



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO



DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE
LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

MAESTRÍA EN INGENIERÍA
EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

ING. MARCO ANTONIO
OROZCO MACIEL

DIRECTOR DE TESIS:
DR. JOSÉ MANUEL
JARA GUERRERO

MORELIA, MICHOACÁN, MÉXICO
ABRIL, 2013

MODELOS DE PÉRDIDA DE
PUENTES DE LONGITUD MEDIA



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO



DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE
LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

MAESTRÍA EN INGENIERÍA
EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

ING. MARCO ANTONIO
OROZCO MACIEL

DIRECTOR DE TESIS:
DR. JOSÉ MANUEL
JARA GUERRERO

MORELIA, MICHOACÁN, MÉXICO
ABRIL, 2013

Modelos de pérdida de puentes de longitud media

Marco Antonio Orozco Maciel.

© Marco Antonio Orozco Maciel (marco_aom18@hotmail.com)

© José Manuel Jara Guerrero (jmjara70@gmail.com)

© Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH.

© CONACyT

Impreso en México, 2013.

No olvide citar esta tesis.

A mi familia

ÍNDICE

OBJETIVOS	21
INTRODUCCIÓN	23
CAPÍTULO I	
MODELOS DE PÉRDIDAS PARA CUANTIFICAR DAÑOS EN PUENTES	27
Vision 2000	29
FEMA 356	31
Modelo Teórico	34
<i>Demanda del sistema</i>	37
<i>Estimación de la probabilidad de daño</i>	40
<i>Interpretación del daño en términos de pérdidas económicas</i>	44
<i>Cálculo de riesgo económico</i>	47
CAPÍTULO II	
CARACTERÍSTICAS TÍPICAS DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA EN MÉXICO	51
Planos de proyecto tipo	52
Materiales	56
Reportes SIPUMEX	58
Información bibliográfica	65
Comentarios finales	68

CAPÍTULO III

ÍNDICE

CARACTERIZACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA	71
Ondas sísmicas	74
Ubicación de sismos	75
Sismicidad en México	77
Registro sísmicos	79
<i>Sismos de subducción</i>	79
<i>Sismos de falla normal</i>	81
Escala de espectros elásticos	82
CAPÍTULO IV	
DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES	91
Cargas y acciones	94
Diseño sísmico	96
<i>Combinaciones</i>	97
Resultados de los modelos	98
CAPÍTULO V	
EVALUACIÓN DEL DAÑO COMO FUNCIÓN DE PARÁMETROS DE DEMANDA INGENIERIL	101
Modelo de Mander et al (2009)	101
Modelo de Park et al (1984)	108
Estudio de Karim et al (2002)	110
Estudio de Neilson et al (2006)	112
CAPÍTULO VI	
EVALUACIÓN DE LA PÉRDIDA ESPERADA EN LOS PUENTES	117
Determinación del daño	117
Pérdida económica	126
Costo modelos estructurales	131
Caso de estudio	143

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

Puentes diseñados en los 60's y 70's

CONCLUSIONES	153
Resumen	153
Resultados	155
REFERENCIAS	157

RELACIÓN DE TABLAS

CAPÍTULO I

Tabla I.1. Estados de daños permitidos para los tipos de temblores (Vision 2000).	30
Tabla I.2. Temblores (Vision 2000).	31
Tabla I.3. Estados de daño para elementos de concreto (FEMA 356).	32
Tabla I.4. Temblores (FEMA 356).	33
Tabla I.5. Estados de daños adoptados por HAZUS.	34

CAPÍTULO II

Tabla II.1. Características de la superestructura de los puentes tipo (SOP, 1966).	52
Tabla II.2. Características de la subestructura de los puentes tipo (SOP, 1966).	53
Tabla II.3. Características de la superestructura de los puentes tipo (SAHOP, 1980).	54
Tabla II.4. Características de la subestructura de los puentes tipo (SAHOP, 1980).	55
Tabla II.5. Características de los materiales de los puentes tipo (SOP, 1966, SAHOP, 1980).	57
Tabla II.6. Características de la superestructura de los puentes tipo (SAHOP, 1980).	57
Tabla II.7. Características de la subestructura de los puentes tipo (SAHOP, 1981).	58
Tabla II.8. Puentes proyectados y construidos en México (La Construcción de Puentes en México SCT, 1985).	67

RELACIÓN DE TABLAS

CAPÍTULO III

Tabla III.1. Sismos de subducción seleccionados.	79
Tabla III.2. Estaciones seleccionadas de sismos de subducción.	80
Tabla III.3. Estaciones seleccionadas de sismos de falla normal.	81
Tabla III.4. Estaciones seleccionadas de sismos de falla normal.	82

CAPÍTULO IV

Tabla IV.1. Geometría de modelos.	92
Tabla IV.2. Resultados de los modelos.	99

CAPÍTULO V

Tabla V.1. Estados de Daños, adaptada de Mander et al (2009).	102
Tabla V.2. Datos de calibración de modelo propuesto por Mander et al (2009).	106
Tabla V.3. Parámetros calibrados por Mander et al (2009).	108
Tabla V.4. Estados de daño, adaptado de Karim, et al (2001).	109
Tabla V.5. Estado de años asociados a la ductilidad, adaptada de Neilson et al (2006).	114

CAPÍTULO VI

Tabla VI.1. Parámetros del modelo de Mander et al (2009).	122
Tabla VI.2. Valores IP normalizados del modelo de Mander et al (2009).	122
Tabla VI.3. Valores ID e IP normalizados del modelo de Mander et al (2009).	125
Tabla VI.4. Tiempo necesario para reparar el puente.	129

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

Tabla VI.5. Resultados Mander et al (2011).	130
Tabla VI.6. Costos de puentes, precios (2008).	133
Tabla VI.7. Costos directo de reparación y/o construcción para cada estado de daño, precios (2011).	134
Tabla VI.8. Índice de Daño—Costo.	135
Tabla VI.9. Distorsión Angular—Costo.	146
Tabla VI.10. Costo de puente convencional.	151

RELACIÓN DE FIGURAS

CAPÍTULO I

Figura I.1. Relación intensidad del evento - frecuencia (Adaptada de Dhakal y Mander, 2006).	37
Figura I.2. Curva de la respuesta del sistema (Adaptada de Dhakal y Mander, 2006).	38
Figura I.3. Curva de la demanda ingenieril (Adaptada de Dhakal y Mander, 2006).	39
Figura I.4. Curva Estado de Daño (Adaptada de Dhakal y Mander, 2006).	41
Figura I.5. Frecuencia Anual - Estado de daño (Adaptada de Dhakal y Mander, 2006).	43
Figura I.6. Curva Modelo de Pérdidas (Adaptada de Dhakal y Mander, 2006).	45
Figura I.7. Curva Riesgo económico (Adaptada de Dhakal y Mander, 2006).	46
Figura I.8. Estimación de riesgo económico anual dado un nivel de confiabilidad (Adaptada de Dhakal y Mander, 2006).	48

CAPÍTULO II

Figura II.1. Año de construcción de los puentes de los reportes SIPUMEX.	60
Figura II.2. Longitud total de los puentes de los reportes SIPUMEX.	61
Figura II.3. Longitud máxima por claro de los puentes de los reportes SIPUMEX.	62
Figura II.4. Tipo de pilas de los puentes de los reportes SIPUMEX.	63

RELACIÓN DE FIGURAS

Figura II.5. Tipo de apoyos extremos de los puentes de los reportes SIPUMEX.	63
Figura II.6. Tipo de apoyos de los puentes de los reportes SIPUMEX.	64
Figura II.7. Altura máxima de subestructura de los puentes de los reportes SIPUMEX.	65

CAPÍTULO III

Figura III.1. Composición interna de la tierra (Adaptada de Jara y Jara, 2007).	72
Figura III.2. Placas tectónicas (Adaptada de http://www.ssn.unam.mx).	73
Figura III.3. Propagación de ondas sísmicas.	76
Figura III.4. Placas tectónicas en México (Adaptada de http://www.ssn.unam.mx).	77
Figura III.5. Sismicidad de México, 1899-2007 (Adaptada de http://www.geociencias.unam.mx).	78
Figura III.6. Ubicación de los sismos de subducción.	80
Figura III.7. Ubicación de los sismos de falla normal.	81
Figura III.8. Resultados del método de escala de amplitudes obtenidos por Heo, Kunnath y Abrahamson, (2011).	84
Figura III.9. Mediana de un conjunto de 21 registros escalados por Kalkan y Chopra, (2011).	85
Figura III.10. Media geométrica, figura adaptada de Huang et al 2011.	86
Figura III.11. Espectros de peligro uniforme para el estado de Michoacán. (Jara 2007).	87
Figura III.12. Espectros escalados de sismos de subducción.	88
Figura III.13. Espectros escalados de sismos normales.	89

CAPÍTULO IV

Figura IV.1. Características de los primeros ocho modelos.	93
Figura IV.2. Modelo en SAP2000.	94
Figura IV.3. Camiones HS-20, T3-S3 Y T3-S2-R4.	95
Figura IV.4. Camiones IMT.	95
Figura IV.5. Espectro elástico Aquila.	96
Figura IV.6. Espectro elástico Morelia.	97

CAPÍTULO V

Figura V.1. Modelo propuesto por Mander et al (2009) para determinar los daños en puentes.	105
Figura V.2. Modelo estructural para la calibración de parámetros propuesto por Mander et al (2007).	107
Figura V.3. Esquema general para determinar el daño del modelo Park, adaptado de Karim, et al (2001).	110
Figura V.4. Relación entre máxima aceleración y el índice de daño, adaptada de Karim et al (2002).	111
Figura V.5. Puentes tipo para el estudio de Nielson et al (2006), adaptada de Nielson et al (2006).	112
Figura V.6. Resultados del análisis de regresión, adaptada de Neilson et al (2006).	113
Figura V.7. Distorsión Angular contra Aceleración, puentes en Morelia.	115
Figura V.8. Distorsión Angular contra Aceleración, promedio puentes en Morelia y modelo de Mander et al (2009).	116

CAPÍTULO VI

Figura VI.1. Espectros de diseño del reglamento japonés, adaptada de Acero (2004).	120
Figura VI.2. Espectros de diseño obtenido por PRODISIS.	121
Figura VI.3. Relación Aceleración Espectral—Índice de	123

RELACIÓN DE FIGURAS

Daño, adaptada de López et al (2013).	
Figura VI.4. Relación Aceleración Espectral—Distorsión Angular, López et al (2013).	124
Figura VI.5. Relación Estado de daño -Distorsión Angular, Mander et al (2009) y López et al (2013).	126
Figura VI.6. Índice de Daño—Costo.	136
Figura VI.7. Distorsión Angular—Costo.	138
Figura VI.8. Aceleración Espectral—Costo.	139
Figura VI.9. Índice de Pérdida—Costo.	140
Figura VI.10. Distorsión Angular—Costo.	141
Figura VI.11. Aceleración Espectral—Costo.	142
Figura VI.12. Tramo en estudio, Google Earth.	144
Figura VI.13. Distorsión Angular—Costo m^2 .	145
Figura VI.14. Aceleración Espectral—Distorsión Angular.	148
Figura VI.15. Estado de Daño—Aceleración Espectral.	149
Figura VI.16. Aceleración Espectral—Costo.	150
Figura VI.17. Estado de Daño—Aceleración Espectral, para diseño convencional de puentes.	152

OBJETIVOS

El objetivo general del presente trabajo es crear herramientas para cuantificar pérdidas económicas después de un evento sísmico, en puentes con las tipologías de las estructuras de longitud media en México, y proponer expresiones que relacionen el costo esperado de daños en puentes con estructuración típica con un parámetro de demanda ingenieril.

Para lograrlo se establecieron los siguientes objetivos particulares:

1. Caracterizar las tipologías de puentes de longitud media de concreto reforzado en México.
2. Estimar los niveles de demanda sísmica para estructuras cercanas a la costa del Pacífico.
3. Definir las características geométricas de puentes que servirán para realizar modelos numéricos de análisis.
4. Determinar el daño esperado como función de parámetros de la respuesta sísmica de los puentes para diferentes periodos de retorno.
5. Con los niveles de daño obtenidos, establecer un modelo de pérdidas que cuantifique los costos para los distintos niveles de daño y proponer formas funcionales de las pérdidas esperadas como función de un parámetro de demanda ingenieril.

INTRODUCCIÓN

Los puentes son estructuras indispensables de la infraestructura carretera de México; sin ellos no sería posible el desarrollo económico de las distintas regiones. La interrupción de su funcionamiento ocasionaría pérdidas económicas importantes.

Para conocer el tipo de estructuras de puentes que se utilizan con mayor frecuencia en el país, es necesario recurrir a diferentes fuentes de información como son: planos de proyectos tipo, reportes SIPUMEX e información bibliográfica.

México por su ubicación geográfica ha experimentado temblores de gran magnitud, la interacción de las placas de Cocos, Rivera y Norte América ocasiona que se produzcan sismos de subducción que se originan en las fronteras de estas placas. Por otra parte fallas de transformación afectan al país en Baja California donde se localiza la falla de San Andrés. En el país también se registran sismos de fallas de tipo local; en el occidente de México existen cuatro zonas sísmicas de este tipo asociadas a la evolución del eje Neovolcánico: Graben de Acambay, Semi-graben de Aljibes, Graben del Mezquital y el fracturamiento de Pedro Escobedo.

INTRODUCCIÓN

Los temblores desde tiempos antiguos han causado pérdidas humanas y económicas; no se puede predecir cuándo ocurrirán, sin embargo es importante el estudio de estos para mitigar los daños causados por éstos a la sociedad. Para seleccionar las acciones de diseño en un reglamento, es necesario tener un panorama general del costo de los daños esperados por la ocurrencia de estos eventos, si bien existe gran variedad de estructuras en todo el país, la estimación de daños en puentes es una variable fundamental para la determinación de pérdidas financieras ocasionadas por temblores en estas estructuras.

El costo económico de los daños, expresado en valor monetario, es la suma del costo necesario para reparar o reconstruir la estructura, llamados costos directos, y los costos indirectos ocasionados por la interrupción de las vías de comunicación, el incremento de la demanda de materiales y las pérdidas humanas.

Para determinar el costo de los daños ocasionados después de un sismo se recurre a los llamados *modelos de pérdida*; estos modelos deben ser capaces de determinar las pérdidas financieras, ya sea de un evento que ocurrió, o dado un evento que se pueda presentar, ¿cuál sería el costo de los daños esperados? (pérdidas a futuro). Para evaluar el daño sísmico en estructuras, se han utilizado en la literatura diversos enfoques que relacionan el daño con parámetros de demanda estructural.

En este trabajo se obtienen relaciones de distorsión angular-costo de daño esperado, para estructuras típicas de puentes de

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

concreto reforzado de mediana longitud, considerando las demandas que los temblores en México producen en estas estructuras.

CAPÍTULO I

MODELOS DE PÉRDIDAS PARA CUANTIFICAR DAÑOS EN PUENTES

Existe un creciente interés en cuantificar las pérdidas económicas después de un sismo, es importante tener un panorama general del costo de los daños causados luego de estos eventos, si bien existe gran variedad de estructuras en todo el país, son de vital importancia aquellas que forman parte de la infraestructura carretera, la estimación de daños en puentes es una variable fundamental para la determinación de pérdidas financieras ocasionadas por temblores en estas estructuras.

El costo de daños, expresado en valor monetario, es la suma del costo necesario para reparar o reconstruir la estructura, llamados costos directos, y los costos indirectos ocasionados por la interrupción de las vías de comunicación, el incremento de la demanda de materiales y las pérdidas humanas.

CAPÍTULO I

Para poder determinar el costo de los daños ocasionados después de un sismo se recurre a los llamados *modelos de pérdida*; estos modelos deben ser capaces de determinar las pérdidas financieras, ya sea de un evento que ocurrió, o dado un evento que se pueda presentar, ¿cuál sería el costo de los daños esperados? (pérdidas a futuro).

En general, las pérdidas económicas se relacionan con los siguientes conceptos:

Medidas de Intensidad (MI). Son parámetros que dependen del movimiento sísmico y se obtienen por medio de aparatos de registro (acelerógrafos) durante un sismo. Por ejemplo: aceleración máxima del terreno, espectro de respuesta, etcétera.

Parámetros de demanda ingenieril (PDI). Es la demanda a la que se encuentran sometidos los elementos de la estructura, en los distintos niveles de intensidad, como son las rotaciones y desplazamientos.

Estados límite. Dentro de la filosofía basada en el desempeño, se han establecido estados límite de comportamiento, asociados cada uno de ellos a etapas de la respuesta sísmica estructural. Así, se evalúan las medidas de intensidad que originan que la estructura ingrese a los distintos estados límite pre-establecidos. Normalmente, estos estados se definen desde condiciones de servicio, sin ningún, daño hasta la condición última de colapso.

