin, Y. W., 2000. “*Evaluation of seismic damage to Memphis bridges and highway systems*”. *Journal of Bridge Engineering*, 5(4), 322-330.

Jaime, A., 1987. “*Características Dinámicas de la Arcilla del Valle de México, Ciudad de México*”. Universidad Nacional Autónoma de México.

Jeong Seong-Hoon y Elnashai Amr S., 2012. “*Probabilistic fragility assessment method of structural intervention schemes*”. *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*.

Jong, S.J., Abdollah, S., Do, H.L., Eunsoo, C., y Reginald, D., 2015. “*Damage Assessment of older highway bridges subjected to three-dimensional ground motions: Characterization of shear-axial force interaction on seismic fragilities*”. *Engineering Structures*, vol. 87, pp. 47-57.

Karamlou A, Bocchini P., 2015. “*Computation of bridge seismic fragility by large-scale simulation for probabilistic resilience analysis*”. *Earthq Eng Struct Dyn*. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.2567>.

Kawashima, K., Aizawa K., y Takahashi K., 1985. “*Attenuation of peak ground motion and absolute acceleration response spectra of vertical ground motion*”, *Memorias, Japan Society of Civil Engineers*, Vol. 2, No. 2, pp. 169-176.

Kawashima, K., 2001. “*Damage of bridges resulting from fault rupture in the 1999 Kocaeli and duzce, Turkey earthquakes and the 1999 Chi-Chi, Taiwan earthquake*”, *Proceedings of Seismic Fault-induced Failures*, Tokyo, pp. 171-190.



Kawashima, K, Unjoh, S., 1997. “*The damage of highway bridges in the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake and its impact on Japanese seismic design*”. Journal of Earthquake Engineering 1(3): 505–541.

Kuhlemeyer, R. L., y J. Lysmer., 1973. “*Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems*”. J. Soil Mech. & Foundations, Div. ASCE, 99(SM5), 421-427 (Mayo).

Lilhanand, K., y Tseng, W., 1988. “*Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple damping response spectra*”. Proceedings of the 9th world conference on earthquake engineering, Volumen II, pp. 819-24.

Lysmer, J., 1978. “Analytical Procedures in soil dynamics”. *University of California*, vol. 29, nº ReportNo.EERC78.

Marsal, R.J., y Mazari, M., 1959. “*El subsuelo de la Ciudad de México*”. Instituto de Ingeniería, UNAM.

Mayoral, J.M., Asimaki, D., Tepalcapa, S., Wood S., Roman, A., Hutchinson, T., Franke, K., y Montalva, G., 2019. “*Site effects in Mexico City basin: Past and present*”. Journal, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 121, pp. 369-382, 2019. O.C. Zienkiewicz, R.C. Taylor, The finite element method, Vol. I, 4th Edition. McGraw Hill.

Mayoral, J.M., Badillo, A., y Alcaráz J, M., 2017. “*Vulnerability and recovery time evaluation of an enhanced urban overpass foundation*”, Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 100, nº ISSN 0267-7261, pp. 1-15.

Mayoral, J.M, D. De la Rosa, Alcaráz, M., Olivera, N., Anaya, M., 2022, “*Foundation Alternatives for Bridges in Liquefiable Soils*”, 4th International Conference on Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering (Beijing), pp 1152–1160

Mayoral, J. M., Franke, K, W., y Hutchinson, T., 2019. “*The September 19, 2017, Mw 7.1 Puebla-Mexico City earthquake: Important findings from the field – Overview of Special Edition*”. Journal Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 123, pp. 520-524.



Mayoral J. M., Hutchinson, T.C., Franke, K., 2018. “*Geotechnical Engineering Reconnaissance of the 19 September 2017 Mw 7.1 Puebla-Mexico City Earthquake, Version 2.0*”. Geotechnical Extreme Events Reconnaissance Association, Report No. GEER-055A. DOI: 10.18118/G6JD46.

Mayoral, J. M., y Mosqueda, M., 2020. “*Seismic interaction of tunnel-building systems on soft clay*”. Journal Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 139.

Mayoral, J. M., y Mosqueda, G., 2021. “*Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research*”, Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering.

Mayoral, J. M., y Ramirez, J., 2011. “*Site response effects on an urban overpass*”. Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, n° ISSN 0267-7261.

Mayoral, J. M., y Romo, M. P., 2015. “*Seismic response of bridges with massive foundations*”. Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 71, pp. 88-99.

Mayoral, J. M., Romo, M.P., y Martínez, S., 2008. “*Advanced 3-D Seismic Soil-Structure Interaction Analysis of a Cellular-Raft Foundation in Soft Clay*”. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV.

Mitchell, D., Tinawi, R., Sexsmith, R.G., 1991. “*Performance of bridges in the 1989 Loma Prieta earthquake*”. Lessons for Canadian designers. Canadian Journal of Civil Engineering 18(4): 711–734

Mohammadioun, G., y Mohammadioun B., 1996. “*Vertical / horizontal ratio for strong ground motion in the near field and soil non-linearity*”. Memorias, XI World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México, CDROM.

Moschonas, I., Kappos, A., Penetsos, P., Papadopoulos, V., Makarios, T., y Thanopoulos, P., 2009. “*Seismic fragility curves for greek bridges methodology and case studies*”. Bull Earthquake Eng, vol. 7: pp. 439-468

Newmark, N. M., y Hall, W. J., 1982. “*Earthquake spectra and design*”. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.



Newmark, N. M., 1973. “*A Study of vertical and horizontal spectra*”. Reporte WASH-1255, Washington, D.C., U.S. Atomic Energy Commission, Directorate of Licensing.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 2020. RCDF.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 2023.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, 2023.

Osorio, L., y Mayoral, J. M., 2013. “*Seismic microzonation for the northeast Texcoco lake area, Mexico*”. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Issue 48, pp. 252-266.

Papazoglu, A. J., y Elnashai, A.S., 1996. “*Analytical and field evidence of the damaging effect of vertical earthquake ground motion*”. Journal Earthquake Eng Struct Dyn, vol. 25, nº 10, pp. 1109-37.

Pestana, J. M., Sancio, R. B., Bray, J.D., Romo, M. P., Mendoza, M. J., Moss, R.E., Mayoral J. M., y Seed R. B., 2002. “*Geotechnical engineering aspects of the June 1999 Central México earthquakes*”. Journal Earthquake SPECTRA, vol. 18, nº 3, pp. 481-499.

Pitilakis, K., Crowley H., y Kaynia A. M., 2014. “*SYNER-G: Typology Definition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk*”. Springer.

Priestley, M. J., y Uang, Y., 1994. “*Damage Analysis of Selected Freeway Bridges*”. University of California, San Diego, Structural Systems Research, vol. 06, nº SSRP-94.

Porter, K.R., 2015. “*A Beginner’s Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk*”. Encycl. Earthq.1–29, doi:10.1007/978-3-642-36197-5\_256-1.

Porter, K., 2020. “*A Beginner’s Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk*”. University of Colorado Boulder, 136 pp., <https://www.sparisk.com/pubs/Porter-beginnersguide>.

Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (RAII-UNAM), 2014.

Red Acelerográfica de la Ciudad de Mexico RACM, CIRES, 1987.



Reiter, L., 1990. *“Earthquake Hazard Analysis -Issues and Insights”*. New York: Columbia University Press.

Reglamento de Construcción de la Ciudad de México, 2023.

Riordan, N, A., Canavate, S., Kumar y Ciruela, F., 2018. *“Analysis of Friction Piles in Consolidating Soil”*. European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering.

Rivera, D., y Meli R., 2004. *“Procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado”*. Revista de Ingeniería Sísmica, nº 79, pp. 1-23.

Román, A., Mayoral, J. M., Hutchinson, T.C., Candia, G., Montgomery J., y Tepalcapa S., 2019. *“Assessment of fragility models based on the Sep 19 th, 2017 earthquake observed damage”*. Journal of Soil Dynamic Earthq Eng.

Romo M.P., 1995. *“Clay behavior, soil response and soil structure interaction studies in Mexico City”*. Proceedings of the third international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, San Luis Missouri, USA.