Estados de daño. Son sistemas de clasificación, que por medio de niveles determinan los daños físicos de las estructuras. A continuación se describen algunos de estos sistemas:

Vision 2000

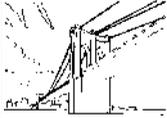
El documento Vision 2000 (SEAOC, 1999), presentado por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), define cuatro niveles:

- *Totalmente funcional.* Sin interrupción de su funcionamiento, sin daño o con daño insignificante.
- *Operacional.* Con daños menores, no se interrumpe su funcionamiento para su reparación.
- *Protección de vidas.* Es prioridad salvaguardar la vida, el daño es de moderado a extenso.
- *Cerca de colapso.* Está en riesgo la vida, el daño de la estructura es severo, se puede prevenir el colapso.

En esta clasificación el nivel más severo no toma en cuenta el colapso de la estructura después de un evento; la tabla I.1 indica los niveles permitidos de daño de acuerdo con los niveles de intensidad del sismo y la importancia de la estructura, propuesta en Vision 2000.

CAPÍTULO I

Tabla I.1. Estados de daños permitidos para los tipos de temblores (Vision 2000).

Temblor	Totalmente funcional	Operacional	Protección de vidas	Cerca del colapso
Frecuente				
Ocasional				
Poco frecuente				
Muy poco frecuente				
$\Delta x/h$	0.2 %	0.5 %	1.5 %	2.5 %

En la figura anterior, el daño permitido en las estructuras debido a un temblor depende de la importancia de la estructura;

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

la última fila representa la relación del desplazamiento lateral respecto a la altura de la estructura (distorsión angular) para elementos verticales.

La descripción de los temblores que emplea Vision 2000 se muestran en la tabla I.2.

Tabla I.2. Temblores (Vision 2000).

Temblor	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de Ocurrencia
Frecuente	43	50% en 30 años
Ocasional	72	50% en 50 años
Poco frecuente	475	10% en 50 años
Muy poco frecuente	970	10% en 100 años

FEMA 356

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencia (FEMA por sus siglas en inglés) establece los siguientes estados de daño para componentes verticales de marcos de concreto:

- *Ocupación inmediata.* En este estado se puede ocupar la estructura después del terremoto sin existir ningún riesgo para la seguridad de las personas. La estructura conserva sus propiedades de diseño.

CAPÍTULO I

- *Protección de la vida.* En este estado la estructura presenta daño en sus componentes pero conserva un margen antes del colapso de ésta.
- *Prevención del colapso.* Este estado presenta daño en los componentes estructurales, la estructura es capaz de soportar cargas gravitacionales, pero no existe margen para el colapso.

Tabla I.3. Estados de daño para elementos de concreto (FEMA 356).

Tipo de Daño	Ocupación inmediata	Protección de la vida	Prevención del colapso
Primario	Grietas muy pequeñas, no existe aplastamiento del concreto.	Grandes daños en vigas, desprendimiento de recubrimiento, y grietas menores de 1/8" en columnas.	Grietas extensas, formación de articulaciones plásticas, daños graves en columnas cortas.
Secundario	Desprendimientos menores en columnas y vigas, fisuras por flexión, grietas menores de 1/16" en articulaciones.	Grietas extensas, formación de articulaciones plásticas, daños graves en columnas cortas	Reducción sección de columnas y vigas, daños en articulaciones.
Distorsión Angular	1% transitorio; Permanente insignificante.	2% transitorio; 1% permanente	4% transitorio o permanente.

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

La descripción de los temblores que se emplea en el FEMA 356 se muestra en la tabla I.4:

Tabla I.4. Temblores (FEMA 356).

Temblor	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de ocurrencia
Frecuente	25	70% en 30 años
Ocasional	72	50% en 50 años
Poco frecuente	500	10% en 50 años
Muy poco frecuente	2500	4% en 100 años

Por su parte, HAZUS (Hazards United States), desarrollado por FEMA, propone los siguientes estados de daño y límites donde se presentan los daños mostrados en la tabla I.5, en función de la distorsión angular mostrados por Mander et al (2007).

CAPÍTULO I

Tabla I.5. Estados de daños adoptados por HAZUS adaptada de Mander et al (2007).

Estado de daños	Mecanismo de falla	Reparación requerida	Límite Distorsión Angular (%)		
			Nueva Zelanda	Japón	Caltrans
Ninguno	Antes de la fluencia	Ninguna	--	--	--
Menor/ Ligero	Desprendimientos menores	Parchar desconches	0.62	0.53	0.53
Moderado	Pandeo de varillas	Reparación de componentes	2.30	1.60	1.90
Mayor/ Extenso	Fractura de varillas	Reconstrucción de componente	4.40	4.60	5.10
Total/ Colapso	Colapso	Reconstrucción de la estructura	5.64	5.66	6.16

Modelo Teórico

Los daños por sismo que suelen tener los puentes dependen de la demanda sísmica originada por los temblores y de su respuesta ante los eventos. Para evaluar pérdidas, se deben establecer *medidas de intensidad* (MI) para representar los distintos niveles de peligro. Posteriormente se estima la demanda estructural o *parámetros de demanda ingenieril* con base en las MI generadas ante un evento para un caso de análisis real u obteniendo la capacidad de respuesta al incrementar la intensidad, para un análisis de un evento que puede presentarse. Conocidos estos, se realiza posteriormente un análisis del *estado de daño* y de *costo-reparación*

que evalúan cuantitativamente los daños en la estructura y sus componentes.

Para describir el peligro sísmico se utilizan enfoques deterministas y probabilistas. Los enfoques deterministas emplean los valores máximos que las variables pueden alcanzar o registrados históricamente. Los criterios probabilistas se generan partiendo de la incertidumbre que conlleva a un sismo y el conocimiento que se tiene de éstos, por lo que las variables asociadas con el fenómeno se consideran como variables aleatorias. Por lo tanto la única forma de abordar el problema es a través de un enfoque probabilista.

La estimación del movimiento del terreno ocasionando por los sismos, se realizan con base en estudios de peligro sísmico. El objetivo de este estudio arroja como resultado la máxima intensidad de una variable en el lugar, así como el número de veces que se rebasa una cierta intensidad en un intervalo de tiempo (P_a).

La incorporación de los daños, medidas como función de pérdidas económicas, conduce a los estudios de riesgo sísmico. El riesgo, para nuestro caso de estudio, lo podemos definir como el producto de la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico con una cierta intensidad por el nivel de daño que ocasionaría este evento a nuestra estructura. Dhakal et al (2006) expresan el riesgo en términos generales y matemáticamente como:

$$R = P(MI) * C \quad (I.1)$$

Donde $P(MI)$ es la probabilidad de ocurrencia de un evento con magnitud MI (medida de intensidad) y C son las consecuencias

CAPÍTULO I

que se presentarían dado ese evento. Este último puede ser expresado en términos de daño, pérdidas económicas, muertes o tiempo necesario para restaurar la funcionalidad de sistemas. Para esto es necesario integrar sistemáticamente las pérdidas considerando todos los escenarios de daño que se pueden presentar en los distintos tipos de eventos; desde eventos con ocurrencias frecuentes, hasta aquellos que rara vez se presentan.

La metodología empleada para evaluar el riesgo, parte de conocer la relación de intensidad del evento – frecuencia.

Los eventos sísmicos son medidos generalmente en términos de magnitud (e. g. Richter), para fines ingenieriles estos eventos se cuantifican en términos de intensidad; una de las medidas de intensidad más utilizada es la aceleración máxima del terreno, aunque en ocasiones se utilizan otras variables como la velocidad máxima o el desplazamiento máximo del terreno o incluso, cuando existe suficiente información instrumental, las amplitudes de un espectro de respuesta [Jara et al (2007)].

La probabilidad de ocurrencia de un evento con una cierta intensidad depende de la intensidad misma; los eventos con intensidades altas son poco frecuentes en comparación a los que tienen pequeñas intensidades. Los procesos que generan sismos se consideran en la mayor parte de los estudios como procesos de Poisson, cuya densidad de probabilidad del tiempo entre temblores es representada por la densidad exponencial. Generalmente se representan en gráficas escaladas logarítmicamente como se muestra en la figura I.1. La curva de la gráfica se expresa matemáticamente de manera general como:

$$\widetilde{MI} = f_1(P_a) \quad (I.2)$$

donde \widetilde{MI} es la media del parámetro de intensidad de interés; P_a es la frecuencia o probabilidad de ocurrencia; $f_1(P_a)$ representa la función que establece los diferentes tipos de eventos que pueden presentarse a partir de la estadística de registros históricos.

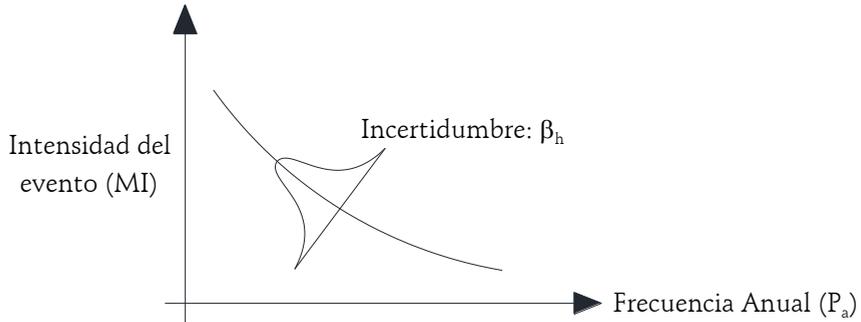


Figura I.1. Relación intensidad del evento – frecuencia
(Adaptada de Dhakal y Mander, 2006).

El eje de las ordenadas también puede representarse como la inversa de la frecuencia, llamado periodo de retorno. En la figura se muestra un parámetro de variación lognormal de la variable (β_h) que representa la incertidumbre que existen en la relación de intensidad del evento – frecuencia anual.

Demanda del sistema

Es posible representar la respuesta del sistema, al presentarse un evento con determinada intensidad por medio de parámetros de demanda, mencionados anteriormente como *parámetros de demanda ingenieril (PDI)*, expresado de manera general como:

$$\widetilde{PDI} = f_2(MI) \quad (I.3)$$

CAPÍTULO I

donde \widetilde{PDI} es la media de los parámetros de respuesta del sistema (demanda o PDI); $f_2(MI)$ representa una función de medida de intensidad. Para determinar la función anterior es necesario establecer una relación entre la intensidad de los eventos (MI) y la respuesta presentada ante éstos, está claro que los PDI dependen de las intensidades presentadas, para alcanzar un determinado parámetro se debe someter el sistema a una determinada intensidad. La figura I.2 muestra la respuesta del sistema, representando la incertidumbre de la interrelación mediante el coeficiente de variación lognormal (β_a).

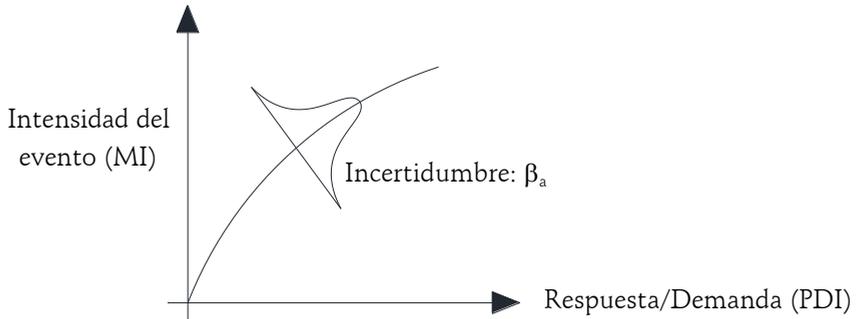


Figura I.2. Curva de la respuesta del sistema
(Adaptada de Dhakal y Mander, 2006).

Al combinar las relaciones de MI contra P_a y MI contra PDI obtenemos la ecuación de la demanda expresada generalmente como:

$$\widetilde{PDI} = f_3(P_a) \quad (I.4)$$

donde $f_3(P_a)$ representa el producto de las funciones f_1 y f_2 . La ecuación (I.4) es presentada de manera general como se ilustra en

la figura I.3, donde el eje de las abscisas representada en escala logarítmica indica la frecuencia anual.

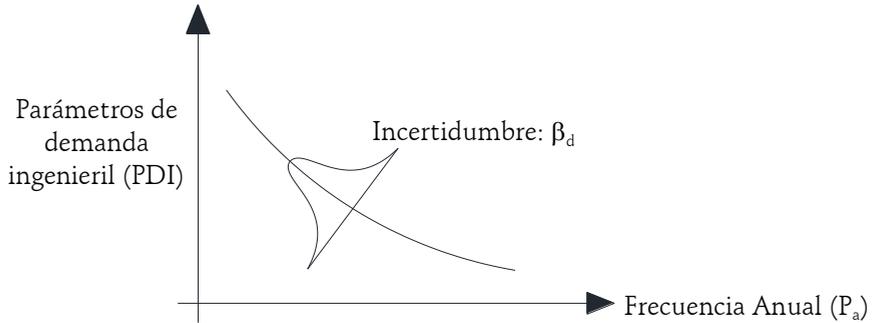


Figura I.3. Curva de la demanda ingenieril
(Adaptada de Dhakal y Mander, 2006).

En la curva de la figura anterior se correlaciona el valor medio de los PDI con la frecuencia anual, esta correlación tiende a tener una incertidumbre inherente, representada por el coeficiente de variación lognormal (β_d). Como en los casos anteriores, se muestra que la distribución lognormal dada, presenta un buen ajuste a estas dos interrelaciones. Ésta es elegida por conveniencia porque depende únicamente de dos parámetros \tilde{x} , que representa la mediana, y β , que representa el coeficiente de variación lognormal de la variable, también llamado *factor de dispersión*. Este factor depende de la variabilidad del evento β_h y la incertidumbre del análisis β_a ; β_d puede calcularse mediante la combinación β_h y β_a por el enfoque de Kennedy et al (1980):

$$\beta_d = \sqrt{\beta_h^2 + \beta_a^2} \quad (I.5)$$

CAPÍTULO I

En la ecuación (I.4) se representa la relación entre la demanda y su frecuencia anual; al conocer la demanda media y la variación asociada, puede obtenerse la demanda y sus diferentes probabilidades de ocurrencia. Para cada caso la frecuencia anual asociada a la excedencia de una demanda en particular (pdi), dada una medida de intensidad (mi), se expresan matemáticamente de forma discreta y continua como se muestra a continuación respectivamente:

$$P_a[PDI \geq pdi] = \sum_{all\ mi_i} P[PDI \geq pdi | mi_i] P_a[mi_i] \quad (I.6)$$

$$P_a[PDI \geq pdi] = \int_0^1 P[PDI \geq pdi | mi] dP_a[mi] \quad (I.7)$$

donde $P_a[mi]$ es la probabilidad anual de exceder una intensidad mi dada; $P[PDI \geq pdi | mi]$ es la probabilidad condicional de exceder la demanda, para un valor de demanda establecido, dada la intensidad de un evento. El primer valor ($P_a[mi]$) se obtiene a partir de la relación *intensidad del evento – frecuencia* (figura I.1), y segundo término ($P[PDI \geq pdi | mi]$) se obtiene a partir de las curvas de respuesta con diferentes niveles de intensidad representados en la figura I.2, o podrían estimarse matemáticamente basados en la demanda promedio obtenidas a partir de la ecuación (I.3) y el coeficiente de variación β_a .

Estimación de la probabilidad de daño

Con el fin de evaluar los daños ocasionados por un evento, el daño es interpretado en términos de *estados de daño*. Es aceptado que la resistencia de un sistema dado, disminuye a medida que

aumenta el daño, por consiguiente la demanda del sistema o PDI representa cualitativamente el daño infringido al sistema. Por lo tanto, es necesario establecer modelos que correlacionen a los PDI y el daño.

La demanda de un sistema puede representar distintos niveles de daño y la variabilidad puede ser representada cualitativamente mediante una distribución lognormal como se presenta en la figura I.4.

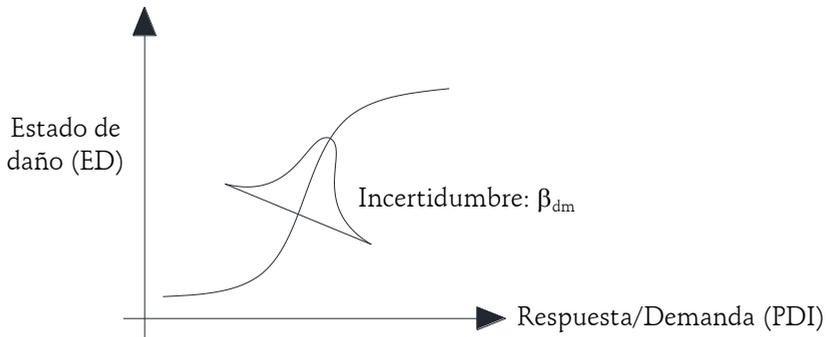


Figura I.4. Curva Estado de Daño
(Adaptada de Dhakal y Mander, 2006).

El coeficiente de variación del modelo de daño es representado por (β_{dm}) y la media de los estados de daño (ED), pueden representarse como función de la demanda o PDI como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\bar{ED} = f_4(PDI) \quad (I.8)$$

donde \bar{ED} es el valor medio del estado de daños, y $f_4(PDI)$ es una función que depende de la resistencia del sistema.

CAPÍTULO I

Para establecer la correlación entre los estados de daño y la demanda es necesario recurrir a casos conocidos o estudiados con anterioridad, en caso contrario se debe recurrir a criterios técnicos. En la mayoría de los casos el daño es representado en forma discreta en términos de *estados límite*; una forma alternativa de describir a la ecuación (I.8) es como *la probabilidad de que un determinado estado límite sea superado para un cierto nivel de demanda*, (Dhakal y Mander, 2006), que se ha utilizado en aplicaciones reales en lugar de la ecuación.

La resistencia del sistema se obtiene partiendo de las ecuaciones (I.4) y (I.8):

$$\widetilde{ED} = f_5(P_a) \quad (I.9)$$

donde $f_5(P_a)$ es una función de la frecuencia anual, donde f_5 es el producto de f_3 y f_4 . La representación gráfica de la ecuación (I.9) se muestra en la figura I.5. En la gráfica la variabilidad de la relación *Riesgo – resistencia* indicada como β_s está dada por la variabilidad de las ecuaciones (I.4) y (I.8) y se calcula por:

$$\beta_s = \sqrt{\beta_d^2 + \beta_{dm}^2} \quad (I.10)$$

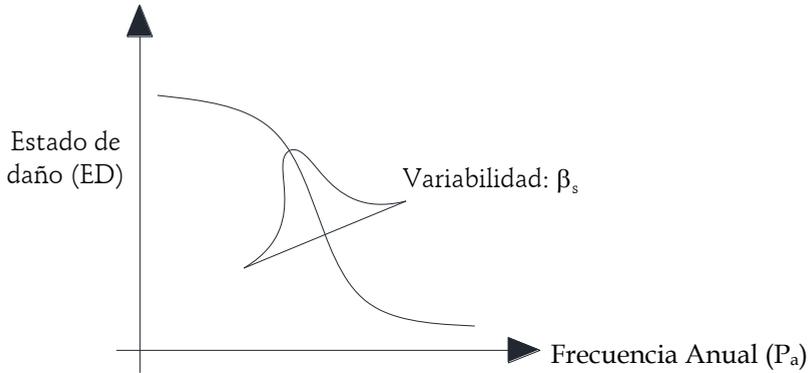


Figura I.5. Frecuencia Anual – Estado de daño
(Adaptada de Dhakal y Mander, 2006).

El comportamiento del sistema usualmente se vincula con los estados de daño, la curva anterior también presenta la frecuencia anual del evento que ocasionaría la falla del sistema. Si los estados de daño son representados probabilísticamente contra la intensidad de los eventos, se obtienen curvas generalmente conocidas como *curvas de fragilidad*.

La frecuencia anual de los estados de daño que alcance o superen un estado límite prescrito ed , denotado como $P_a[ED \geq ed]$ puede expresarse matemáticamente en forma discreta y continúa como:

$$P_a[ED \geq ed] = \sum_{all\ pdi_i} P[ED \geq ed | pdi_i] P_a[pdi_i] \quad (I.11)$$

$$P_a[ED \geq ed] = \int_0^1 P[ED \geq ed | pdi_i] dP_a[pdi_i] \quad (I.12)$$

CAPÍTULO I

donde $P_a[pdi]$ es la probabilidad anual de que una demanda o PDI sea excedida para un valor dado pdi , obtenido desde la curva de demanda ingenieril (figura I.3); $P[ED \geq ed | pdi_i]$ es la probabilidad de que un estado de daño (ed) sea excedido dada una demanda pdi , que se obtiene con la interrelación de probabilidad de daño contra la demanda (figura I.4), o se calcula empleando la media de los estados de daño dados por la ecuación (I.8) con la dispersión del modelo de daños β_{dm} .

Interpretación del daño en términos de pérdidas económicas

El correcto comportamiento y funcionamiento de los sistemas estructurales es afectado por daños a causa de eventos sísmicos, por lo cual es necesario realizar trabajos de reparación o sustitución que garanticen el funcionamiento original del sistema. En consecuencia, existe una gran correlación entre los estados de daño y el costo necesario para restablecer la funcionalidad del sistema, llamadas *pérdidas económicas*. Las consecuencias económicas por los daños se especifican en términos de *índices de pérdida*, definido como la pérdida económica debido al costo de reparación o sustitución del sistema dañado. El índice de pérdida puede expresarse en forma discreta o continua en función del estado de daño; en forma continua la relación entre el índice de pérdida y los estados de daño se expresa como:

$$\tilde{P}_i = f_6(ED) \quad (13)$$

donde \tilde{P}_i es la media del estado de daño; y $f_6(ED)$ es una función que depende de las características físicas del sistema. La forma

gráfica de la ecuación (13) se muestra de manera general en la figura I.6. El modelo de pérdidas se establece generalmente a base de criterios técnicos, por lo que se asocia una incertidumbre a éstos, representado en la gráfica como un coeficiente de variación lognormal denotado como β_{lm} .

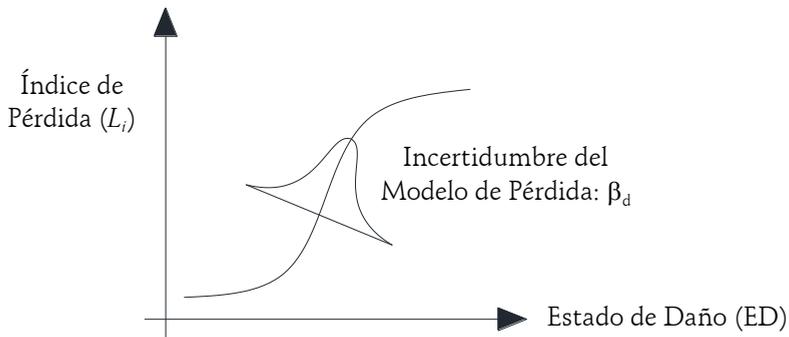


Figura I.6. Curva Modelo de Pérdidas
(Adaptada de Dhakal y Mander, 2006).

Combinando la ecuación (I.9) y (I.13), el índice de pérdida económica queda determinado como función de frecuencia anual como:

$$\tilde{P}_i = f_7(P_a) \quad (I.14)$$

donde $f_7(P_a)$ es una función determinada por el producto de las funciones f_5 y f_6 ; la ecuación (I.14) se representa gráficamente como se muestra en la figura I.7, conocida como curva de *riesgo económico*. En esta curva, dada la probabilidad de una frecuencia anual se obtiene una cierta pérdida económica. Como en todos los

CAPÍTULO I

casos también existe una incertidumbre denotada con un coeficiente de variación lognormal llamado β_f , el cual se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$\beta_f = \sqrt{\beta_s^2 + \beta_{lm}^2} \quad (I.15)$$

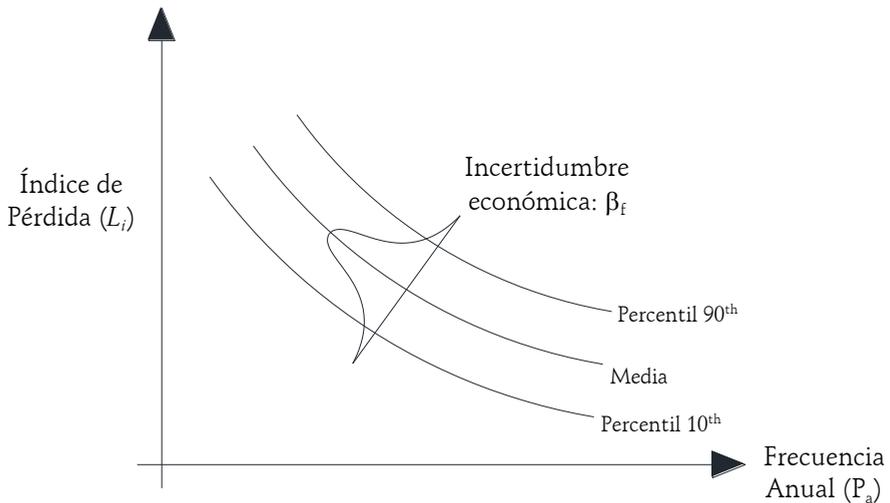


Figura I.7. Curva Riesgo económico
(Adaptada de Dhakal y Mander, 2006).

Con base en la figura anterior, se pueden generar curvas similares para diferentes niveles de confiabilidad en la predicción del índice de pérdidas, a partir del valor medio de la curva y el coeficiente de variación lognormal β_f . La frecuencia anual de un índice de pérdidas excedido dado un valor de p_i , denotado como $P_a[P_i = p_i]$, puede ser expresado en forma discreta y continua como se muestra en las siguientes ecuaciones:

$$P_a[P_i \geq p_i] = \sum_{all\ p d_i} P[P_i \geq p_i | ed_i] P_a[ed_i] \quad (I.16)$$

$$P_a[P_i \geq p_i] = \int_0^1 P[P_i \geq p_i | ed] dP_a[ed] \quad (I.17)$$

donde $P_a[ed]$ es la probabilidad anual de que un estado de daño tenga el valor ed ; y $P[P_i \geq p_i | ed]$ es la probabilidad condicionada de que el índice de pérdida económica exceda un valor específico p_i , dado que el estado de daño que se presenta es ed . $P_a[ed]$ se obtiene de la curva de la figura I.5 y $P[P_i \geq p_i | ed]$ se calcula con la interrelación probabilística entre el índice de pérdida y el estado de daño (figura I.6) o puede calcularse usando la media de P_i con la ecuación (I.13), combinado con el coeficiente de variación lognormal del modelo de pérdida β_{lm} .

Cálculo de riesgo económico

El riesgo económico se suele expresar mediante las *Pérdidas anuales esperadas (PAE)*. Se puede calcular integrando el índice de pérdidas sobre todas las posibles frecuencias anuales de peligro. Generalmente la ecuación que representa a la integral se presenta de forma continua como:

$$PAE = \int_0^1 P_i dP_a \quad (I.18)$$

donde PAE es la pérdida económica anual esperada, y se representa gráficamente como se muestra en la figura I.8. El área debajo de la curva representa la PAE por el riesgo financiero.

CAPÍTULO I

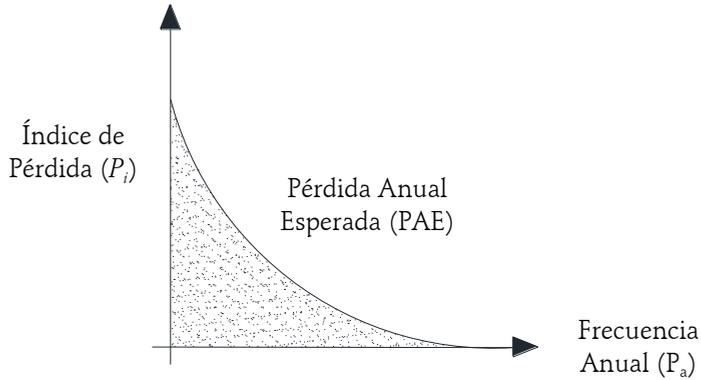


Figura I.8. Estimación de riesgo económico anual dado un nivel de confiabilidad (Adaptada de Dhakal y Mander, 2006).

En forma discreta la PAE puede ser probabilísticamente calculada como:

$$PAE = \sum_{all} p_{i,i} \left(\frac{p_{i,i} + p_{i,i+1}}{2} \right) (P_a[p_{i,i}] - P_a[p_{i,i+1}]) \quad (19)$$

donde $P_a[p_i]$ es la frecuencia anual de un índice de pérdida p_i , que puede obtenerse con la curva del riesgo económico (figura 7).

Expresando las relaciones anteriores como una función continua y combinando la esperanza anual de las pérdidas, las pérdidas anuales se pueden expresar como una cuádruple integral:

$$PAE = \int_0^1 \int_0^1 \int_0^1 \int_0^1 P_i dP\{P_i|ED\} dP\{ED|PDI\} dP\{PDI|MI\} dP_a[MI] \quad (20)$$

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

donde $P\{A|B\}$ es la probabilidad condicional de A dado un valor particular de B; y $dP\{A|B\}$ es la derivada de la probabilidad condicionada $P\{A|B\}$ con respecto A.

CAPÍTULO II

CARACTERÍSTICAS TÍPICAS DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA EN MÉXICO

Los puentes son estructuras vitales para el correcto funcionamiento de la red carretera nacional. La interrupción de su funcionamiento ocasionaría pérdidas económicas importantes. En México el sistema carretero nacional alcanza una longitud de 240 000 km, de los cuales son de vital importancia 46 000 km que son parte de las principales rutas de comercio, que conforman la Red Carretera Nacional [Jara et al (2009)].

Para conocer el tipo de estructuras de puentes que se utilizan con mayor frecuencia en el país, es necesario recurrir a diferentes fuentes de información. A continuación se describen algunas de las fuentes consultadas dentro del proyecto CONACyT sobre vulnerabilidad sísmica de puentes realizado en la Facultad de Ingeniería Civil de la UMSNH [Jara et al (2009)]. La primera fuente son los planos de proyectos tipo elaborados por la Secretaría de Obras Públicas (SOP); la segunda fuente la constituyen los

CAPÍTULO II

reportes SIPUMEX (Sistemas de Puentes Mexicanos) elaborados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), con los que se tiene un inventario de los puentes de la red carretera nacional; La tercera fuente son los libros relacionados con la tipología de puentes, entre los que destaca el libro la Construcción de Puentes en México (SCT, 1985); y la última fuente utilizada es la inspección visual y el levantamiento físico de puentes reales.

Planos de proyecto tipo

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) publicó planos tipo de puentes que se utilizaron ampliamente para la construcción de puentes en las décadas de 1960, 1970 y parte de 1980. La información detallada se presenta en la tabla II.1

Tabla II.1. Características de la superestructura de los puentes tipo (SOP, 1966).

Superestructura	Longitud del claro	Altura de los estribos
Losas macizas	6 a 10 m	8.0 m
2 Trabes de concreto reforzado	8 a 32 m	8.0 m
3 Trabes de concreto reforzado	8 a 16 m	8.0 m
Trabes de concreto presforzado	30 a 45 m	8.0 m
Trabes de acero presforzado	30 a 45 m	8.0 m

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

En lo que se refiere a subestructura estos planos únicamente contienen información de pilas y estribos de mampostería de tercera. En ningún caso se recomienda, todavía, el uso de topes sísmicos para restringir el desplazamiento transversal o longitudinal en caso de sismos. La tabla II.2 muestra el resumen de la subestructura.

Tabla II.2. Características de la subestructura de los puentes tipo (SOP, 1966).

Tipo de superestructura	Longitud del claro	Altura de los estribos y pilas
Losas planas macizas	6 a 10 m	4 a 10 m
2 o 3 Trabes de concreto reforzado	8 a 30 m	6 a 14 m

Se presentan también los siguientes tipos de apoyos: apoyos de plomo, apoyos de neopreno y apoyos de acero.

Los apoyos de plomo fijos consisten en una placa de acero que se conecta a la corona o cabezal de concreto, una placa de plomo de menor dimensión y otra placa de acero que se coloca directamente por debajo de la trabe de concreto. Para restringir el deslizamiento se emplean pernos de 2.5 cm de diámetro.

Para los apoyos de neopreno, se recomiendan apoyos con dureza Shore 60. Los apoyos fijos son de 1.3 cm de espesor y los móviles están reforzados con placas de acero para dar un apoyo con espesor total variable.

CAPÍTULO II

Los apoyos de acero consisten de dos placas de acero en el apoyo fijo, mientras que el apoyo móvil se forma con dos placas de acero y una placa de plomo intercalada.

Por lo que respecta a la longitud de asiento, se proponen valores de 61 cm para claros de 8 m, y hasta 77 cm para 30 m de claro. Las recomendaciones actuales (Caltrans, Eurocódigo, JRA) se basan en la estimación directa del desplazamiento esperado, con un valor mínimo de 70 cm.

El segundo volumen, publicado en 1980 (SAHOP, 1980), contiene información sobre puentes cuya superestructura consiste en losas planas macizas, losas planas aligeradas con tubos de cartón y losas con dos nervaduras de concreto reforzado. La información se resume en la tabla II.3

Tabla II.3. Características de la superestructura de los puentes tipo (SAHOP, 1980).

Superestructura	Longitud del claro	Ancho total
Losas macizas	8 a 14 m	8.0 m
Losas planas macizas	8 a 14 m	10.0 m
Losas planas aligeradas	14 a 18 m	8.0 m
Losas planas aligeradas	14 a 18 m	10.0 m
Losa con dos nervaduras	15 a 28 m	8.0 m
Losa con dos nervaduras	15 a 28 m	10.0 m

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

En cuanto a la subestructura los planos tipo contienen únicamente información de pilas y estribos de mampostería de tercera clase; se incluyen también planos para la infraestructura (cilindros y pilotes). Los planos carecen de recomendaciones sobre el uso de topes sísmicos que restrinjan el desplazamiento transversal o longitudinal. Las dimensiones generales de pilas y estribos se muestran en la tabla II.4.

Tabla II.4. Características de la subestructura de los puentes tipo (SAHOP, 1980).

Tipo de superestructura	Longitud del claro	Altura de estribos	Altura de pilas
Losas planas macizas	8 a 14 m	5.3 a 13 m	4 a 12 m
Losas nervuradas	15 a 28 m	5 a 12.7 m	6 a 14 m

Los apoyos propuestos son de neopreno vulcanizados con placas de acero estructural. Estos apoyos son los que se utilizan en la mayor parte de los puentes que se construyeron o rehabilitaron desde la década de 1980 hasta la fecha. La longitud de asiento varía de 58 centímetros para claros de 8 metros, hasta 79 centímetros para 28 metros de claro.