Romo, M. P., Mayoral, J. M., Mendoza, M. J., Osorio, L., Flores, F. A., y Ramírez, J. Z., 2009. *“Revisión de criterios de diseño geotécnico para la construcción del Viaducto Bicentenario, Estado de México, Tramo 1”*. Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM para SAASCAEM/Viaducto Bicentenario, S.A. de C.V.

Romo, M. P., Mendoza M. J., y García, S. R., 2000. *“Geotechnical factors in seismic design of foundations”*. Lecture and State-of-the-Art paper, Proceedings 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper # 2832, Auckland, New Zealand.

Rosenblueth, E., y Contreras H., 1975. *“Approximate design for multicomponent earthquakes”*. ASCE Journal of Engineering Mechanics, vol. 103, pp. 895- 911.

Saadeghvariri, M. A., y Foutch, D A., 1991. *“Dynamic behavior of R/C highway bridges under the combined effect of vertical and horizontal earthquake motions”*. Journal Earthquake Eng Struc Dyn, vol. 20, nº 6, pp. 535-49.



Schnabel, P. B., Lysmer, J., y Seed, H, B., 197. “*SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*”. College of Engineering, CA.

SCT, 2015. “*Los Puentes de México 1985-2014*”. Biblioteca de Publicaciones Oficiales del Gobierno de México, México.

SCT, 2022. Puentes de la Red Federal de Carreteras (sct.gob.mx)

Seed, H, B., y Idriss, I. M., 1970. “*Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis*”. vol. 70, nº 10.

Seed, H B, I M Idriss, J Sun, A Jaime y J Lysmer (1998), “Relationships between soil conditions and earthquake ground motions”, *Journal Earthq Spectra*, vol. 4, nº 2, pp. 687-730.

Seed, H. B., y otros, 1987. “*Relationships Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions in Mexico City in the Earthquake of September 19, 1985*”. Berkeley, California: College of Engineering. University of California.

Sharma, M. L., 2000. “*Attenuation relationship for estimation of peak ground vertical acceleration using data from strong motion arrays in India*”. Memorias, XII World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Nueva Zelanda, Artículo No. 1964, CDROM.

Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H. K., y Kim, S. H., 2000. “*Nonlinear static procedure for fragility curve development*”. *Journal of engineering mechanics*, 126(12), 1287-1295.

Singh, S. K., Ordaz, M., Pérez, X., y Iglesias, A., 2015. “*Intraslad Versus Interplate Earthquake as Recorded in Mexico City: Implications for Seismic Hazard*”. *Earthquake Spectra*, 31(2), pp. 795-812

SMN-UNAM, 2022. Reporte rápido: “*Registro en las estaciones del Servicio Mareográfico Nacional del tsunami producido por el sismo de magnitud 7.7 ocurrido en Michoacán*”. Grupo de Trabajo del Servicio Mareográfico Nacional, Instituto de Geofísica, Universidad Nacional Autónoma de México, México. URL: <http://www.mareografico.unam.mx>.



SSN, 2017. Reporte Especial: “*Sismo del día 19 de Septiembre de 2017, Puebla-Morelos (M 7.1)*”. Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Geofísica, Servicio Sismológico Nacional.

SSNMX, 2017. Reporte: *Puebla-Morelos M71.pdf* (unam.mx)

SYNER-G: *Typology definition and fragility functions for physical elements at seismic risk*, 2014. In: Ptilakis K, Crowley H, Kaynia A, Ed. Buildings, lifelines, transportation networks and critical facilities. Geotechnical, geological and earthquake engineering, 27. Switzerland: Springer International Publishing.

Takahashi, Y., Hoshikuma J.I., 2013. “*Damage to road bridges induced by ground motion in the 2011 great east Japan earthquake*”. Journal of JSCE 1(1): 398–410

Torres, M., y Rodríguez, M., 2013. “*Capacidad de desplazamiento lateral de columnas para puentes de concreto reforzado y presforzado en zonas sísmicas*”. XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, México.

Venkittaraman, A., Banerjee, S., 2014. “*Enhancing resilience of highway bridges through seismic retrofit*”. Earthq Eng Struct Dyn 2014. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.2392>.

Villar-Vega, M., Silva, V., Crowley, H., Yepes C., Tarque, N., Acevedo, A.B., Hube, M.A., Gustavo, C.D., Santa Maria, H., 2017. “*Development of a fragility model for the residential building stock in South America*”. Earthq Spectra; 33:581–604.

Vosooghi, A., & Saiidi, M. S., 2012. “*Experimental Fragility Curves for Seismic Response of Reinforced Concrete Bridge Columns*”. ACI Structural Journal.

Wood, J. H., Chapman, H. E., Brabhakaran, P., 2012. “*Performance of Highway Structures during the Darfield and Christchurch Earthquakes of 4 September 2010 and 22 February 2011*”. New Zealand Transport Agency. Wellington, New Zealand: New Zealand Transport Agency.

Yamazaki, F., Motomura, H., y Hamada, T., 2000. “*Damage assessment of expressway networks in Japan based on seismic monitoring*”. In Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering



Yashinsky, M., Oviedo, R., Ashford, S., Fargie L., y Hube, M., 2010. *"Performance of highway and railway structures during the February 27, 2010 Maule"*, Chile earthquake, Maule, Chile.

Yu, C, P., 1996. *"Effect of vertical earthquake components on bridge responses"*. Ph. D. thesis, University of Texas at Austin, Austin.

Zelinski, R., 1994. *"Post Earthquake Investigation Team Report for the Loma Prieta Earthquake"*. California Department of Transportation. Division of Structures, Sacramento, Sacramento.

Zio E., 2016. *"Challenges in the vulnerability and risk analysis of critical infrastructures"*. Reliab Eng Syst Saf; 152:137–50.





---

## ANEXO 1

Artículo: ***Fragility curves for bridges subjected to three-dimensional seismic environments.***

COMPdyn 2023  
9<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on  
Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering  
M. Papadrakakis, M. Fragiadakis (eds.)  
Athens, Greece, 12-14 June 2023

# FRAGILITY CURVES FOR BRIDGES SUBJECTED TO THREE-DIMENSIONAL SEISMIC ENVIRONMENTS

Jimena Rosas<sup>1</sup>, Juan M. Mayoral<sup>1\*</sup>, and Mauricio Anaya<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Institute of Engineering National University of Mexico, Mexico City, Mexico

\*email: JMayoralV@iingen.unam.mx

---

### Abstract

*Bridges built on soft soils, such as highly compressible plastic clays, may present a greater seismic vulnerability due to the low shear strength, high compressibility, low stiffness, small damping increment with shear strain, and high plasticity index, which can lead to large amplifications of the seismic movements. These factors entail a greater probability of experiencing failures in the foundation or structure, which result in the loss of functionality and interruption of the transport network. Therefore, the design of urban bridges built on soft soils and located in densely populated cities requires using numerical models to establish the probability of reaching or exceeding a given damaged state in a seismic event. This paper presents a vulnerability assessment of an urban bridge built on the typical soft soils found in Mexico City. The evaluations were carried out considering both normal and subduction fault events expressed in uniform hazard spectra for several return periods (i.e., 125, 187.5, 250, 362.5, 475, 1475, and 2475 years), assuming a three-dimensional seismic environment. Site response analyses and site-specific numerically derived fragility curves were used to assess the critical supports probability of reaching or exceeding a given damage state. The system's seismic response was characterized using a series of three-dimensional numerical models developed with the software FLAC3D. The effect of both soil conditions and ground motion characteristics on the soil-structure system response was accounted for in the analyses. The damage index was defined in terms of earthquake-induced transversal, longitudinal, and vertical upper deck displacements associated with column cracking and potential loss of support of the upper deck beam. The vulnerability of the analyzed bridge was established.*

### Keywords:

Damage in bridges, Soil-structure interaction, Fragility curves, Damage index

---



## **1. INTRODUCTION**

The failures of bridges and urban overpasses during earthquakes [1-10] have demonstrated the importance of defining an adequate approach to evaluate and improve the performance of these systems against extreme events.