Por lo que respecta a la infraestructura se presentan cilindros huecos de concreto con diámetro exterior de 4, 4.5 y 5 metros, y espesor de la pared del cilindro de 0.8 metros. La resistencia del concreto es $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ en todos los casos. Los pilotes propuestos son de sección cuadrada de 40 a 50 centímetros por lado.

CAPÍTULO II

El número de traveses varía entre 4 y 7 según la longitud del claro y ancho del puente. Los claros están comprendidos entre 15 y 30 metros. La mayor parte de los puentes y pasos inferiores vehiculares cuyos claros están comprendidos dentro de los límites señalados, y que fueron construidos en los últimos treinta años, tienen este tipo de superestructura. Las secciones de las traveses corresponden a las traveses tipo AASHTO.

Materiales

Las propiedades mecánicas de los materiales son parámetros fundamentales para estimar la vulnerabilidad de una estructura. Sin embargo, en el caso de estructuras existentes, la resistencia y calidad de los materiales de proyecto no siempre se encuentra disponible. Usualmente, estas características se determinan mediante pruebas destructivas o no destructivas obtenidas directamente de la estructura, de datos provenientes de memorias de cálculo o planos de construcción, o mediante alguna estimación basada en el año de construcción y la experiencia en el conocimiento de las prácticas constructivas de la época.

Con respecto a la calidad de los materiales señalados en los proyectos tipo, ésta depende del elemento estructural y de la fecha de elaboración del proyecto. La tabla II.5 muestra la resistencia especificada en los proyectos.

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

Tabla II.5. Características de los materiales de los puentes tipo (SOP, 1966, SAHOP, 1980).

Elemento estructural	f'c (kg/cm ²)	fy (kg/cm ²)
Losas macizas y nervuradas	200	2300
Losas nervuradas de 25 a 30 m	250	4200
Trabes de concreto reforzado	250	4200
Trabes de concreto presforzado	350	19000
Losas aligeradas c/tubos de cartón	250	4200
Cilindros	250	4200
Pilotes	250	4200

Como última fuente de información de planos de proyectos tipo, se consultó la referencia de proyectos tipo para caminos rurales (SAHOP, 1981). En ella se encuentra información relativa a puentes de concreto reforzado de dos tipos: losa maciza de sección trapecial y losa sobre dos nervaduras. La información se resume en la tabla II.6.

Tabla II.6. Características de la superestructura de los puentes tipo (SAHOP, 1981).

Superestructura	Longitud de claro	Ancho total
Losa de sección trapecial	10 a 20 m	5.0 m
Losa con dos nervaduras	7 a 30 m	4.6 m

CAPÍTULO II

En cuanto a la subestructura los planos tipo contienen únicamente información de pilas y estribos de mampostería de tercera clase. A pesar de ser el manual de planos tipo más recientes que se ha publicado, tampoco presenta ninguna recomendación sobre el uso de topes sísmicos que restrinjan el desplazamiento transversal ni longitudinal. Las dimensiones generales de pilas y estribos se muestran en la tabla II.7.

Tabla II.7. Características de la subestructura de los puentes tipo (SAHOP, 1981).

Tipo de subestructura	Longitud del claro	Altura de los estribos	Altura de pilas
Losas nervuradas	10.5 a 30 m	5 a 14 m	5 a 15 m

Se presentan apoyos de neopreno para claros de 7 a 30 metros únicamente. El apoyo fijo es de 1.3 centímetros de espesor sin refuerzo con placas de acero, mientras que el apoyo móvil es de 2.8 centímetros reforzados con placas de acero. Las dimensiones de los apoyos son independientes de la longitud del claro.

Reportes SIPUMEX

En la actualidad, la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas utiliza un programa para evaluar el estado físico de la infraestructura carretera. El último y más ambicioso de estos programas fue implantado por la SCT en 1992 con el nombre de Sistema de Puentes Mexicanos (SIPUMEX). Con las inspecciones principales se obtuvo el inventario de los puentes existentes en la

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

Red Federal Carretera, del cual se desprenden los siguientes datos (SCT, 1995):

- Número total de puentes	6500
- Puentes que requieren atención o inspección especial	280
- Puentes ubicados en estados de la República con mayor actividad sísmica (Costa del Pacífico)	2296
- Puentes que requieren reparación urgente en estados de la República con mayor actividad sísmica	142

Se analizaron 76 reportes SIPUMEX, distribuidos en doce estados de la República, siete estados están localizados en zonas de moderada y alta sismicidad (Michoacán, Veracruz, Chiapas, Jalisco, Estado de México, Guerrero y Puebla) y cinco en zonas de baja sismicidad (Sonora, Nuevo León, Morelos, Chihuahua y San Luis Potosí). 58 reportes SIPUMEX corresponden a puentes localizados en zonas de moderada y alta sismicidad y los 18 restantes en zonas de baja sismicidad.

Como resumen de algunos de los datos recabados en los reportes, a continuación se presentan figuras representativas que muestran el año de construcción de los puentes, la longitud total, la longitud del claro mayor y los tipos de estribos y pilas utilizados. La figura II.1 muestra el año de construcción de los puentes agrupados por décadas, elegidas de acuerdo con la fecha en que se elaboraron los planos tipo anteriormente descritos.

CAPÍTULO II

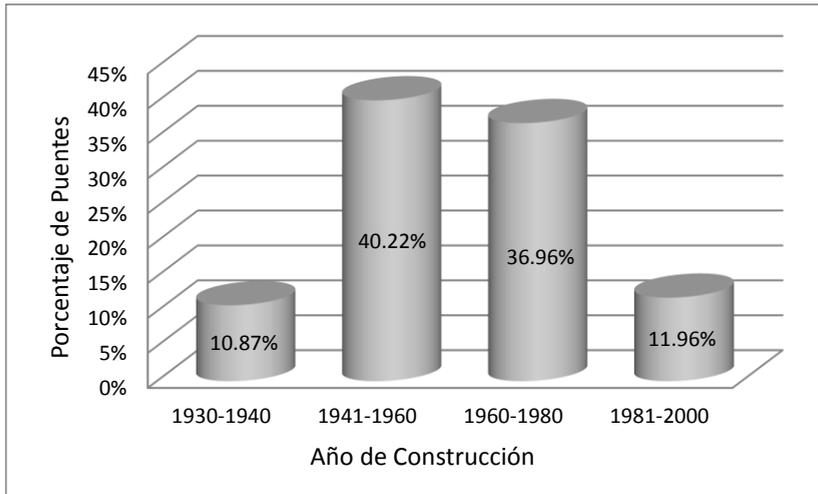


Figura II.1. Año de construcción de los puentes de los reportes SIPUMEX.

De acuerdo con la figura II.1, la mayor parte de los puentes fueron construidos en el periodo de 1940-1960. Esto significa que muy probablemente estos puentes fueron construidos utilizando los proyectos tipo de la época, lo que permite estimar los armados de algunos de sus elementos y las características geométricas generales.

En la figura II.2 se capturan las longitudes totales de los puentes. Este parámetro es importante para estimar la importancia del puente, la posibilidad de que se produzca un movimiento fuera de fase en los apoyos y la posibilidad de tener irregularidades que afecten la respuesta longitudinal y/o transversal del puente.

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

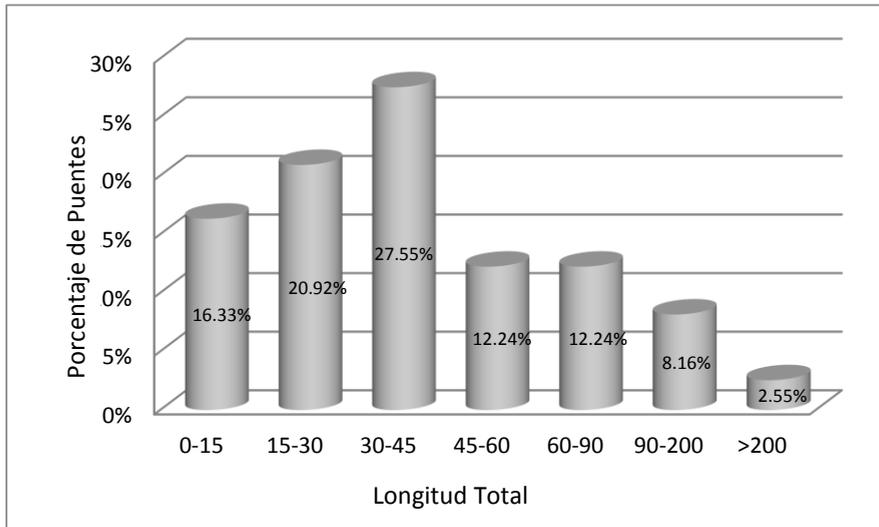


Figura II.2. Longitud total de los puentes de los reportes SIPUMEX.

Como se observa en la figura II.2, la longitud total de la mayor parte de los puentes está comprendida en el intervalo de 30-45 metros, aunque el 83.67% son mayores que 15 metros y 62.75% son mayores que 30 metros. Cabe destacar que el 2.55% de los puentes de la muestra tienen longitudes superiores a 200 m. La figura II.3 muestra la distribución de los puentes como función de la longitud del claro mayor. En la figura se observa que la mayor parte de los puentes construidos con los proyectos tipo tienen claros entre 10 y 25 metros. Existe, sin embargo, una proporción significativa de puentes pequeños (< 10 metros) y con claros entre 25 y 35 metros.

CAPÍTULO II

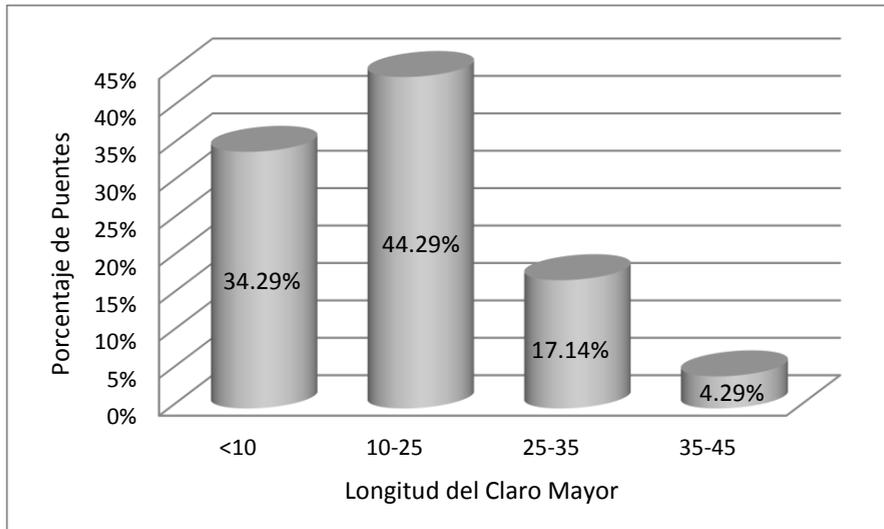


Figura II.3. Longitud máxima por claro de los puentes de los reportes SIPUMEX.

Finalmente, las dos últimas figuras muestran el tipo de subestructura utilizada en los puentes de los reportes SIPUMEX. La figura II.4 corresponde a las pilas y la figura II.5 a los apoyos extremos. Respecto al tipo de pilas la mayor proporción corresponde a muros de mampostería y en mucha menor proporción a muros de concreto reforzado, muros de concreto ciclópeo, pilas con una sola columna y pilas tipo marco con varias columnas, en orden descendente.

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

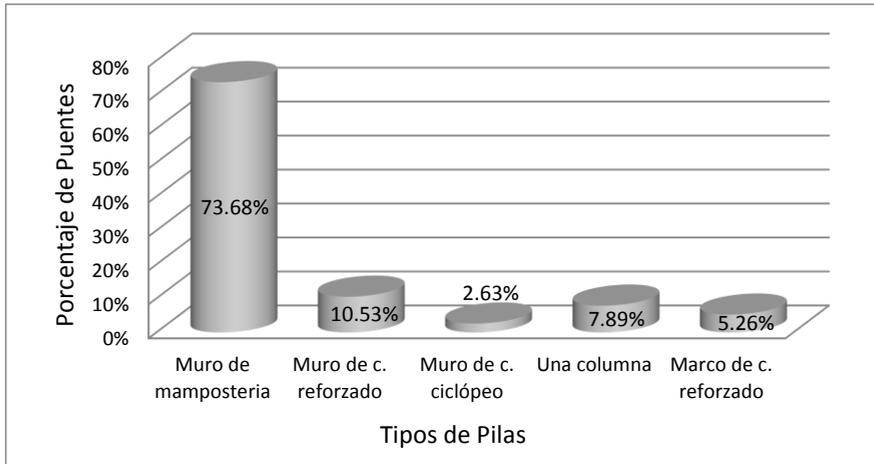


Figura II.4. Tipo de pilas de los puentes de los reportes SIPUMEX.

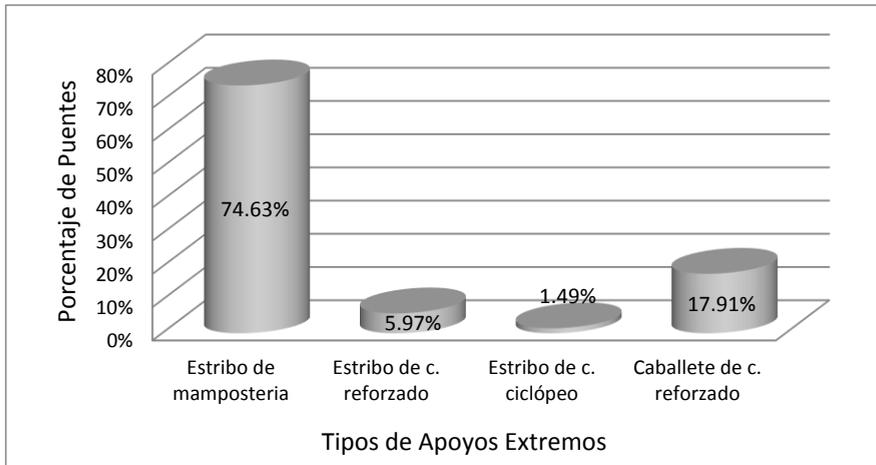


Figura II.5. Tipo de apoyos extremos de los puentes de los reportes SIPUMEX.

Respecto al apoyo de la superestructura en las pilas, puede afirmarse que la mayor parte de los puentes antiguos se apoyaban sobre cartón asfáltico que se utilizaba tanto para la junta de

CAPÍTULO II

expansión como para los apoyos. La figura II.6 muestra el tipo de apoyos que tienen los puentes.

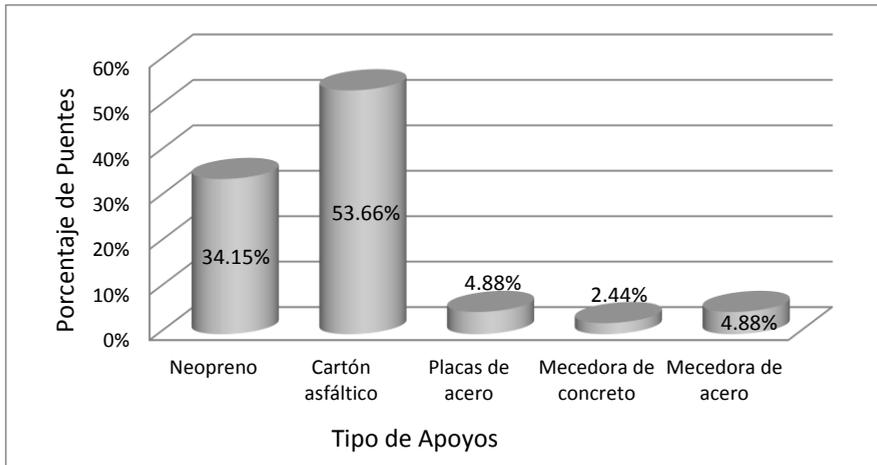


Figura II.6. Tipo de apoyos de los puentes de los reportes SIPUMEX.

A pesar de que los reportes SIPUMEX no capturan la altura de las pilas y apoyos de los puentes, proporcionan información relativa a la altura máxima bajo las estructuras. Con estos datos se elaboró la figura II.7 que muestra la distribución de alturas de la subestructura de los puentes recopilados. La mayor parte de los puentes tienen una altura pequeña (< 5 metros), aunque una proporción importante se ubica en el intervalo de 5 a 10 metros.

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

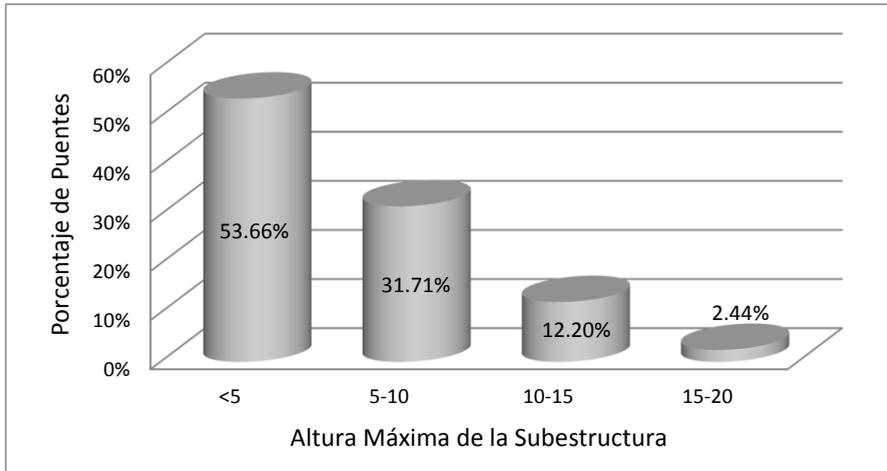


Figura II.7. Altura máxima de subestructura de los puentes de los reportes SIPUMEX.

Los reportes SIPUMEX no cuentan con toda la información que se requiere para estimar las características dinámicas de un puente, de manera que permita establecer con mayor precisión el comportamiento esperado de las distintas estructuras, sin embargo proporcionan datos importantes, como los anteriormente resumidos, para clasificar e identificar estructuraciones típicas en el país.

Información bibliográfica

Se consultaron algunas referencias bibliográficas con el propósito de estudiar la relación que existe entre la longitud de los claros y el tipo de superestructura empleado. La referencia más importante para conocer las estructuras típicas en México, la constituye el libro “La Construcción de Puentes en México” (SCT,

CAPÍTULO II

1985), que contiene una relación de puentes proyectados y construidos en nuestro país. A partir de los datos obtenidos de dicha referencia, se elaboró la tabla II.8, que indica los intervalos de aplicación de los distintos tipos de superestructura, en cuanto a la longitud de los claros, altura de pilas, ancho de calzada, relaciones peralte / claro y tipo de suelo de soporte.

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

Tabla II.8. Puentes proyectados y construidos en México (La Construcción de Puentes en México SCT, 1985).

Tipo	No. de claros	Longitud de claros	Altura de pilas	Flecha	Ancho de calzada	Peralte / Claro (superestructura)	Flecha / Claro	Tipo de suelo
Puentes de armadura	1 A 7 tramos	30 m ≤ L ≤ 120 m	5 m ≤ H ≤ 60 m	-	5 m ≤ AT ≤ 10.5 m	0.08 < h/l < 0.12	-	Conglomerados compacto hasta rocasana
Arcos metálicos	1 y 1 a 5 accesos	70 m ≤ L ≤ 150 m (arco) 10 m ≤ L ≤ 30 m (accesos)	-	12.7 m ≤ H ≤ 52 m	7.5 m ≤ AT ≤ 10.2 m	-	0.14 < h/l < 0.35	Conglomerados compacto hasta roca sana
Tridilosa	1 A 7 tramos	25 m ≤ L ≤ 40 m	7 m ≤ H ≤ 22 m	-	8 m ≤ AT ≤ 10.1 m	0.045 < h/l < 0.06	-	Arcilla compacta hasta roca sana
Arcos de concreto	1 y 1 a 6 accesos	60 m ≤ L ≤ 92 m; 10 m ≤ L ≤ 30 m (accesos)	-	11 m ≤ H ≤ 25 m	8.2 m < AT < 10.25 m	-	0.190 < h/l < 0.275	Arena hasta roca sana
Trabes metálicas	3 A 23 claros	12 m ≤ L ≤ 140 m	16 m ≤ H ≤ 109 m	-	5.2 m ≤ AT ≤ 20.7 m	0.04 < h/l < 0.15	-	Roca sana
Puentes de concreto reforzado	3 A 15 claros	25 m ≤ L ≤ 58 m	9 m ≤ H ≤ 39 m	-	8.0 m ≤ AT ≤ 9.4 m	0.05 < h/l < 0.09	-	Arcilla gris hasta roca sana
Puentes pretensados urbanos	3 A 15 claros	15 m ≤ L ≤ 35 m	5 m ≤ H ≤ 17 m	-	11.25 m ≤ AT ≤ 24.5 m	0.05 < h/l < 0.06	-	Arcilla
Puentes de concreto postensado	3 A 12 claros	22 m ≤ L ≤ 96 m	4 m ≤ H ≤ 12.5 m	-	4.7 m ≤ AT ≤ 12.8 m	0.04 < h/l < 0.09	-	Arcilla hasta roca sana

CAPÍTULO II

Comentarios finales

En México más del 61% de los puentes se encuentran dentro del intervalo de puentes de longitud media de 10 a 35 metros de longitud en su claro mayor. De estos puentes más del 60% son de concreto reforzado, más del 20% de concreto presforzado y alrededor de 6% de acero [Jara et al (2009)]. A continuación se muestran algunas observaciones generales referentes a este tipo de puentes:

1. Año de construcción. Se observa que el 88.05% de los puentes existentes fueron construidos antes de 1980, a partir de esa década que se suscitan los siguientes fenómenos:

- Se incrementan las cargas vivas de diseño en México.
- Modificación de los criterios de diseño sísmico a raíz del avance del conocimiento en la dinámica estructural.
- Incremento de las bases de datos y análisis sobre los efectos destructivos de temblores ocurridos en distintas partes del mundo.
- Actualización de los códigos de diseño de puentes y de diseño sísmico en México.
- Avances tecnológicos para el diseño.

2. Tipo de superestructura. En cuanto a subestructura depende del periodo en que fueron construidos como se muestra en las tablas II.1 a II.8.

3. Tipo de subestructura. El 74.63% de los puentes cuentan con estribos de mampostería de tercera clase y el 73.68% también tienen pilas de mampostería de tercera clase.

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

4. Tipo de apoyo. El 34.15% de los apoyos es de neopreno y el 53.66% tienen apoyos de cartón asfaltado.

5. Altura máxima de subestructura. El 53.66% de los puentes tiene una altura menor de 5 metros y el 31.71% está en el intervalo de 5 y 10 metros de altura.

CAPÍTULO III

CARACTERIZACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA

Los temblores desde tiempos antiguos han causado pérdidas humanas y económicas; no se puede predecir cuándo ocurrirán, sin embargo es importante el estudio de estos para mitigar los daños causados por éstos a la sociedad.

Para investigar el origen de los sismos es importante conocer la composición de la tierra. En la actualidad se considera que la corteza terrestre o litósfera está formada por roca sólida fragmentada con espesor variable entre 10 y 40 kilómetros. Los fragmentos en que se divide la corteza se conocen como placas tectónicas. Bajo la corteza se encuentra la astenósfera (parte externa del manto) sobre la cual se deslizan las placas tectónicas. El manto está compuesto por roca fundida y de esta parte del planeta donde se origina la lava que arrojan los volcanes. En el centro de la tierra se estima que el núcleo alcanza temperaturas

CAPÍTULO III

de 4200°C y su densidad es de 13 veces la densidad del agua (Jara y Jara, 2007). La figura III.1 muestra un esquema de la composición interna de la tierra y los espesores de las capas que la componen.

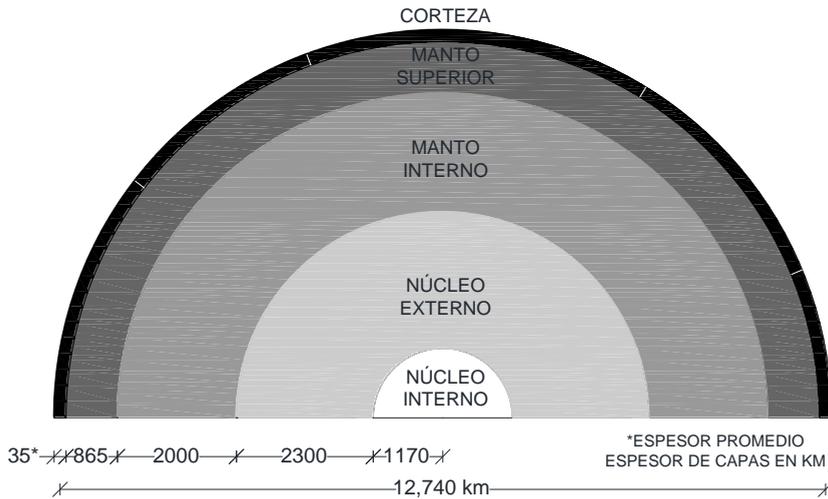


Figura III.1. Composición interna de la tierra
(Adaptada de Jara y Jara, 2007).

Entre la corteza terrestre y el núcleo existe una gran diferencia de temperaturas, y se sabe que el material que forma al manto es mal conductor de calor, por lo que se conducen corrientes de convección provocando el desplazamiento de la corteza sobre la parte viscosa del manto; el movimiento constante de la corteza terrestre ha originado la distribución de los continentes. Este movimiento es también responsable de la formación de las distintas fuentes sísmicas de la tierra.

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

La figura III.2 muestra las placas tectónicas y las fronteras entre ellas; en estas fronteras es donde se presentan con mayor frecuencia los sismos.

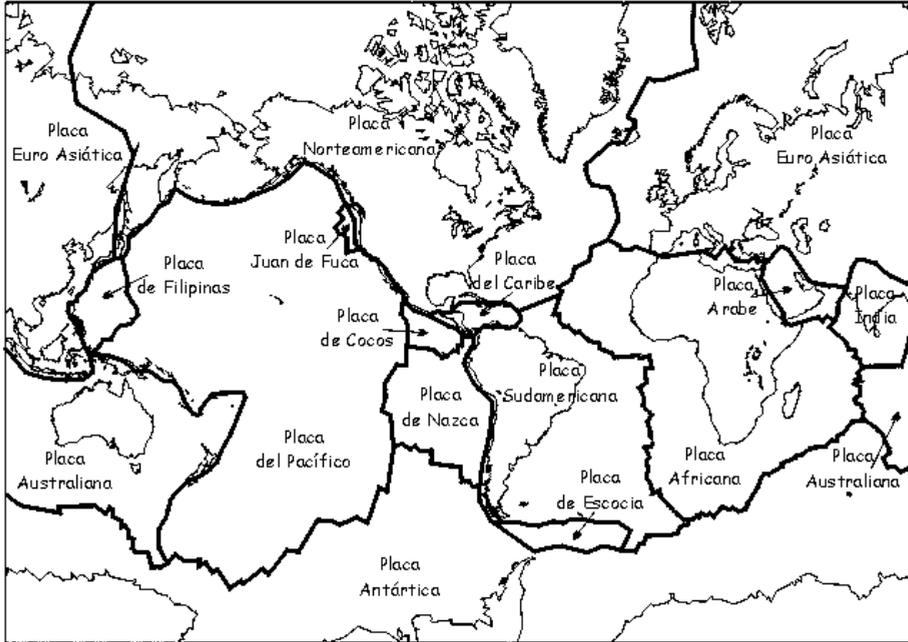


Figura III.2. Placas tectónicas
(Adaptada de <http://www.ssn.unam.mx>).

Los movimientos de las placas producen distintos tipos de falla que se describen a continuación:

Fallas de subducción o convergencia. Estas fallas son las que se producen cuando las placas oceánicas se introducen por debajo de las placas de los continentes; esto se debe a que las placas de los continentes son de mayor espesor que las placas oceánicas.

CAPÍTULO III

Fallas de transformación. Este tipo de fallas se originan por el movimiento relativo transversal de dos placas tectónicas. Los temblores producidos por este tipo de falla son menos frecuentes a los de subducción, sin embargo se producen a pequeñas profundidades, lo que aumenta la peligrosidad de las poblaciones cercanas a este tipo de fallas.

Fallas normales. Estas fallas se generan cuando las placas de oceánicas se introducen por debajo de las placas continentales sometiéndola a esfuerzos de tensión que crecen hasta lograr la falla de la placa. Estos esfuerzos son debidos al peso propio de la placa y la flexión producida por las corrientes de convección.

Fallas locales. Se generan debido al empuje que sufren las placas continentales por las placas oceánicas y por el nacimiento de volcanes; este empuje activa fallas que se encuentran en la superficie de la corteza terrestre, las cuales generan temblores de magnitudes intermedias.

Frontera divergente o de crecimiento. Las placas se van separando; esto se debe a que parte de magma que emerge a la superficie es a través de este tipo de fallas, este fenómeno ocasiona la formación de cadenas montañosas.

Ondas sísmicas

Cuando se produce un temblor la energía liberada se trasmite en forma de ondas que se propagan en todas direcciones desde el origen al foco del temblor. Las ondas que se transmiten en el

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

interior de la tierra, conocidas como ondas de cuerpo, son de dos tipos: las ondas de compresión, conocidas como ondas P, y las ondas de cortante, también llamadas ondas S.

Las ondas P viajan comprimiendo el material y causando deformaciones volumétricas; las ondas S sólo se transmiten en materiales sólidos, lo que provoca la deformación del material por donde viaja.

Las principales ondas superficiales son las Love y las Rayleigh; las primeras se propagan de manera similar a las ondas S con desplazamientos horizontales; las ondas Rayleigh mueven al terreno vertical y horizontalmente y las partículas representan movimientos elípticos.

La figura III.3 representa gráficamente la propagación de las ondas que se propagan en el interior de la tierra (ondas P y S) y las ondas superficiales (ondas Love y Rayleigh).

Ubicación de sismos

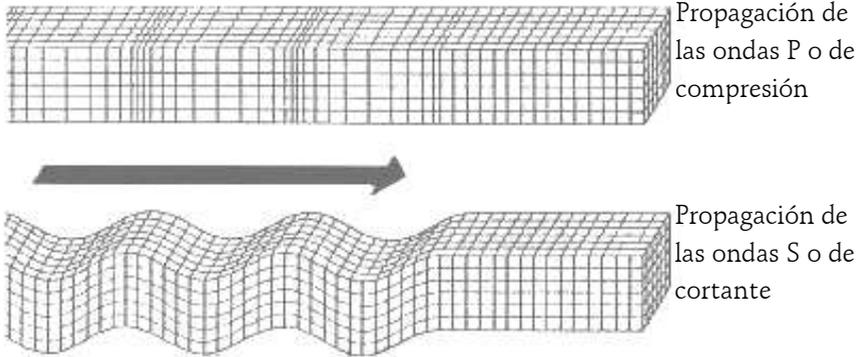
La ubicación donde se origina un sismo se da a través de la localización de su foco o de su epicentro. El foco es el punto en el cual se inicia el movimiento de las placas tectónicas y el epicentro es la proyección vertical de ese punto sobre la superficie terrestre.

La distancia de un temblor se estima con base en la diferencia de tiempo del arribo de las ondas P y las ondas S. Las coordenadas geográficas del epicentro se determinan a partir de los registros de

CAPÍTULO III

tres estaciones, se trazan radios a partir de estas estaciones, donde se intersectan las tres circunferencias se localiza el epicentro.

ONDAS EN EL INTERIOR DE LA TIERRA



ONDAS SUPERFICIALES

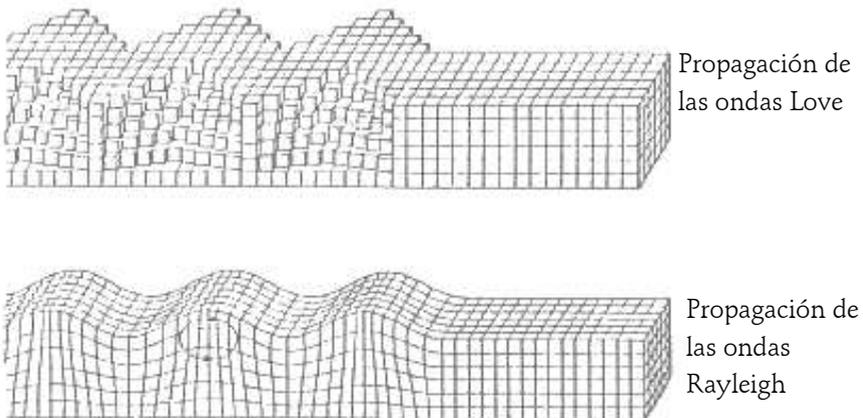


Figura III.3. Propagación de ondas sísmicas.

Sismicidad en México

México por su ubicación geográfica ha experimentado temblores de gran magnitud, la interacción de las placas de Cocos, Rivera y Norte América ocasiona que se produzcan sismos de subducción que se producen en las fronteras de estas placas (ver figura III.4).