Fragility curves have been developed using two-dimensional seismic environments with frequency domain analysis [11,12], without considering the effect of vertical ground motion on the seismic response of the system. Limited studies have developed dynamic analyzes for bridges integrating the vertical ground motions without considering the effect of soil-foundation-structure interaction, site effects and frequency content [13-16]. In this regard, it has been seen that the use of three-dimensional seismic environments realistically considers the behavior of the structures. In addition, taking into account the vertical component of movement implies inducing changes in the magnitude of the axial load of structural elements, which is a factor that determines their capacity [17, 18].

For seismic design, the vertical component acceleration has been considered as a fraction of the magnitude of horizontal movement. Rosenblueth (1975) [19] identified that the relationship between the vertical and horizontal components is not constant and depends on the structure period. Newmark (1979) [20] determines that the vertical component should be estimated as 2/3 of the peak value of the horizontal component of movement. In turn, Bozorgnia (1995) [21] observed that the main characteristic of the Loma Prieta (Housner, 1989) and Taiwan (1999) earthquakes was the V/H relationship since it was notably exceeded with a value much higher than 2/3, so it is shown that the relationship between the vertical and horizontal movement V/H depends on the distance to the place where the earthquake originated.

Currently, there are no seismic fragility curves for bridges that consider the three-dimensional seismic environment and soil-foundation-structure interaction in soft soils like those found in Mexico City. The fragility curves derived from this research work will be based on the PGA, which will be applied in the evaluation of bridges located on soft soils.

## **2. METHODOLOGY**

The proposed methodology (figure 1) consists of five main stages: 1) selection of the site study, 2) characterization of the seismic environment in terms of uniform hazard spectra, UHS. In our case study, synthetic acceleration time histories were developed for normal and subduction events considering seven return periods, 3) identification of failure modes and damage intervals for the most common types of bridges built on soft soils. For this case study, the damage index was considered in terms of longitudinal, transversal, and vertical displacements of the pier induced by the earthquake, which are associated with column cracking and loss of support of the upper deck of the bridge, 4) generation of three-dimensional numerical models of finite differences to simulate and evaluate the effects of the soil-foundation-

structure seismic interaction and, 5) generation of fragility curves to assess the probability that the critical supports reach or exceed a given damage state, through a parametric study for different return periods.

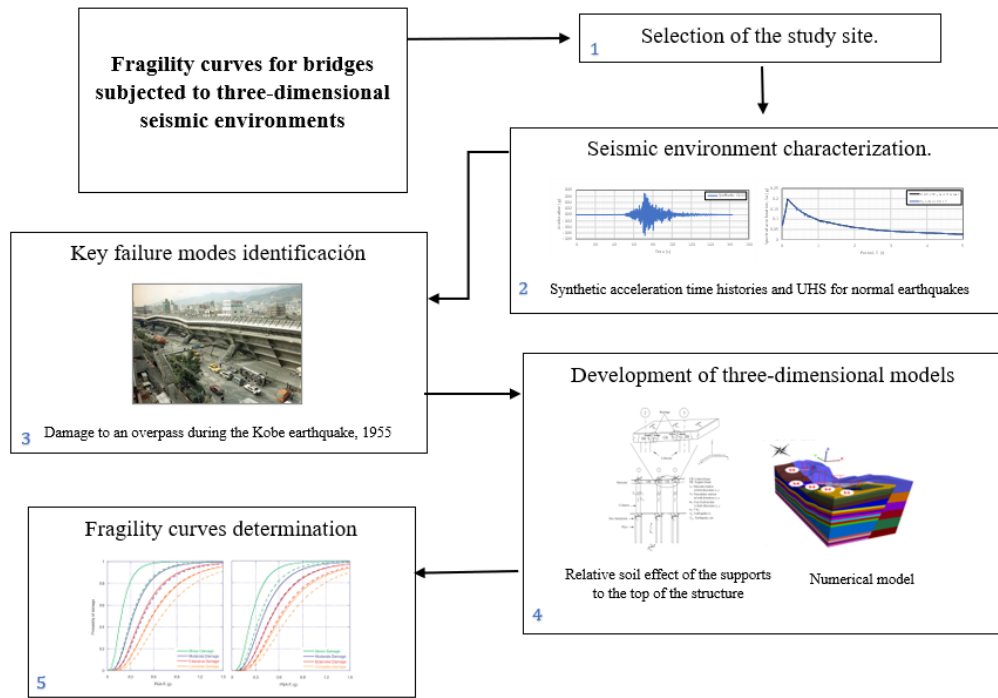


Figure 1: Proposed methodology to develop fragility curves for bridges. (Modified from [11]).

## 2.1. Derivation of fragility curves

Fragility curves were developed for the longitudinal, transversal, and vertical directions using a typical bridge typology of Mexico City. The different ground motions depend on amplitude, frequency content, and duration. The damage level was estimated in terms of the maximum lateral displacement of the column normalized by its average height, and it is related to the peak ground acceleration in the free field,  $PGA_{ff}$ . Equation 1 calculates the probability of reaching or exceeding different damage states for a ground motion level. Each fragility curve is characterized by a mean value of soil movement and an associated dispersion factor (lognormal standard deviation). Ground motion is estimated in terms of the peak ground acceleration, PGA, or spectral acceleration,  $S_a$ , and ground failure is quantified in terms of permanent ground deformations, PGD [22].

$$P_f(ds \geq ds_i | PGA_{ff}) = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{tot}} \ln \left( \frac{PGA_{ff}}{PGA_{ffmi}} \right) \right] \quad (1)$$

where  $P_f(\cdot)$  denotes the probability of reaching or exceeding a particular damage state,  $ds$ , for a given seismic intensity level defined by the seismic intensity measure (i.e.,  $PGA_{ff}$ ),  $\Phi$  is the standard cumulative distribution,  $PGA_{ffmi}$  is the median threshold value of the earthquake intensity measurement required to cause the  $i$ -th damage, and  $\beta_{tot}$  is the total logarithmic standard deviation.



This last parameter is estimated from the following expression  $\beta_{tot} = \sqrt{\beta_{ds}^2 + \beta_C^2 + \beta_D^2}$ , where  $\beta_{tot}$  includes three sources of uncertainty: the definition of damage states ( $\beta_{ds}$ ), the response and resistance (capacity) of the element ( $\beta_C$ ), and the variability in the earthquake input motion (demand) ( $\beta_D$ ).

Following the HAZUS [23] approach,  $\beta_{ds}$  is set equal to 0.4,  $\beta_C$  is considered equivalent to 0.4 as presented by Franchetti *et al.* [4], and  $\beta_D$  is calculated based on the variability of the different ground motions. The median threshold value of the seismic parameter,  $m_i$ , is obtained for each damage state as a function of the evolution of the damage with the increase in the earthquake's intensity.

Based on the criteria shown by Franchetti [4] and considering the damage states proposed by Jin-Hak [24], five different damage states were established. These damage states are none, ds1, slight/minor, ds2, moderate, ds3, extensive, ds4, and complete, ds5.

## 2.2. Damage index and damage states

Slight bridge damage, ds2, is identified by the appearance of minor cracks and detachments in the abutment, cracks in the abutment key, little detachments in the hinges, a minor detachment in the column, or by minor cracking in the spine. Moderate damage, ds3, is defined by any column that shows shear cracks, moderate movements in the abutment (<2"), connections that have broken shear keys or bent bolts, bearing failure, etc. Extensive damage, ds4, is seen for any column that degrades short of collapse (shear or flexural failure), significant residual movement at connections, vertical displacement at the abutment, differential column displacements, and settlements. Complete damage, ds5, is defined by any column that collapses and the connection loses all bearing support, which can lead to the imminent collapse of the deck or tilting of the sub-structure due to foundation failure.

## 3. CASE STUDY

The case study was located in the soft soil of Mexico City, where it is common to find highly compressible plastic clays. The typology of this overpass is similar to the Viaducto Bicentenario and the North and South Urban Highways of Mexico City [25]. These bridges are single-deck prestressed concrete precast structures with bearing surfaces ranging from 2 to 6 lanes.

The overpass typology comprises hollow central beams with a trapezoidal section 40 m long, precast in high-resistance prestressed concrete, and on which lies a 9 m wide platform of the same material. Above the platform, a structural firm forms a rigid diaphragm and increases the resistance of the same platform, and the asphalt layer acts as a rolling surface (figure 6a).