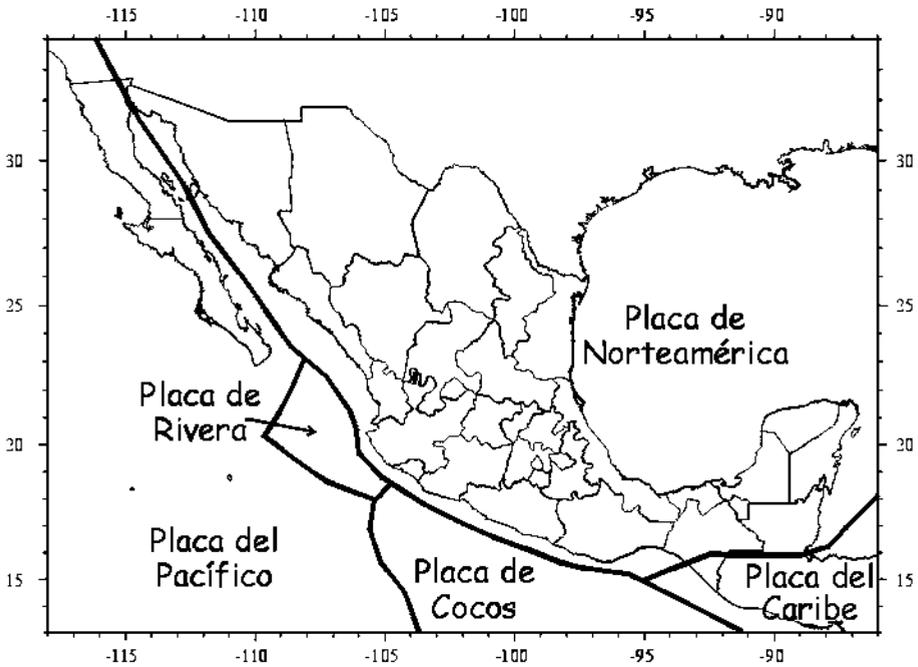


Figura III.4. Placas tectónicas en México
(Adaptada de <http://www.ssn.unam.mx>).

Por otra parte fallas de transformación afectan al país en Baja California donde se localiza la falla de San Andrés. Sin embargo, los sismos originados en este tipo de falla son menos frecuentes que los de sismos mencionados anteriormente.

CAPÍTULO III

En el país también se registran sismos de fallas de tipo local. En el occidente del México existen cuatro zonas sísmicas de este tipo asociadas a la evolución del eje Neovolcánico: Graben de Acambay, Semigraben de Aljibes, Graben del Mezquital y el Fracturamiento de Pedro Escobedo [Jara et al (2007)].

La figura III.5 muestra los epicentros de sismos registrados en México desde el año de 1899 hasta el año de 2007

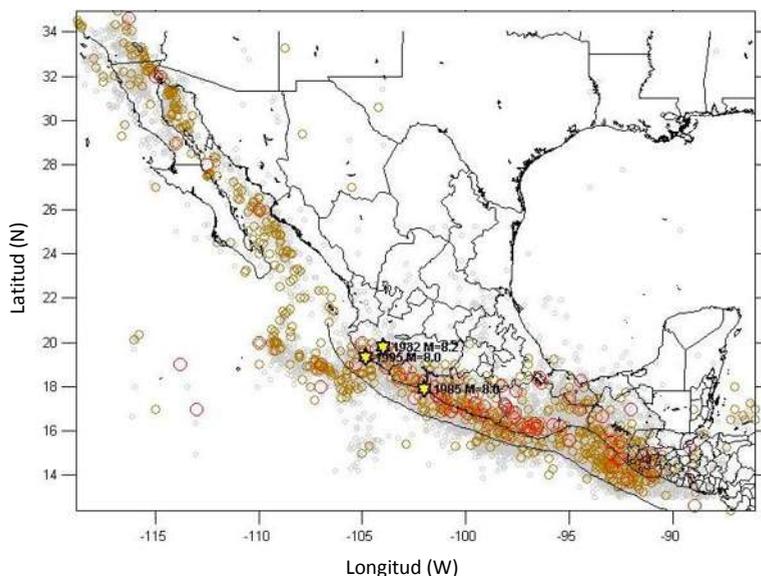


Figura III.5. Sismicidad de México, 1899-2007
(Adaptada de <http://www.geociencias.unam.mx>).

En la figura anterior se observa que la mayor parte de los sismos del país se presentan sobre las costas del Pacífico desde el estado de Jalisco hasta Chiapas, debido a la falla de subducción que se genera en las frontera de las placas.

Registro sísmicos

Sismos de subducción

De la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, se eligieron sismos con magnitudes mayores que 6 con estaciones de registro en dirección al continente respecto al epicentro y localizadas entre el estado de Jalisco y el estado de Chiapas.

Se escogieron 9 sismos que cumplieran con las características anteriores. En la figura III.6 se muestra su localización y en la tabla III.1 las características generales de cada sismo.

En total se encontraron 65 estaciones, de las cuales se escogieron 10 registros que se muestran en la tabla III.2.

Tabla III.1. Sismos de subducción seleccionados.

FECHA	SISMO	LATITUD	LONGITUD	PROFUNDIDAD KM	M
19 /09/ 1985	850016	18.081	102.942	15	8.1
21 /09/ 1985	850018	18.021	101.479	15	7.6
30 /04/ 1986	860021	18.024	103.057	20	7
25 /04/ 1989	890024	16.603	99.4	19	6.9
24 /10/ 1993	930009	16.54	98.98	19	6.6
14 /09/ 1995	950001	16.31	98.88	22	7.2
9 /10/ 1995	950003	18.74	104.67	5	7.3
15 /07/ 1996	960093	17.45	101.16	20	6.5
11 /01/ 1997	970009	17.91	103.04	16	6.9
3 /02/ 1998	980014	15.69	96.37	33	6.2
30 /09/ 1999	990005	15.95	97.03	16	7.5

CAPÍTULO III



Figura III.6. Ubicación de los sismos de subducción.

Tabla III.2. Estaciones seleccionadas de sismos de subducción.

SISMO	CLAVE DE ACELEROGRAMA	NOMBRE DE LA ESTACIÓN	CLAVE	COORDENADAS		DISTANCIA AL EPICENTRO KM	TIPO DE SUELO
				LATITUD	LONGITUD		
19 de septiembre de 1985	ATYC8509.191	ATOYAC	ATYC	17.211	100.431	283.90	ROCA
	COYC8509.191	COYUCA	COYC	16.968	100.084	328.50	ROCA
	PAPN8509.191	PAPANOA	PAPN	17.328	101.04	218.70	ROCA
21 de septiembre de 1985	ATYC8509.211	ATOYAC	ATYC	17.211	100.431	143.30	ROCA
	COYC8509.211	COYUCA	COYC	16.968	100.084	189.20	ROCA
	PAPN8509.211	PAPANOA	PAPN	17.328	101.04	90.12	ROCA
	UNIO8509.211	LA UNION	UNIO	17.982	101.805	34.80	ROCA
25 de abril de 1989	COYC8904.251	COYUCA	COYC	16.968	100.084	83.40	ROCA
15 de julio de 1996	ATYC9607.151	ATOYAC	ATYC	17.211	100.431	81.90	ROCA
11 de enero de 1997	VIGA9909.301	LAS VIGAS	VIGA	16.757	99.236	251.60	ROCA

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

Sismos de falla normal

Se seleccionaron sismos con magnitud mayor que 6. La figura III.7 y la tabla III.3 muestran su ubicación en un mapa y las características de los sismos seleccionados. La información corresponde a 6 sismos y 47 estaciones de las cuales se seleccionaron 10 registros que se muestran en la tabla III.4.

Tabla III.3. Estaciones seleccionadas de sismos de falla normal.

FECHA	SISMO	LATITUD	LONGITUD	PROFUNDIDAD KM	M
6 /07/ 1964	640001	18.03	100.77	100	6.7
28 /08/ 1973	730005	18.29	96.45	84	6.8
24 /10/ 1980	800003	18.03	98.29	70	6.4
21 /10/ 1995	950006	16.92	93.62	98	6.2
22 /05/ 1997	970079	18.41	101.81	59	6
15 /06/ 1999	990004	18.18	97.51	69	6.5



Figura III.7. Ubicación de los sismos de falla normal.

CAPÍTULO III

Tabla III.4. Estaciones seleccionadas de sismos de falla normal.

SISMO	CLAVE DE ACELEROGRAMA	NOMBRE DE LA ESTACIÓN	CLAVE	COORDENADAS		DISTANCIA AL EPICENTRO EN KM	TIPO DE SUELO
				LATITUD	LONGITUD		
24 de octubre de 1980	SXCU8010.241	SISMEX CIUDAD UNIVERSITARIA	SXCU	19.326	99.182	172	ROCA
22 de mayo de 1997	ATYC9705.221	ATOYAC	ATYC	17.211	100.431	198.2	ROCA
	CALE9705.221	CALETA DE CAMPOS	CALE	18.073	102.755	106.8	ROCA
	NUXC9705.221	NUXCO	NUXC	17.207	100.758	174.4	ROCA
	PAPN9705.221	PAPANOA	PAPN	17.328	101.04	145.6	ROCA
	SLUI9705.221	SAN LUIS DE LA LOMA	SLUI	17.272	100.891	159.9	ROCA
	SUCH9705.221	EL SUCHIL	SUCH	17.226	100.642	181.0	ROCA
	UNIO9705.221	LA UNION	UNIO	17.982	101.805	47.6	ROCA
	VILE9705.221	VILLITA MARGEN DERECHA	VILE	18.016	102.205	60.6	ROCA
15 de junio de 1999	TEAC9906.151	TEACALCO	TEAC	18.618	99.453	198.0	ROCA

Escala de espectros elásticos

Aplicaciones de ingeniería sísmica utilizan registros de sismos ocurridos o registros generados artificialmente como excitación de entrada para realizar análisis dinámicos. Sin embargo, cuando se produce un terremoto, el contenido de amplitudes, fase y frecuencia de la señal cambia con las características de la fuente. Cuando se consideran todos estos parámetros, es improbable que

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

un único registro preseleccionado sea adecuado para tener en cuenta el peligro sísmico en el sitio. Además, debido a la compleja relación entre las propiedades de disipación de energía de las estructuras y las características dinámicas de movimientos sísmicos, la calidad y aplicabilidad de los resultados de los análisis dinámicos inelásticos, dependen tanto de la amplitud del conjunto de datos de sismos empleados y del modelo matemático de la estructura. Se necesitan por ello, medidas de intensidad confiables y sencillas para estimar el potencial de daño de sismos.

Existen varios métodos para el escalado de espectros de pseudo aceleración; uno de los más comunes es el enfoque de escalado de amplitudes que consiste en hacer coincidir las ordenadas del espectro de aceleraciones con una cierta aceleración espectral definida para el periodo fundamental de la estructura. Este método presenta baja dispersión en comparación con otros enfoques. La figura III.8 muestra los resultados obtenidos por Heo et al (2011) de tres conjuntos de registros escalados cada uno con siete espectros escalados por el método de escala de amplitudes.

CAPÍTULO III

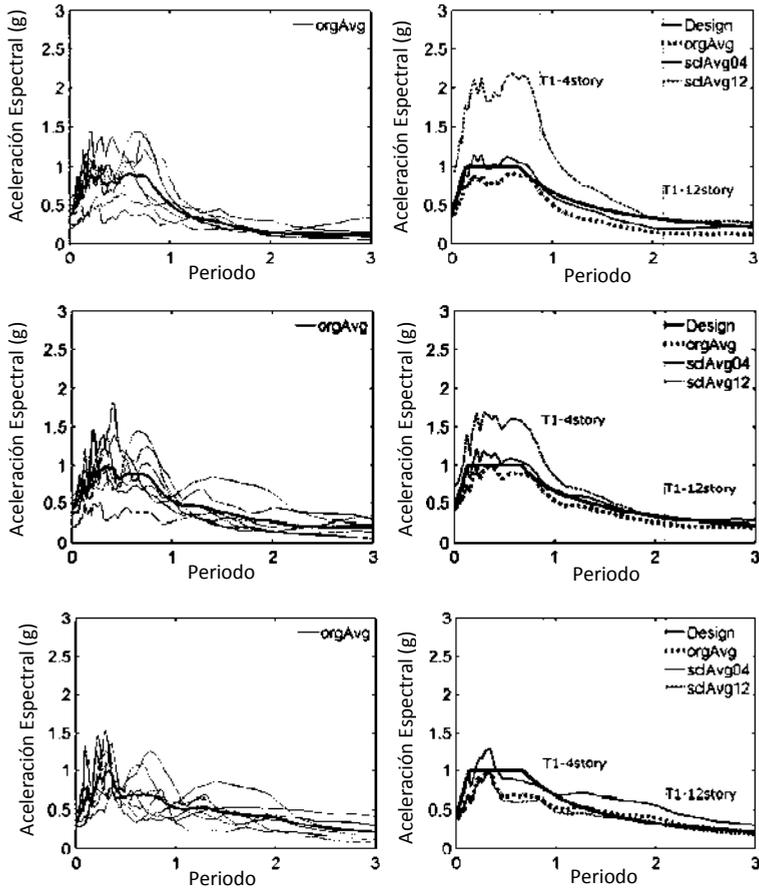


Figura III.8. Resultados del método de escala de amplitudes obtenidos por Heo, Kunnath y Abrahamson, (2011).

Otro método utilizado para obtener un espectro representativo de un conjunto de espectros es usar la mediana como se muestra en la figura III.9, éste es empleado para escalar espectros para el análisis no lineal de la respuesta en el tiempo de edificios. Kalkan y Chopra (2011) proponen un método denominado MPS (modal-

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

pushover-based scaling) consiste en escalar los espectros para que coincidan con una tolerancia especificada, un valor de la deformación inelástica del primer modo en un sistema de un solo grado de libertad donde las propiedades son determinadas mediante un análisis *pushover* en el primer modo.

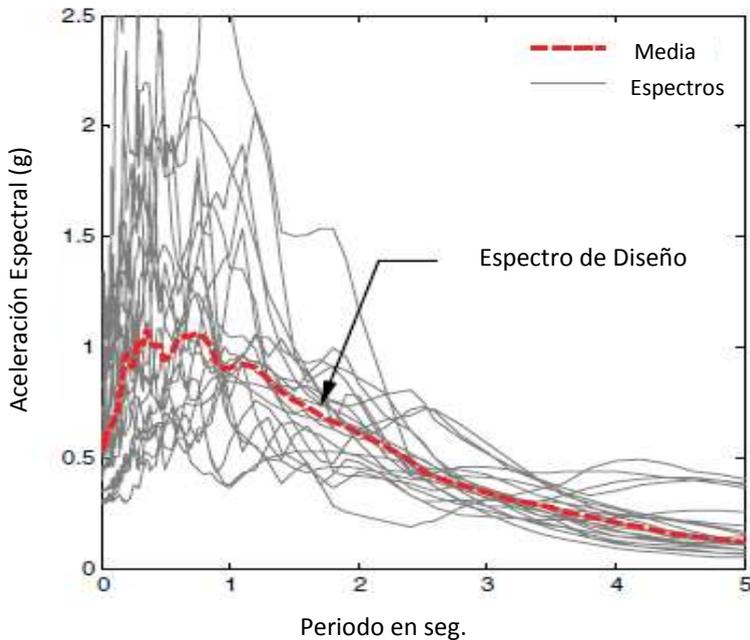


Figura III.9. Mediana de un conjunto de 21 registros escalados por Kalkan y Chopra, (2011).

Obtener la media geométrica también se emplea para escalar espectros, este método toma pares de registros y los multiplica por un factor para minimizar la suma de los errores al cuadrado entre el valor espectral y la media geométrica del par de ordenadas

CAPÍTULO III

para diferentes periodos, en donde el usuario selecciona los periodos. Este método conserva la forma irregular de los espectros y la dispersión en la demanda espectral. La forma del espectro depende únicamente del promedio de los espectros. Deben abordarse una amplia gama de periodos, magnitudes y distancias. Un ejemplo de escado mediante la media geométrica se muestra en la figura III.10.

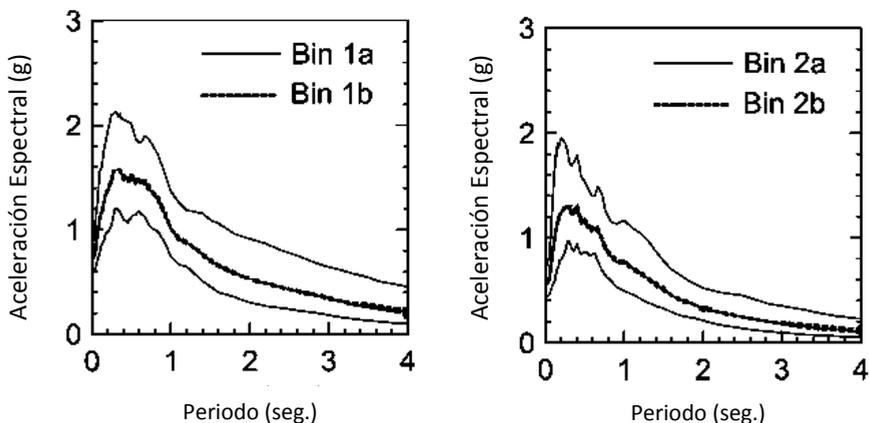


Figura III.10. Media geométrica, figura adaptada de Huang et al 2011.

Huang et al (2011) propone un nuevo método llamado escalado de distribución (D-scaling); éste captura tanto la mediana como la dispersión en la demanda espectral de una familia de curvas de peligro o una relación de atenuación. Las ventajas potenciales de este método son: la eliminación del sesgo en las respuestas no lineales resultantes del método de escala de amplitud; y una reducción de la sobrestimación de la dispersión en las respuestas no lineales.

De los acelerogramas de las estaciones anteriores se obtuvieron los espectros elásticos de pseudo aceleración con un amortiguamiento de 5% y un periodo de hasta 4 segundos empleando el programa de uso libre PRISM.

Los métodos descritos anteriormente se emplean cuando se cuenta con una base de datos sísmica con muchos registros en una sola estación, México aún no cuenta con una base de datos de este tipo, por lo que para escalar nuestros espectros utilizaremos *espectros de peligro uniforme* realizados para el estado de Michoacán desarrollados por Jara et al (2007). Estos espectros son el resultado de un estudio de peligro sísmico con leyes de atenuación espectrales, con las cuales se obtienen aceleraciones máximas para un periodo de retorno. La figura III.11 muestra los espectros de peligro uniforme.

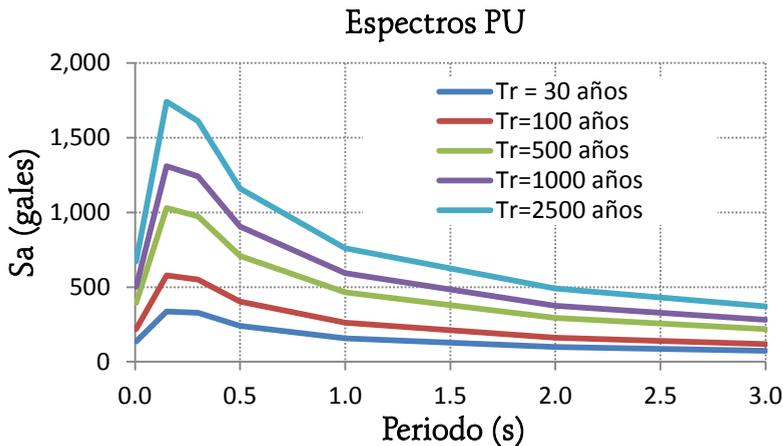


Figura III.11. Espectros de peligro uniforme para el estado de Michoacán. (Jara 2007).

CAPÍTULO III

Los espectros se escalaron en el punto donde se presenta la aceleración máxima del terreno, donde el periodo vale cero, con el espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de 2500 años. Las siguientes figuras muestran los espectros escalados para sismos de subducción y sismos normales.

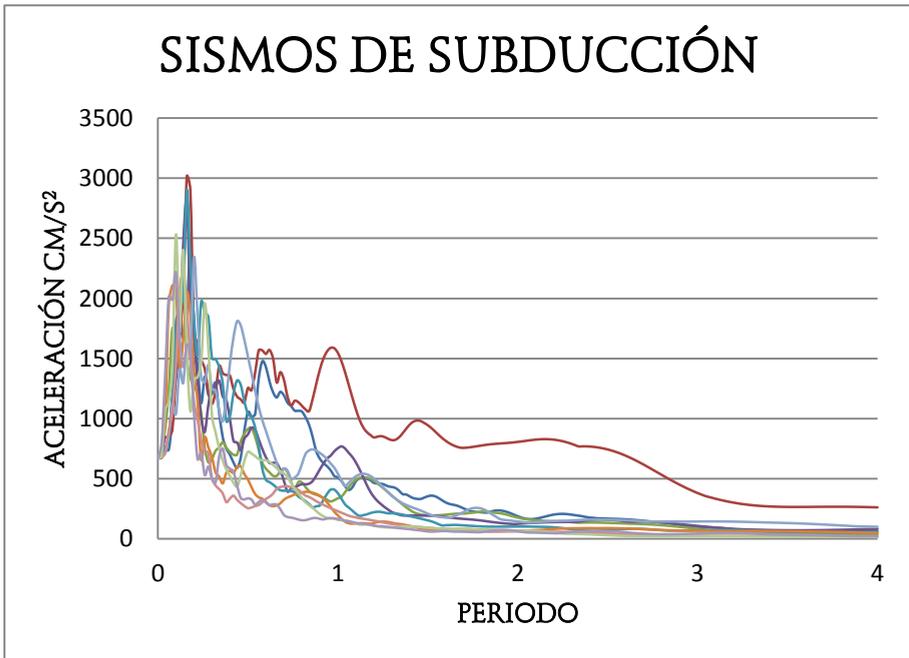


Figura III.12. Espectros escalados de sismos de subducción.

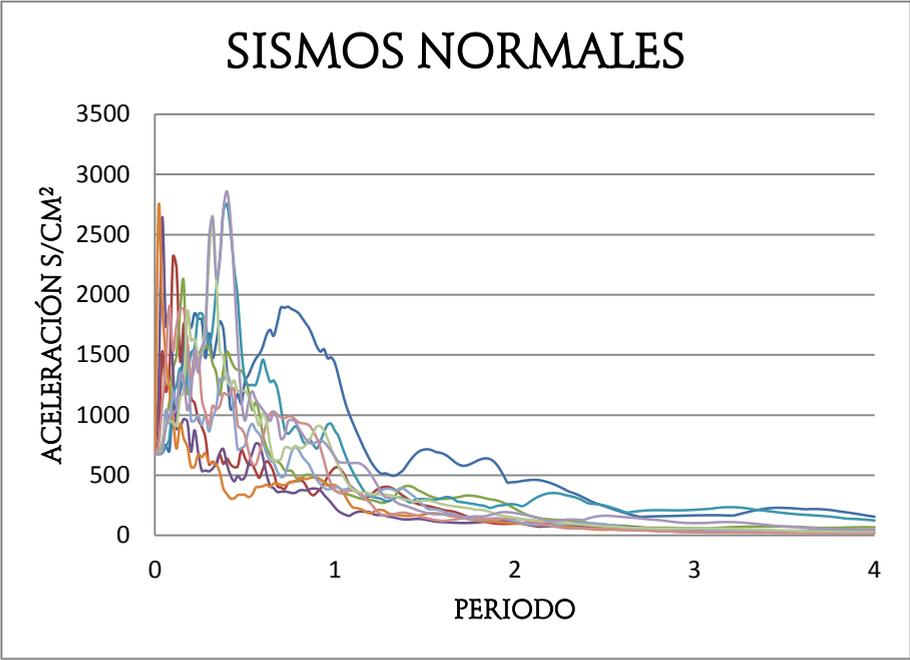


Figura III.13. Espectros escalados de sismos normales.

CAPÍTULO IV

DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES

De acuerdo con el capítulo II, los puentes de longitud media (entre quince y treinta metros) presentan, en su mayoría las siguientes características: son puentes de concreto presforzado con superestructura a base de traveses tipo AASTHO, y losa de concreto reforzado. Las traveses están simplemente apoyadas sobre apoyos de neopreno, el cabezal está apoyado sobre pilas circulares con alturas que varían entre cinco y veinte metros.

Con base en lo anterior, para la elaboración de los modelos matemáticos se propusieron las siguientes características: superestructura con ocho traveses ASSTHO tipo IV y losa de 20 centímetros de espesor, con cinco claros cada modelo. Apoyos cuadrados de 30 por 30 centímetros de neopreno, los apoyos fijos de neopreno de 4.1 centímetros de espesor y el apoyo móvil de 5.7 centímetros de altura. El cabezal tiene un peralte de un metro de altura y ancho de variable según el diseño de cada modelo. Se

CAPÍTULO IV

utilizará una subestructura formada por cuatro pilas circulares o rectangulares según las necesidades de cada modelo, con altura libre variable.

En la tabla IV.1 se presentan las características de cada uno de los modelos.

Tabla IV.1. Geometría de modelos.

Modelo	Altura libre de pilas	Claro
1	5 m	20 m
2	10 m	20 m
3	15 m	20 m
4	20 m	20 m
5	5 m	30 m
6	10 m	30 m
7	15 m	30 m
8	20 m	30 m

La figura IV.1 muestra gráficamente las características de los modelos.

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

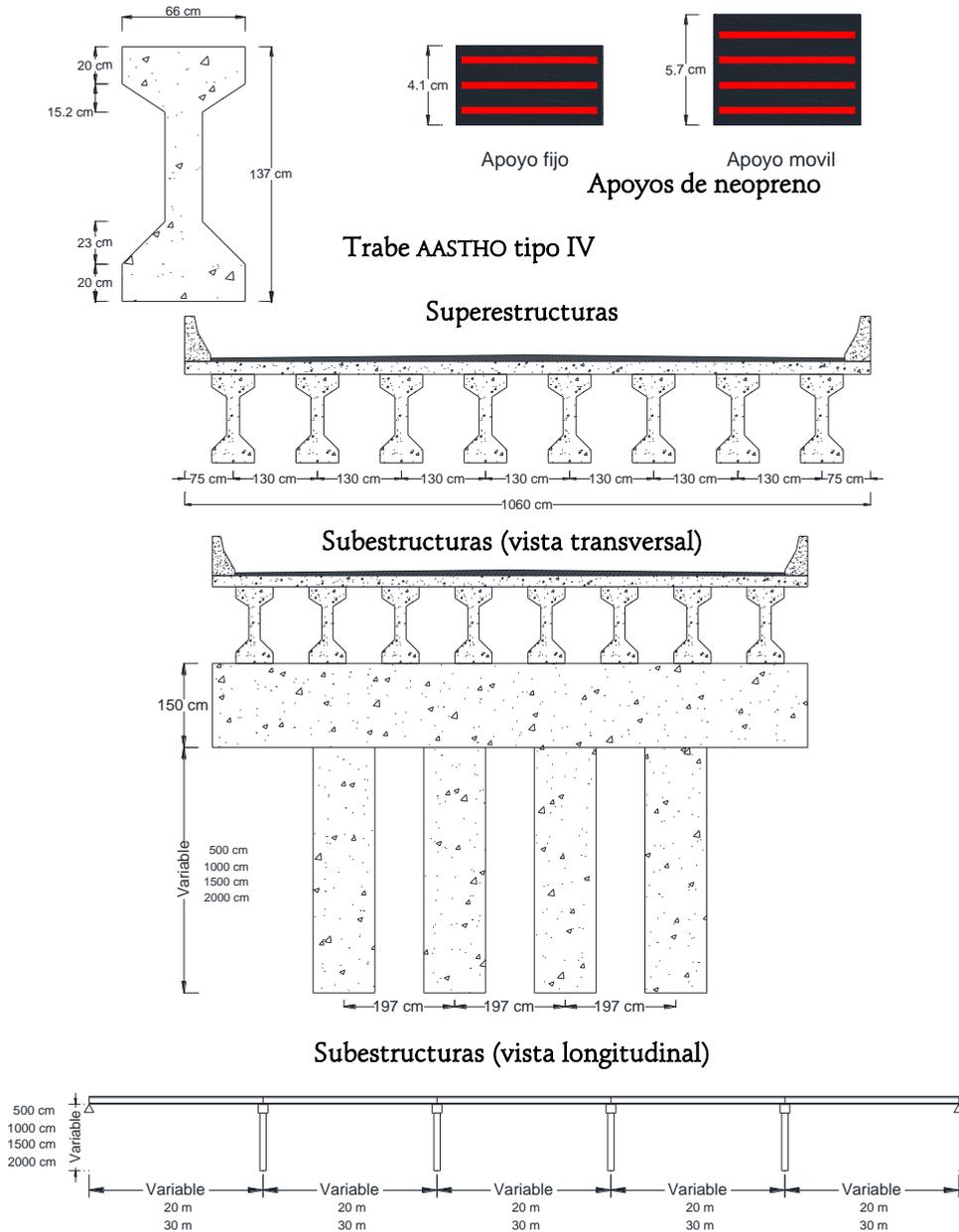


Figura IV.1. Características de los ocho modelos.

CAPÍTULO IV

El modelo matemático de los puentes se realizó por medio del uso del software SAP2000, como se muestra en la figura IV.2

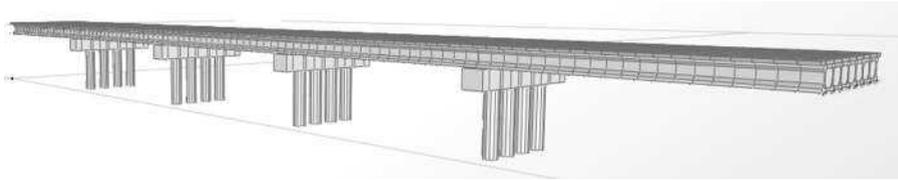


Figura IV.2. Modelo en SAP2000.

El material empleado en los modelos fue concreto con un $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ en losas, diafragma, pilas, travesaños y cabezal; para las vigas se utilizó concreto con un $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$. Los apoyos de neopreno son de resistencia Shore 60, con módulo de rigidez al corte (G) igual 100 ton/m^2 .

Cargas y acciones

Como carga muerta se agregó al diseño un peso de 220 kg/m^2 que considera el peso de la carpeta asfáltica y 94 kg/m^2 correspondiente a un 20% del peso total del parapeto.

Para la carga viva se propusieron diferentes combinaciones de carga con los camiones HS-20, T3-S3 y T3-S2-R4 que se muestran en la figura IV.3. En México los camiones de diseño son IMT 20.5 e IMT 66.5 cuyas características se encuentran en la figura IV.4, sin embargo para nuestro estudio los puentes serán revisados únicamente con los camiones ASSTHO.

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

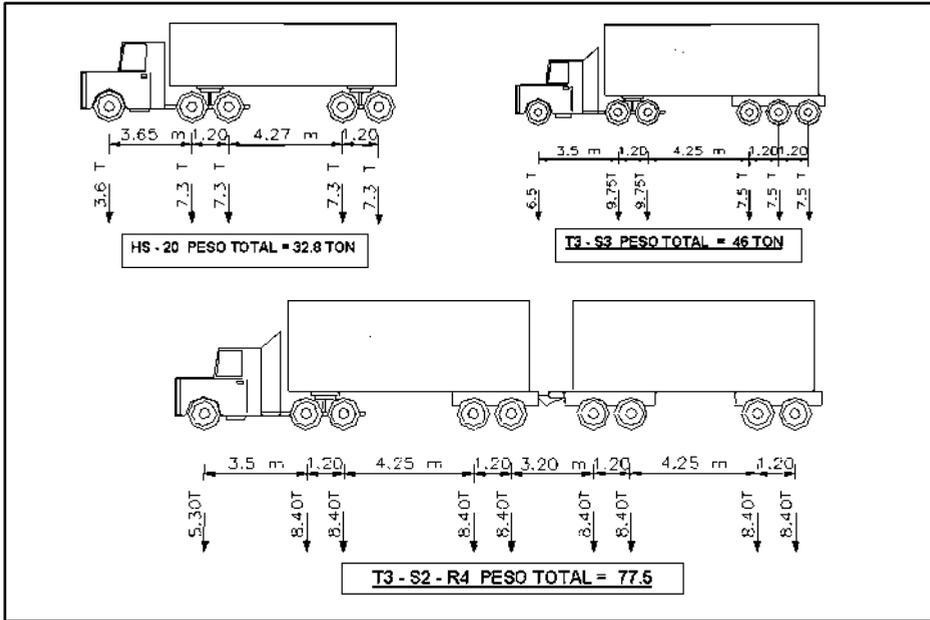


Figura IV.3. Camiones HS-20, T3-S3 Y T3-S2-R4

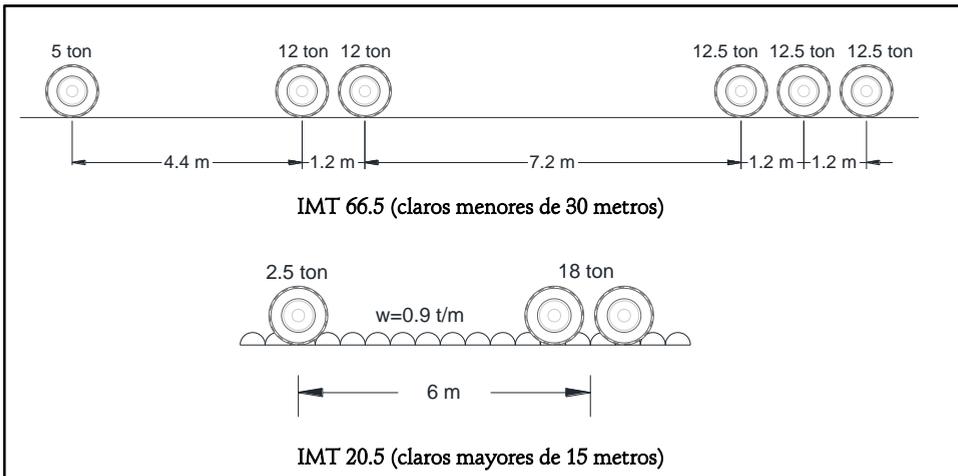


Figura IV.4. Camiones IMT.

CAPÍTULO IV

Diseño sísmico

Para el diseño sísmico de los modelos se propusieron dos zonas, una cercana a la costa y otra en la ciudad de Morelia, para el diseño sísmico de la estructura se consideró una estructura tipo A, con un factor de comportamiento sísmico Q igual 3.

Para espectro de diseño elástico cercano a la costa se eligió un municipio que presentara un espectro elástico con aceleraciones altas, para nuestro caso se escogió Aquila. La figura IV.5 muestra el espectro elástico en roca del municipio de Aquila.