In the same way, the 12 m high column has a hollow rectangular section, it is a precast element of high-resistance prestressed concrete. The union of the column and the bridge platform is connected with a head made of the same material as that of the column. In this way, all the elements are structurally attached.

The support foundation is made up of a compensated reinforced concrete square box placed (width 12.5 m) at a depth of 6 m. The cushion slab's top, bottom, and



walls are 40 cm thick (figure 3). Below the foundation box are nine reinforced concrete piles, each 9 m long and with a square cross-section of 0.50 m on each side. Therefore, the total depth of the foundation is 15 m, contemplating the foundation box and the piles as shown in figure 6a. In this type of foundation, it is sought that the piles mitigate the settlements [26-28] improve the seismic design [29-31], and mitigate problems related to subsidence [32]. Both lie the offset box will distribute the load capacity of the substructure.

### 3.1. Soil profile

The bridge studied is located in the Lake Zone of Mexico City [33]. The study site was analyzed by Mayoral and Mosqueda [34].

Figure 2 shows the stratigraphic profile and the shear wave velocity distribution of the analyzed site. Typically, the stratigraphic profile in this area exhibits a desiccated clay crust on top, extending to a depth of 5.0 m, which is underlain by a layer of soft clay approximately 30.0 m thick, with interbedded lenses of sandy silts and silty sands. Beneath the clay is a layer 5.0 m thick, on average, of very dense sandy silt, which rests on a layer of rigid clay that descends to a depth of 40.0 m. Below this elevation is found a competent layer of very dense sandy silt.

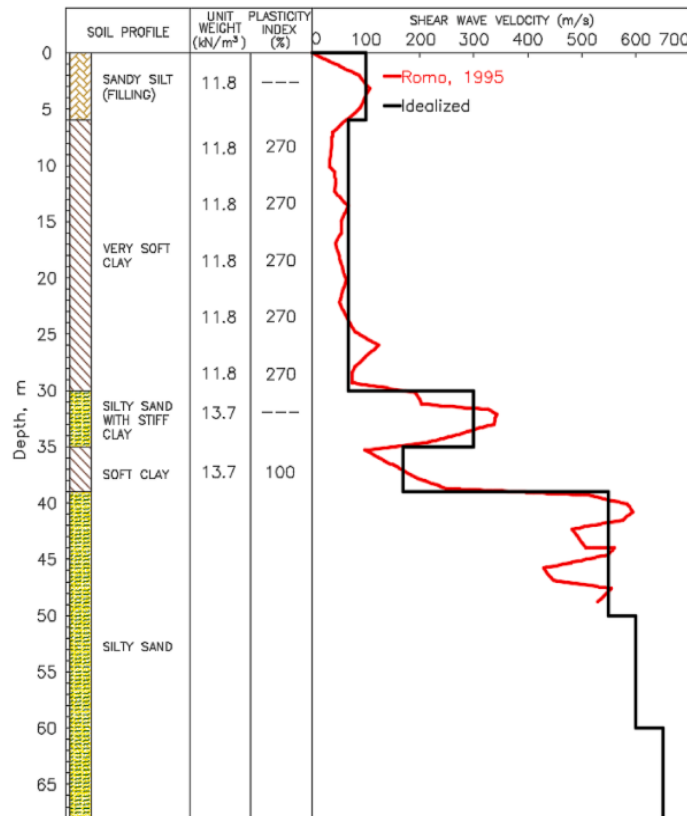


Figure 2: Soil profile and shear wave velocity distribution of the analyzed site.

Normalized modulus degradation and damping curves for sands were estimated by Seed and Idriss [35]. To characterize the degradation of the stiffness and the increase in damping of the clays during the seismic event, the Gonzalez and Romo



[36] model was used, see figure 3. The shear wave velocity distribution was obtained by Seed *et al.* [37] using the down-hole and P-S suspension logging techniques and is also included in figure 3.

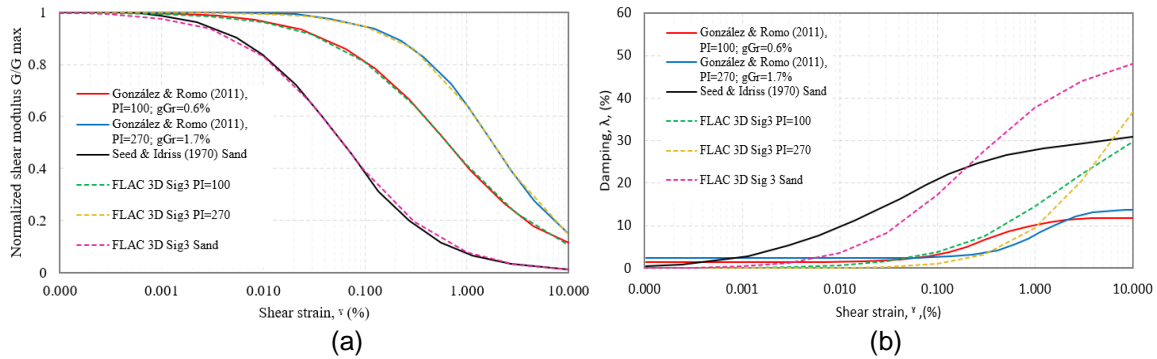


Figure 3. Normalized (a) shear stiffness degradation,  $G/G_{max}$ , and (b) damping  $\lambda$  curves.

### 3.2. Seismic environment

The seismic hazard of Mexico City is controlled by interplate earthquakes along the subduction zone on the Pacific coast, such as the September 19, 1985 earthquake; as well as intra-plate earthquakes in the subducted Cocos plate [5, 32].

The seismic environment was established through uniform hazard spectra developed for seven return periods considering normal and subduction events. The soil-foundation-bridge seismic interaction was analyzed with six ground motions, as shown in Table 1.

Seismogenic Zone	Earthquake name	Location	Year	Moment magnitude [Mw]	Epicentral distance, $E_d$ [km]	PGA [g]	Duration [s]
Normal	Umbria	Umbria Marche, Italy	1998	4.8	10	0.223	40
	Montenegro	Montenegro, Yugoslavia	1979	6.9	21	0.251	48
	CU17	Puebla, Mexico	2017	7.1	122	0.059	281
Subduction	CU85	Michoacan, Mexico	1985	8.1	419	0.033	73
	Chile	Maule, Chile	2010	8.8	109	0.638	120
	Japan	Honshu, Japan	2011	9	283	0.939	300

Table 1: Ground motions used in the analysis.

Synthetic ground motions were developed so that their 5% damped response spectrum reasonably matches the design response spectrum, using the method proposed by Lysmer [38], and modified by Abrahamson [39]. In this way, the signals induced in the three-dimensional model of the bridge represent a realistic design condition for the site.



According to Newmark [20], horizontal accelerations were considered complete, and 60 and 30% were in the vertical component of movement for normal and subduction earthquakes, respectively.

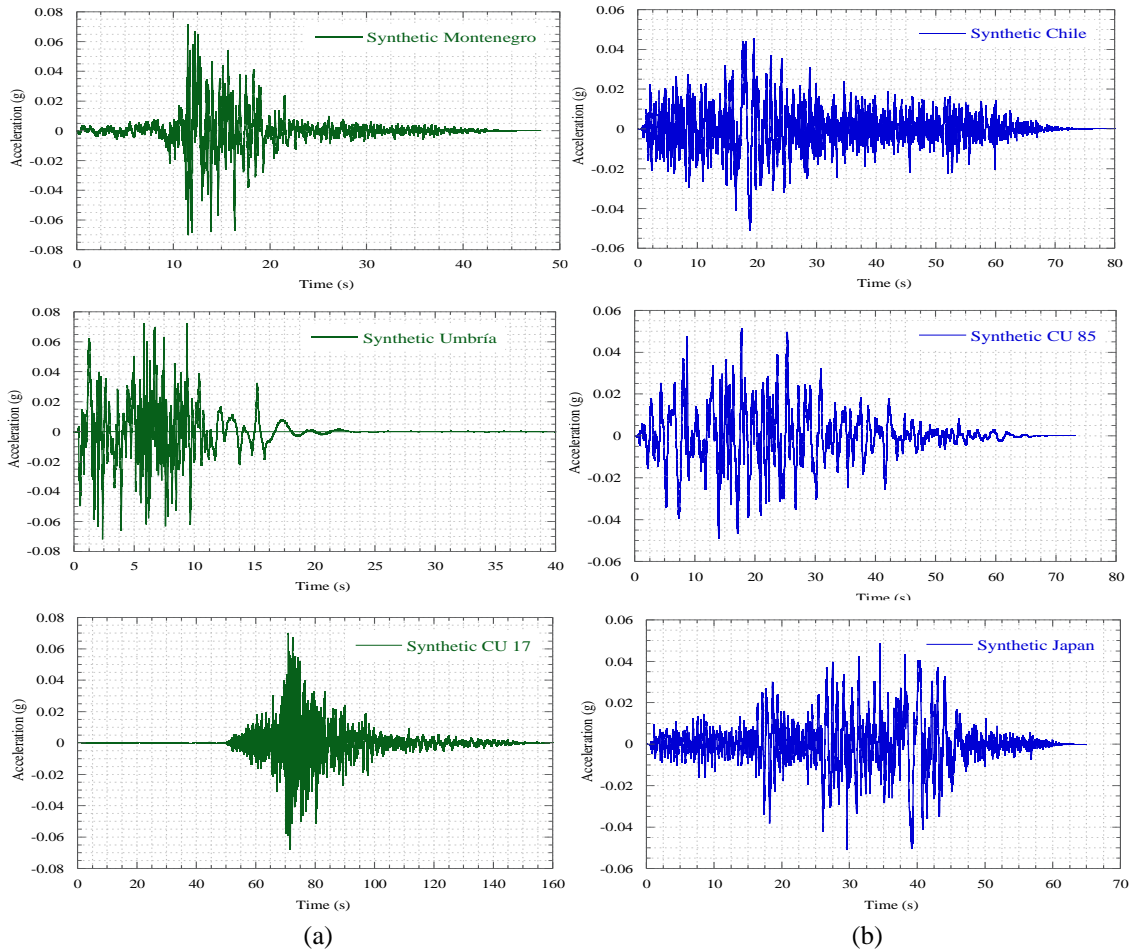


Figure 4: Synthetic time histories, for (a) normal, and (b) subduction events for a return period of 250 years.

The adjusted synthetic acceleration time histories for the normal and subduction earthquakes for TR=250 years are shown, respectively, in figure 4. The acceleration time histories were adjusted for each earthquake event and each return period (125, 187.5, 362.5, 475, 1475, and 2475 years) considered in the analysis (figure 5).

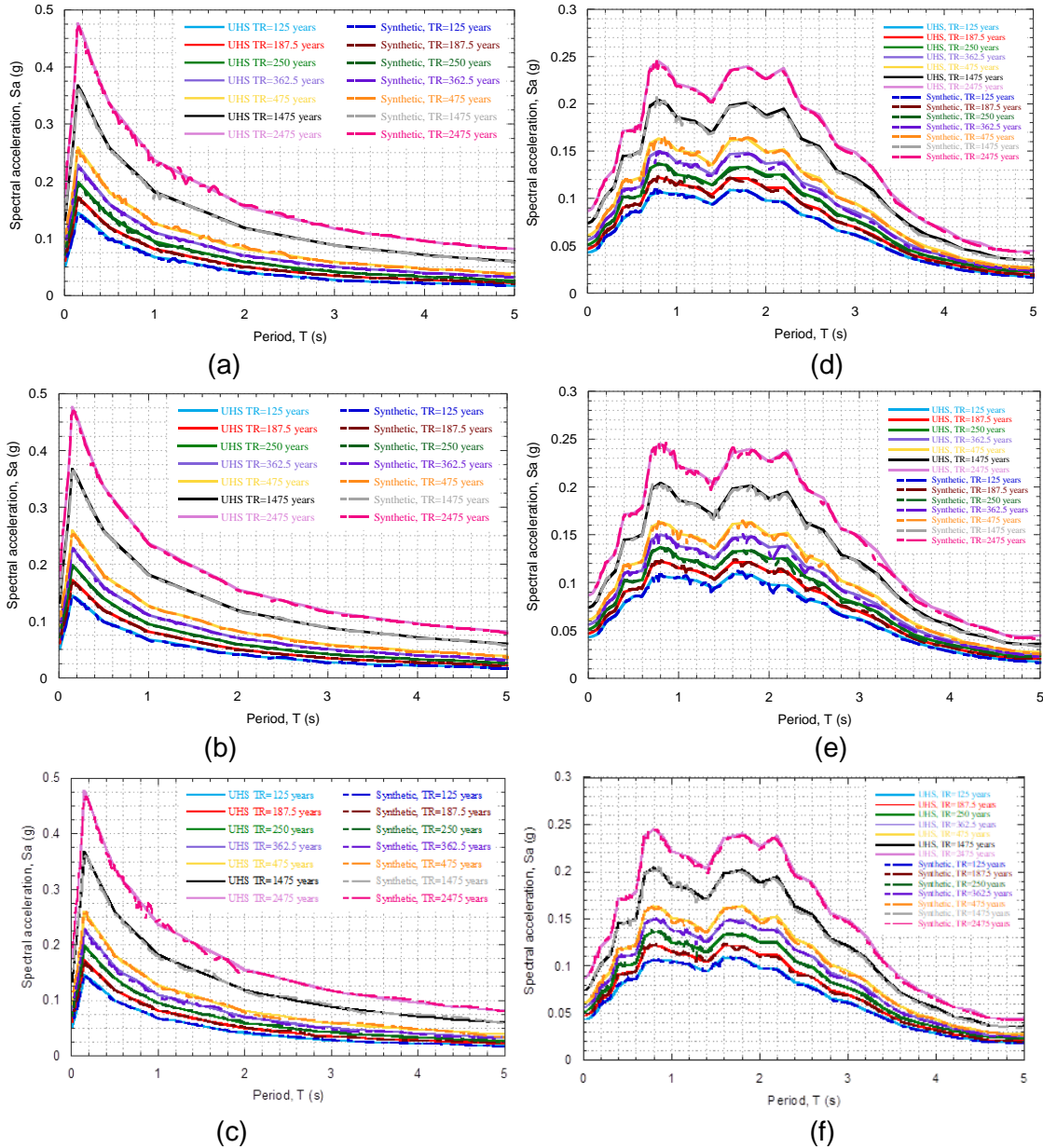


Figure 5: Uniform hazard spectra and adjusted ground motion response spectra for normal and subduction events: (a) CU 17, (b) Montenegro, (c) Umbria, (d) Chile, (e) CU 85 y (f) Japan.

### 3.3. Numerical model

To evaluate the seismic response of the system, a series of three-dimensional finite difference numerical models were developed using the FLAC3D software [40] considering the nonlinearity of the soil in clayey materials.

A non-linear elastic behavior model was used, which tries to characterize the transient ground response in each load cycle as a function of the evolution of shear strains during ground shaking, rather than the steady state response established in the resonant column and cyclic triaxial test, from which modulus degradation and



damping curves (figure 3). The free field boundaries implemented in FLAC3D were used along the edges of the model, to avoid energy reflexing at the model edges, and represent free field conditions.

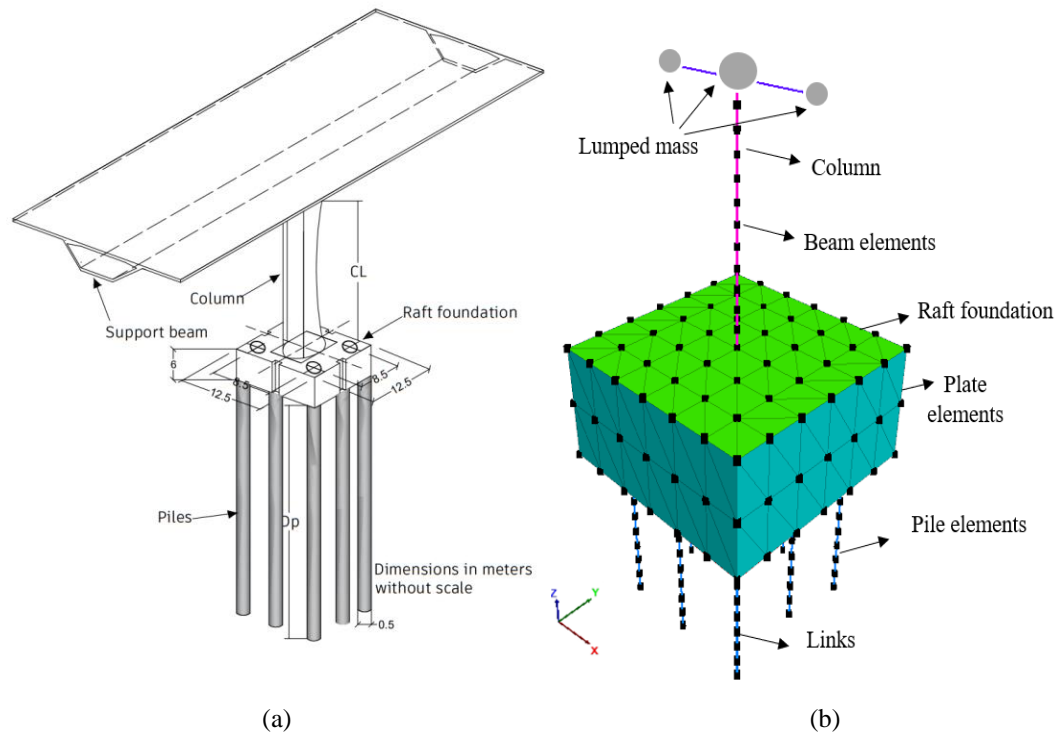


Figure 6: Schematic representation of (a) urban overpass y (b) three-dimensional model of finite differences.

The soil-structure system was divided into three stages: soil, foundation, and structure. The structure was modeled with three-dimensional beam elements and lumped masses, a foundation with plate elements, and piles with three-dimensional pile elements, which take into account the effects of diameter and the interaction between the pile and the surrounding soil (figure 6b).

### 3.4. Site response analyses

Initially, the free field condition was established from the results obtained from the one-dimensional analysis using the SHAKE software [41].

The free field boundaries implemented in FLAC<sup>3D</sup> were used along the edges of the model, and a flexible base was considered at the bottom.

To consider the variation of the modulus stiffness degradation with the shear strain during the seismic event, the “Sig3” hysteretic model available in FLAC<sup>3D</sup> [38] was used. The free field finite difference model is shown in figure 7. This model considers an ideal soil, in which the stress depends only on the deformation and not on the number of cycles. So, an incremental constitutive relationship of the degradation curve can be described by  $T_n/\gamma = G/G_{max}$ , where  $T_n$  is the normalized shear stress,  $\gamma$  is the shear strain, and  $G/G_{max}$  the normalized secant modulus. The Sig3 model is defined by equation 2.

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{a}{1 + \exp\left(-\frac{L-x_0}{b}\right)}$$

(2)

where  $L$  is the logarithmic deformation defined as  $L = \log_{10}(g)$ , and the parameters  $a$ ,  $b$  and  $x_0$ , used by the Sig3 model, were obtained through an iterative approach, in which the modulus degradation curves were fitted with the model equations. The corresponding damping is given directly by the hysteresis loop during cyclic loading. For the cases studied herein, the parameters “ $a$ ”, “ $b$ ” and “ $x_0$ ” vary from 1 to 1.0035, -0.428 to -0.0559 and, 0.250 to -1.222, respectively.

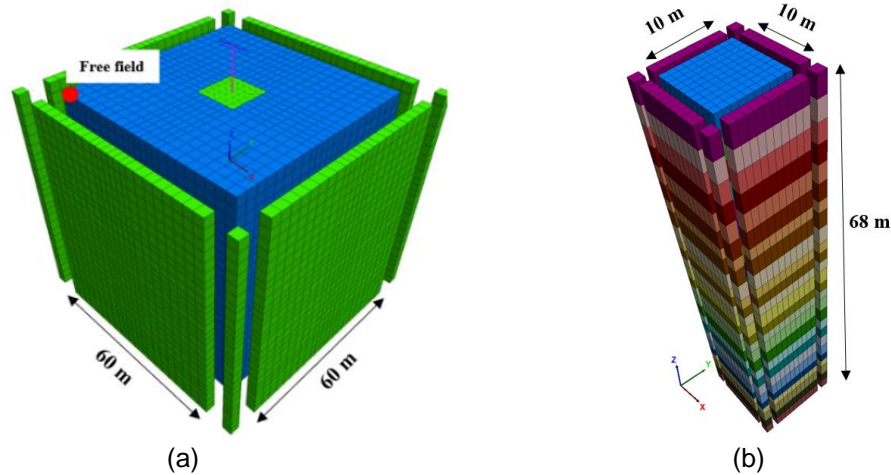


Figure 7: Three-dimensional finite difference model, and soil column finite difference model.

Numerical distortion of the propagating wave can occur in a dynamic analysis depending on the modeling conditions. Both the input wave's frequency content and the system's wave velocity characteristics will affect the wave transmission's numerical precision. These lateral limits should be placed at sufficient distances to minimize propagating wave distortion and achieve free field conditions. For this case, the recommendation of Kuhlemeyer and Lysmer (1973) [38] was considered, where for an accurate representation of the transmission of waves through a model, the size of the spatial element,  $\Delta l$ , should be smaller to one-fifth of the wavelength associated with the highest frequency component of the input wave containing appearing energy,  $f_{\max}$  (for example,  $\Delta l \leq \lambda/5$ ). In this case, the smallest average shear wave velocity  $V_s$  of the studied site in the soft clays ranges between 70 and 100 m/s, as shown in figure 3 and the highest significant frequency of excitation where the energy is concentrated is around 4.6 Hz. Therefore, the wavelength varies between 15 and 21 m, so it is appropriate to consider an  $\Delta l$  of 3 m. Models developed by Mayoral (2015) [31] have shown good agreement between finite difference models developed with FLAC3D and SHAKE for low to moderate levels of movement, using meshes with similar element sizes.



### 3.5. Soil-foundation-structure seismic interaction

The connection between the foundation box and the piles was considered embedded, although in practice the union of these two elements is at a joint, as can be seen in figure 6b. Said connection is designed to transmit loads axially to the pile and avoid perforation of the bottom slab. The characteristics of the elements for modeling the bridge are presented in Table 2.

Element	Model	Young's modulus (GPa)	Poisson ratio	Unit weight (kN/m <sup>3</sup> )
Bridge superstructure	Beam elements	31.82	0.30	24
Square box	Plate elements	22.14	0.20	24
Piles	Pile elements	24.25	0.20	24

Table 2: Properties of the structural model.

For the dynamic analysis, the synthetic ground motions were applied in three directions x, y, and z (longitudinal, transversal, and vertical), considering 100% of the movement in the horizontal components and 60% and 30% in the vertical direction for normal earthquakes and subduction earthquakes, respectively. For this case study, the damage index, DI see table 3, was established based on the lateral displacement of the column normalized by an average column height (i.e., 12 m), and in turn, in table 4, damage indices are shown for a two-dimensional seismic event [11].

Damage state (dsi)	ds1. None	ds2.Minor/ Slight	ds2. Moderate	ds4. Extensive	ds5. Complete
Range of damage index	DI ≤ 0.007	0.007 < DI ≤ 0.015	0.015 < DI ≤ 0.025	0.025 < DI ≤ 0.050	DI > 0.050

Table 3: Damage state estimation for the urban overpass

Damage state (dsi)	ds1. None	ds2.Minor/ Slight	ds2. Moderate	ds4. Extensive	ds5. Complete
Range of damage index	DI ≤ 0.0025	0.0025 < DI ≤ 0.0035	0.0035 < DI ≤ 0.0045	0.0045 < DI ≤ 0.006	DI > 0.006

Table 4: Damage state estimation for the urban overpass [11]

Figures 8 and 9 show the evolution of DI concerning the peak ground acceleration in free field,  $PGA_{ff}$ , in the transverse and longitudinal directions, along with an average exponential regression that fits the data set. Meanwhile, figure 10 show the fragility curves for normal and subduction earthquakes in both directions (transversal and longitudinal).

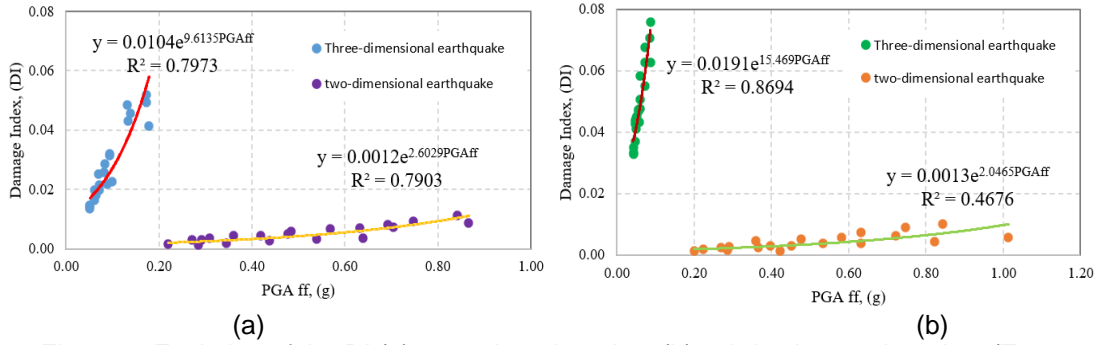


Figure 8: Evolution of the DI (a) normal earthquakes (b) subduction earthquakes (Transversal direction).

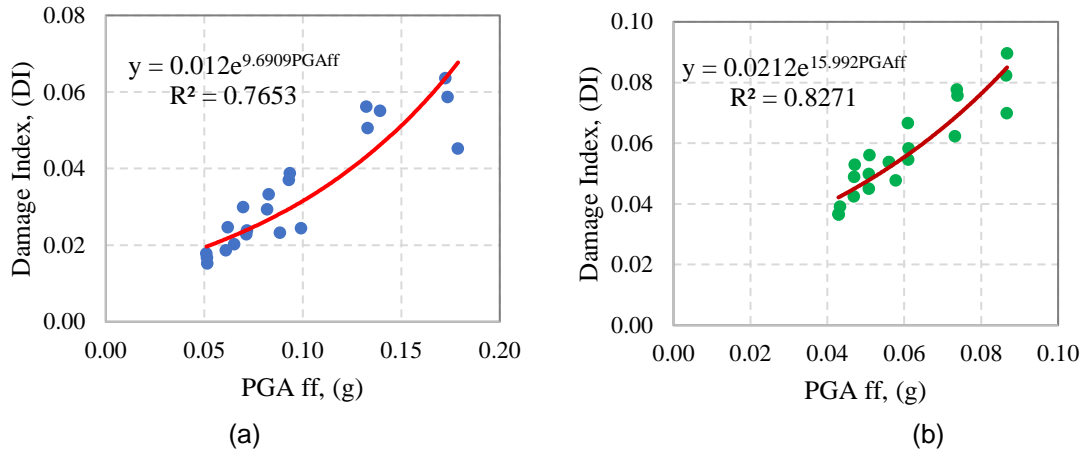


Figure 9: Evolution of the DI (a) normal earthquakes (b) subduction earthquakes (longitudinal direction).

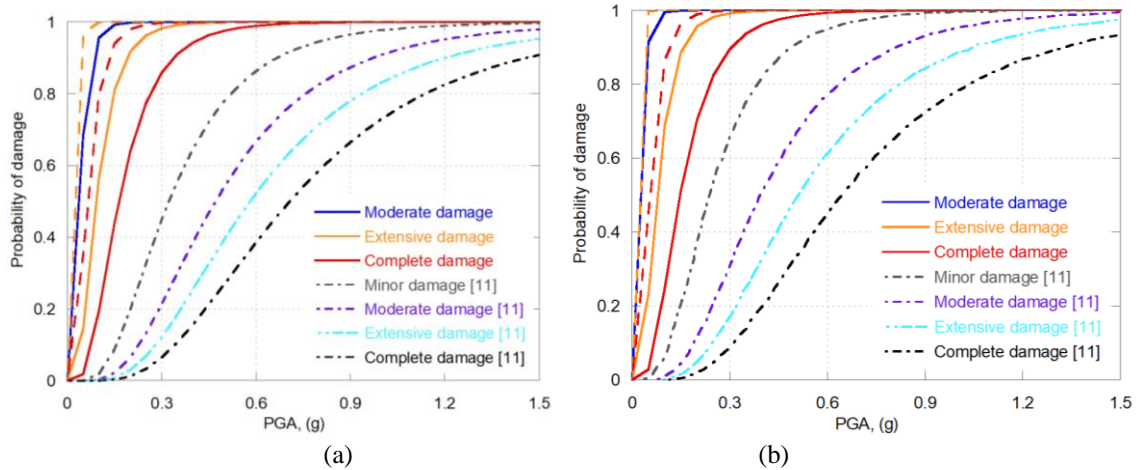


Figure 10: Fragility curves for normal (solid lines) and subduction (dashed lines) events for (a) transversal and (b) longitudinal direction.

The fragility curves generated were compared with those obtained by Mayoral *et al.*, [11], which were developed in rigid soils and with two-dimensional seismic environments.

It can be observed that the probability of reaching a damage state is higher considering a three-dimensional seismic environment. Likewise, the probability of reaching a damage state increases due to the properties of soft soils that induce



increased displacements of the structure, partially caused by the rocking effect. Therefore, the fragility curves are presented starting from a moderate damage state for normal and subduction earthquakes, respectively.

Comparing the two fragility curves, it can be seen that the greatest damage occurred in the bridge transversal direction (figure 11a). Complete damage is achieved with a PGA greater than 0.25 g for subduction earthquakes (dashed line) and 0.50 g for normal earthquakes (solid line).

Complete damage state was achieved first for subduction earthquakes due to most of the energy is concentrated in periods around 1 and 2 s, leading to large amplifications and lengthening of the duration of ground movements [33, 42] caused by high plasticity clay deposits. Likewise, a modification of the frequency content is produced, which in turn leads to a resonance effect, between the movements of the ground and the structure, as occurred during the Mw 8.1 09/19/1985 subduction fault earthquake, where the predominant period of the soil was found between 0.9 and 1.2 s, which coincides with the period of the structure (1.01 s), resulting in a resonance effect. This was also accentuated due to the concentration of energy in the high frequency range (low period range of 0.15–1.0 s) [43].

Currently, the construction regulations for Mexico City consider a return period of 250 years. This implies that the index damage for this return period is extensive for both normal and subduction earthquakes. On the other hand, major return periods (362.5, 475, 1475, and 2475 years) present a complete damage state for normal and subduction events.

#### **4. CONCLUSIONS**

Fragility curves were generated for urban bridges located in densely populated urban areas, through a series of three-dimensional numerical models considering the site response, soil-foundation-structure interaction effects, and frequency content. It was observed that the probability of reaching a damage state is greater with the use of a three-dimensional seismic environment, because vertical movement increases the level of response and the amount of damage on a bridge. According to the site-specific fragility curves developed in this article, and the results obtained from the probabilistic analysis of site response, as well as the probability of reaching or exceeding a given damage state of the urban overpass, it can be noted that the highest probability of failure is reached with subduction events. Likewise, the probability of reaching a damage state increases due to the properties of soft soils that induce increased displacements of the structure, partially caused by the rocking effect.

#### **REFERENCES**

- [1] M. Torres y M. Rodríguez, Capacidad de desplazamiento lateral de columnas para puentes de concreto reforzado y presforzado en zonas sísmicas. *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, México, 2013.



- [2] J. Bray y D. Frost, *Geo-engineering reconnaissance of the 2010 Maule, Chile earthquake*. Report of the NSF sponsored GEER association team No. GEER-022, 2010.
- [3] D. Rivera y R. Meli, Procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado, *Revista de Ingeniería Sísmica*, nº 79, pp. 1-23, 2008.
- [4] P. Franchetti, M. Grendence, C. Modena, D. Slejko y F. Bergo, Evaluation of seismic risk: application to bridges and viaducts in veneto (Italy), *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B. C., Canada. August, nº 2791, pp. 1-6, 2004.
- [5] J. M. Pestana, R. B. Sancio, J. D. Bray, M. P. Romo, M. J. Mendoza, R. E. S. Moss, J. M. Mayoral Villa y R. B. Seed, Geotechnical engineering aspects of the June 1999 Central México earthquakes, *Journal Earthquake SPECTRA*, vol. 18, nº 3, pp. 481-499, 2002.
- [6] R. Zelinski, *Post Earthquake Investigation Team Report for the Loma Prieta Earthquake*. California Department of Transportation. Division of Structures, Sacramento, Sacramento, 1994.
- [7] M. Yashinsky, R. Oviedo, S. Ashford, L. Fargier-Gabaldon y M. Hube, *Performance of highway and railway structures during the February 27, 2010 Maule, Chile earthquake*, Maule, Chile, 2010.
- [8] G. Housner, Competing against time. Report to Governor George Deukmejian from the Governor's Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake. *Office of Planning and Research*, State of California, Mayo, p. 264, 1990.
- [9] K. Kawashima, Damage of bridges resulting from fault rupture in the 1999 Kocaeli and duzce, Turkey earthquakes and the 1999 Chi-Chi, Taiwan earthquake, *Proceedings of Seismic Fault-induced Failures*, Tokyo, 2001, pp. 171-190.
- [10] M. J. Priestley y Y. Uang, *Damage Analysis of Selected Freeway Bridges*, University of California, San Diego, Structural Systems Research, vol. 06, nº SSRP-94, 1994.
- [11] J. M. Mayoral Villa, A. Badillo y J. M. Alcaráz Barranco, Vulnerability and recovery time evaluation of an enhanced urban overpass foundation, *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 100, nº ISSN 0267-7261, pp. 1-15, 2017.
- [12] C. Gomez Soberon y I. Soria Rodriguez, Curvas de fragilidad para tres puentes carreteros típicos de concreto., Universidad Autonoma Metropolitana Azcapotzalco, Mexico., vol. 4, nº 2, pp. 15-11, 2013.
- [13] A. J. Papazoglu y A. S. Elnashai, Analytical and field evidence of the damaging effect of vertical earthquake ground motion., *Journal Earthquake Eng Struct Dyn*, vol. 25, nº 10, pp. 1109-37, 1996.



- [14] M. A. Saadeghvariri y D. A. Foutch, Dynamic behavior of R/C highway bridges under the combined effect of vertical and horizontal earthquake motions, *Journal Earthquake Eng Struc Dyn* , vol. 20, nº 6, pp. 535-49, 1991.
  - [15] C. P. Yu, Effect of vertical earthquake components on bridge responses., Ph. D. thesis, University of Texas at Austin, Austin., 1996.
  - [16] M. R. Button , C. J. Cronin y R. L. Mayes, Effect of vertical motions on seismic response of bridges., *Journal Struct Eng*, vol. 128, nº 12, pp. 1551-64, 2002.
  - [17] S. J. Jong, S. Abdollah, H. L. Do, C. Eunsoo y D. Reginald, Damage Assessment of older highway bridges subjected to three-dimensional ground motions: Characterization of shear-axial force interaction on seismic fragilities, *Engineering Structures*, vol. 87, pp. 47-57, 2015.
  - [18] E. Erduran y A. Yakut, Drift based damage functions for reinforced concrete columns, *Computers & Structures*, vol. 82, pp. 121-130, 2004.
  - [19] E. Rosenblueth y H. Contreras, Approximate design for multicomponent earthquakes, *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, vol. 103, pp. 895- 911.
  - [20] N. M. Newmark y W. J. Hall, *Earthquake spectra and design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 1982.
  - [21] Y. Bozorgnia y N. Mansour, Characteristics of Free Field Vertical Ground Motion During the Northridge Earthquake, *Earthquake Spectra*, vol. 11, nº 4, pp. 515-525, 1995.
  - [22] K. Pitilakis, H. Crowley y A. M. Kaynia (2014), *SYNER-G: Typology Definition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk*, Springer.
  - [23] HAZUS-MH: technical manuals. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency and National Institute of Building Science; 2004.
  - [24] Y. Jin-Hak, K. Sang-Hoon y K. Shigeru, PDF interpolation technique for seismic fragility analysis of bridges, *Engineering Structures*, vol. 29, pp. 1312-1322, 2007.
  - [25] M. J. Mendoza Lopez, E. Ibarra Razo, M. P. Romo Organista, M. Rufiar Jarquin, J. M. Mayoral Villa, W. P. Paniagua Zavala y E. Garces Camara, Pruebas de carga axial a compresión y extracción en pilas de cimentación instrumentadas del Viaducto Bicentenario, Estado de México, de XXV Raunion Nacional de Mecanica de suelos e ingenieria geotecnica., Acapulco, Guerrero, Mexico, 2010.
  - [26] M. J. Mendoza y G. Auvinet, The Mexico earthquake of September 19, 1985- behavior of building foundations in Mexico City, *Journal, Earthq Spectra*, vol. 4, nº 4, pp. 53-835, 1998.
  - [27] G. Auvinet, Seismic response of subsoil and building foundations in Mexico City (1985-2017), ISSMGE Touring Lecture, 2018.
  - [28] N. Riordan, A. Canavate, S. Kumar y F. Ciruela, Analysis of Friction Piles in Consolidating Soil., de NUMGE 2018 9th. European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 2018.
-



- [29] M. Mendoza, Comportamiento de una cimentación con pilotes de fricción, Ciudad de México: Programa de maestría y doctorado en ingeniería, UNAM, 2004.
- [30] J. M. Mayoral Villa y J. Ramirez, Site response effects on an urban overpass., Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, n° ISSN 0267-7261, 2011.
- [31] J. M. Mayoral Villa y M. P. Romo, Seismic response of bridges with massive foundations, Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 71, pp. 88-99, 2015.
- [32] J. M. Mayoral Villa, S. Tepalcapa, A. Roman, C. S. Mohtar y R. Rivas, Ground Subsidence and its implication on building seismic performance, Journal of Soil Dynamic Earthq Eng, vol. 126, 2019.
- [33] J. M. Mayoral Villa y G. Mosqueda, Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research, Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2021.
- [34] J. M. Mayoral Villa y G. Mosqueda, Seismic interaction of tunnel-building systems on soft clay, Journal Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 139, 2020.
- [35] H. B. Seed y I. M. Idriss, Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis, vol. 70, n° 10, 1970.
- [36] M. P. Romo, Clay behavior, soil response and soil structure interaction studies in Mexico City, de Proceedings of the third international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, San Luis Missouri, USA, 1995.
- [37] H. B. Seed, I. M. Idriss, J. Sun, A. Jaime y J. Lysmer, Relationships between soil conditions and earthquake ground motions, Journal Earthq Spectra, vol. 4, n° 2, pp. 687-730, 1988.
- [38] J. Lysmer, Analytical Procedures in soil dynamics, University of California, vol. 29, n° ReportNo.EERC78, 1978.
- [39] N. Abrahamson, State of the practice of seismic hazard evaluation, de International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, Australia, 2000.
- [40] I. C. Group, FLAC3D, fast Lagrangian analysis of continua in 3 dimensions.
- [41] P. B. Schnabel, J. Lysmer y H. B. Seed, SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, College of Engineering, CA., 1972.
- [42] J. M. Mayoral Villa, K. W. Franke y T. Hutchinson, The September 19, 2017 Mw 7.1 Puebla-Mexico city earthquake: Important findings from the field – Overview of Special Edition, Journal Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 123, pp. 520-524, 2019.





- [43] J. M. Mayoral Villa, D. Asimaki, S. Tepalcapa, S. Wood, A. Roman, T. Hutchinson, K. Franke y G. Montalva, Site effects in Mexico City basin: Past and present, *Journal, Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 121, pp. 369-382, 2019. O.C. Zienkiewicz, R.C. Taylor, *The finite element method, Vol. I, 4th Edition*. McGraw Hill, 1989.