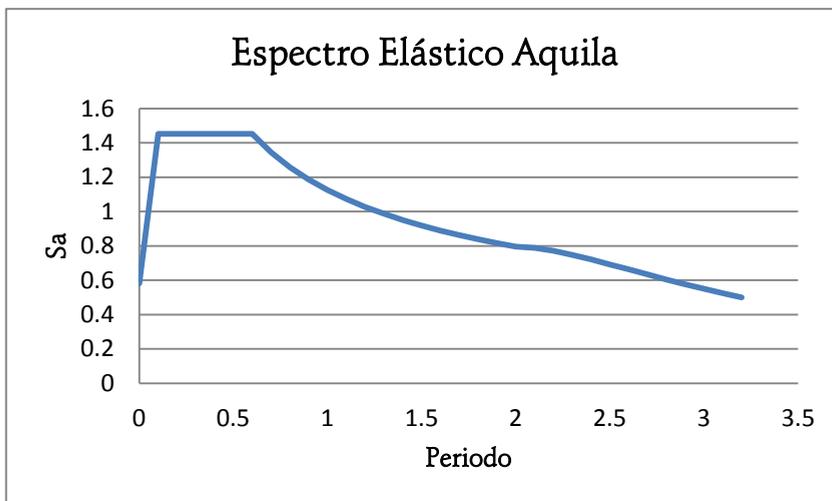


Figura IV.5. Espectro elástico Aquila.

Para el diseño sísmico de Morelia se tomó directamente el espectro de diseño en roca obtenido por el Programa para Diseño Sísmico (PRODISIS), mostrado en la figura IV.6.

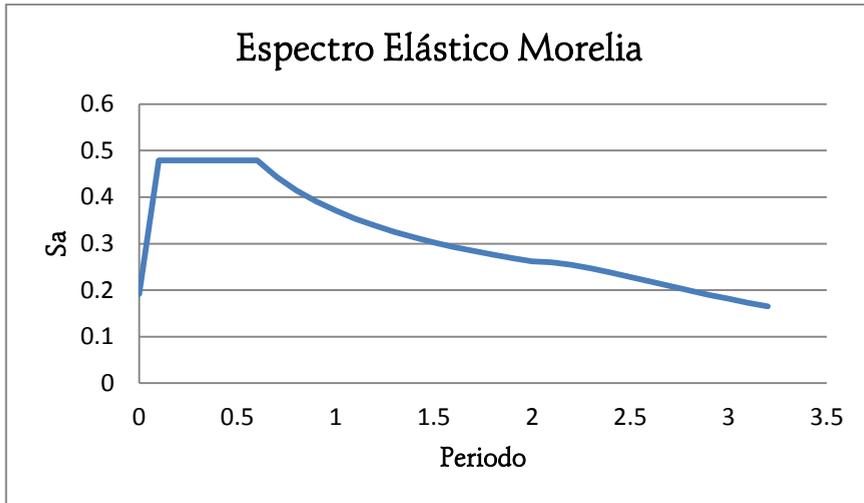


Figura IV.6. Espectro elástico Morelia.

Combinaciones

El diseño se realizó de acuerdo a las especificaciones de la ASSTHO, teniendo las siguientes combinaciones de carga.

1. $1.3(\text{CM} + 1.67 \cdot \text{FI} \cdot \text{CV})$
2. $1.3(\text{CM} + \text{SISMO X})$
3. $1.3(\text{CM} + \text{SISMO Y})$

donde:

CM = carga muerta.

CV = carga viva (combinación de camiones).

FI = factor de impacto.

CAPÍTULO IV

El factor de impacto se calculó de acuerdo a las especificaciones de la ASSTHO.

$$FI = \frac{15.24}{38.1 + L} < 0.30$$

donde L es la longitud del claro.

Para un claro de 20 metros $FI = 1.262$; para claros de 30 metros $FI = 1.224$.

Para evaluar la carga viva se colocaron dos líneas de carga y se realizaron las siguientes combinaciones:

1. T3-S3 + T3-S3
2. T3-S3 + HS-20
3. T3-S3 + T3-S2-R4
4. HS-20 + HS-20
5. HS-20 + T3-S2-R4
6. T3-S2-R4 + T3-S2-R4

Resultados de los modelos

Se diseñaron cada uno de los modelos con los espectros mencionados anteriormente; teniéndose un total de 16 casos de estudio. Las pilas se diseñaron para que el porcentaje de acero no excediera del 3%; nuestro estudio se enfoca en las pilas, debido a que el daño lo cuantificaremos como función de la respuesta dinámica de estos elementos, con base en parámetros como la *distorsión angular* o aceleración espectral. Para los modelos con

MODELOS DE PÉRDIDA DE Puentes DE LONGITUD MEDIA

altura de 15 y 20 metros sometidos al espectro de Aquila fue necesario colocar travesaños, a la mitad y a un tercio de la pila respectivamente.

Tabla IV.2. Resultados de los modelos.

ESPECTRO	PERIODO 1	PERIODO 2	PERIODO 3	PILAS			CABEZAL		TRAVESAÑO	
				D o B (m)	L (m)	% de acero	B (m)	H (m)	B (m)	H (m)
Aquila	0.68962	0.67162	0.66865	1.4	-	2.77	1.6	1.5	-	-
Morelia	0.77490	0.72654	0.69437	1.1	-	2.25	1.6	1.5	-	-
Aquila	0.77223	0.72549	0.70041	1.5	1.5	2.59	1.7	1.5	-	-
Morelia	1.06357	0.87714	0.81743	1.2	-	2.44	1.6	1.5	-	-
Aquila	0.81471	0.75273	0.69018	1.5	2	2.32	2.2	1.5	1	1.8
Morelia	1.34179	0.98650	0.95935	1.3	-	2.44	1.6	1.5	-	-
Aquila	0.85643	0.78052	0.70440	1.5	2.5	2.32	2.7	1.5	1	1.8
Morelia	1.56891	1.17002	1.08849	1.4	-	2.72	1.6	1.5	-	-
Aquila	0.81563	0.81280	0.81230	1.6	-	2.47	1.8	1.5	-	-
Morelia	0.89763	0.85704	0.83231	1.2	-	2.43	1.6	1.5	-	-
Aquila	0.89020	0.85247	0.85050	1.5	1.7	2.63	1.9	1.5	-	-
Morelia	1.18206	1.01630	0.92873	1.3	-	2.73	1.6	1.5	-	-
Aquila	0.91709	0.87020	0.84115	1.5	2.3	2.19	2.5	1.5	1.2	2
Morelia	1.48342	1.14582	1.08875	1.4	-	2.65	1.6	1.5	-	-
Aquila	1.02541	0.93847	0.85392	1.5	3	2.70	3	1.5	1.2	2
Morelia	1.63333	1.20827	1.20715	1.6	-	2.51	1.8	1.5	-	-

CAPÍTULO V

EVALUACIÓN DEL DAÑO COMO FUNCIÓN DE PARÁMETROS DE DEMANDA INGENIERIL

Modelo de Mander et al (2009)

Para evaluar el daño sísmico en estructuras, se han utilizado en la literatura diversas expresiones que relacionan el daño con parámetros de demanda estructural. Mander et al (2009) proponen un enfoque con el cual no es necesaria la construcción de curvas de fragilidad, consiste en relacionar directamente el daño y las pérdidas con la demanda (PDI) o con medidas de intensidad (MI), en nuestro caso distorsión angular (θ) y aceleración espectral (S_a). El daño es representado en términos de *índices de pérdida* (IP), a éstos se les asigna un valor numérico, donde dependiendo del intervalo en que se encuentre el índice, se relaciona con un *estado de daño* (ED).

La clasificación de *estados de daño* se muestra en la tabla V.1, donde se presentan los diferentes mecanismos de falla para cada estado y las reparaciones requeridas; van divididos en 5 categorías

CAPÍTULO V

que van desde ningún daño, hasta el colapso total de la estructura, pasando por ligero, moderado y extenso.

Tabla V.1. Estados de Daños, adaptada de Mander et al (2009).

Clave	Estado de Daño	Mecanismo de falla	Reparaciones requeridas
ED1	Ninguno	Antes de la fluencia	Ninguna
ED2	Ligero	Desprendimientos menores	Inspección y reparación superficial
ED3	Moderado	Pandeo de varillas	Reparación de componentes
ED4	Extenso	Fractura de varillas	Reconstrucción de componentes
ED5	Completo	Colapso	Reconstrucción de la estructura

Para estimar el daño en primer lugar es necesario establecer las relaciones entre *medidas de intensidad* (MI) y la frecuencia anual o periodo de retorno. La siguiente ecuación representa la relación mencionada:

$$\frac{f}{f_{DS}} = \left| \frac{S_a}{S_{a_{DS}}} \right|^{-k} \quad (V.1)$$

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

donde:

f es la tasa de excedencia anual;

f_{DS} es la tasa de excedencia asociada con un periodo de retorno de 475 años, que corresponde a la probabilidad de excedencia del 10% para una vida útil de 50 años;

S_a es la pseudoaceleración para la cual se busca determinar un estado de daño;

$S_{a_{DS}}$ es la pseudoaceleración espectral del diseño sísmico;

k constante obtenida empíricamente.

De manera similar se debe establecer la relación entre las *medidas de intensidad* (MI) y los *parámetros de demanda ingenieril* (PDI), como se muestra en la ecuación siguiente:

$$\frac{\theta}{\theta_{DS}} = \left| \frac{S_a}{S_{a_{DS}}} \right|^b \quad (\text{V.2})$$

donde:

θ es la distorsión angular en las columnas (PDI);

θ_{DS} es la máxima distorsión angular de las columnas determinado por el diseño sísmico;

b constante.

Al combinar las ecuaciones (V.1) y (V.2) se tiene:

$$\frac{\theta}{\theta_{DS}} = \left| \frac{S_a}{S_{a_{DS}}} \right|^b = \left| \frac{f}{f_{DS}} \right|^{\frac{-b}{k}} \quad (\text{V.3})$$

CAPÍTULO V

Igualmente se determina la relación entre los *parámetros de demanda ingenieril* y los *índices de pérdida* por medio de la expresión siguiente:

$$\frac{IP}{IP_{DS}} = \left| \frac{\theta}{\theta_{DS}} \right|^c \quad (V.4)$$

donde:

IP es el índice de pérdida que se relaciona directamente a un estado de daño (ED).

IP_{DS} es el valor máximo de índice de pérdida demandado por el diseño sísmico.

Si combinamos la ecuación (V.3) y (V.4) tenemos:

$$\frac{IP}{IP_{DS}} = \left| \frac{\theta}{\theta_{DS}} \right|^c = \left| \frac{S_a}{S_{a_{DS}}} \right|^{bc} = \left| \frac{f}{f_{DS}} \right|^{\frac{bc}{-k}} \quad (V.5)$$

La ecuación anterior representa el modelo teórico para determinar los daños y pérdidas producidos por sismos. Para describir las funciones anteriores se representan gráficamente en un conjunto de cuatro gráficas que están relacionadas entre sí, en escala logarítmica, donde cada una de las gráficas tiene dos figuras vecinas, horizontal y verticalmente, con las cuales por medio de intersecciones se van obteniendo los diferentes parámetros según sea el caso con el que se cuente, por ejemplo es posible determinar la demanda (distorsión angular), la aceleración espectral y el índice de pérdida contando únicamente con la frecuencia anual.

MODELOS DE PÉRDIDA DE Puentes DE LONGITUD MEDIA

En la figura V.1 se presenta el modelo práctico de la ecuación (V.5).

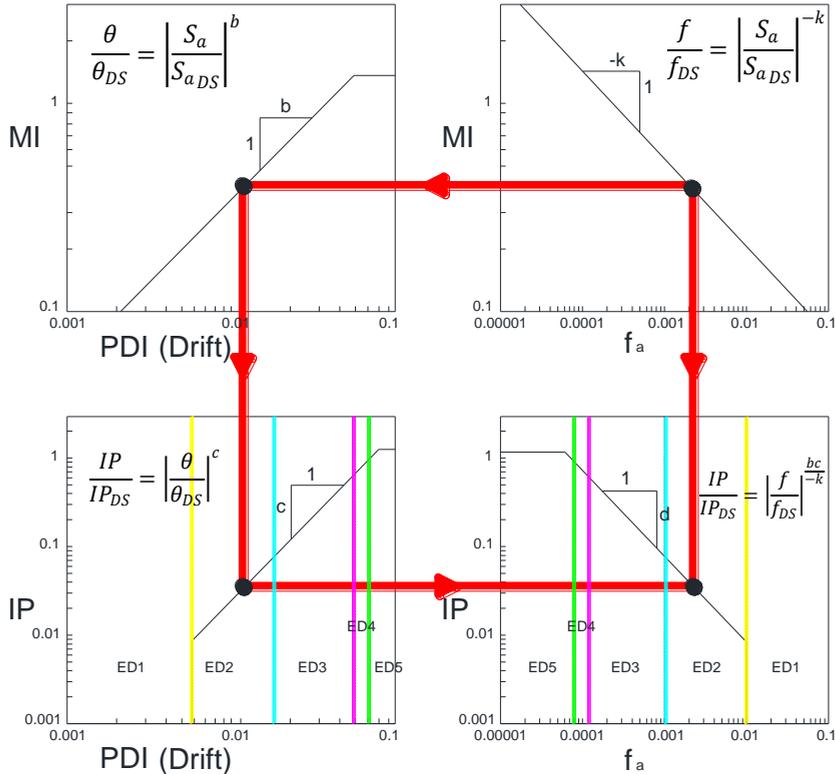


Figura V.1. Modelo propuesto por Mander et al (2009) para determinar los daños en puentes.

La calibración de los parámetros se llevó a cabo utilizando el estudio de Solberg et al (2008), donde modelos de pérdida empíricos fueron aplicados al diseño de columnas de puentes de acuerdo a la especificaciones de Caltrans, Japón y Nueva Zelanda.

CAPÍTULO V

La tabla V.2 muestra los valores obtenidos de la distorsión angular, aceleración espectral e índices de pérdida para cada estado de daño.

Tabla V.2. Datos de calibración de modelo propuesto por Mander et al (2009).

Parámetros		Caltrans	Japonés	NZ
Medida de intensidad (S_a)	S_a (ED1)	-	-	-
	S_a (ED2)	0.2	0.2	0.175
	S_a (ED3)	0.7	0.6	0.5625
	S_a (ED4)	1.2875	1.1875	0.8375
	S_a (ED5)	1.3475	1.4	0.975
Parámetro de demanda ingenieril (distorsión angular)	θ (ED1)	-	-	-
	θ (ED2)	0.0053	0.0053	0.0062
	θ (ED3)	0.019	0.016	0.023
	θ (ED4)	0.051	0.046	0.044
	θ (ED5)	0.0616	0.0566	0.0564
Índice de pérdida	IP(ED1)	-	-	-
	IP(ED2)	0.05	0.05	0.05
	IP(ED3)	0.25	0.25	0.25
	IP(ED4)	0.8	0.8	0.8
	IP(ED5)	1.3	1.3	1.3

El modelo estructural con el cual se calibraron los datos es un puente de 5 claros con 40 metros de longitud cada uno con travesaños metálicos tipo "I" simplemente apoyados, una pila de altura constante de 7 metros de sección circular. El modelo fue diseñado

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

de acuerdo a las especificaciones de Caltrans, Nueva Zelanda y Japón (ver figura V.2).

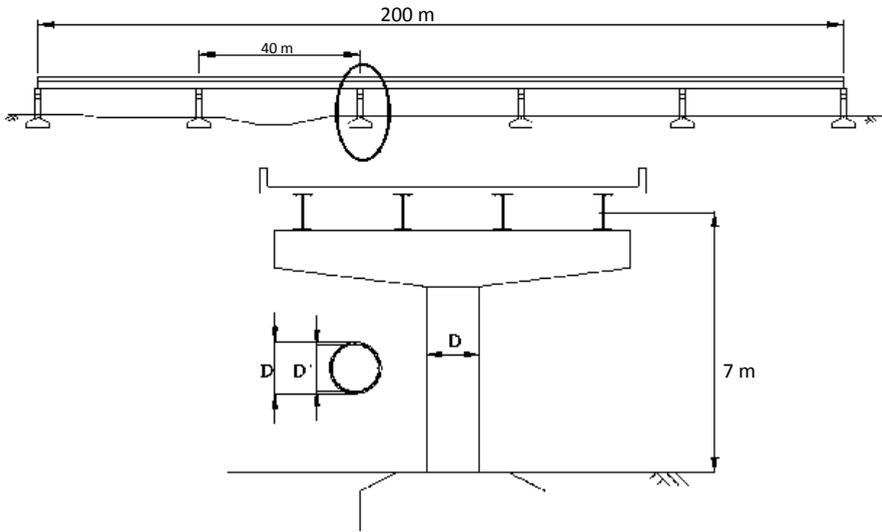


Figura V.2. Modelo estructural para la calibración de parámetros propuesto por Mander et al (2007).

Los resultados obtenidos de la calibración de los parámetros para la aplicación del modelo propuesto por Mander et al (2009) se muestran en la tabla V.3.

CAPÍTULO V

Tabla V.3. Parámetros calibrados por Mander et al (2009).

Parámetros	Caltrans	Japonés	NZ
$S_{a_{DS}}$	0.4	0.4	0.4
f_{DS}	0.0021	0.0021	0.0021
k	3.45	2.40	3.0
θ_{DS}	0.0117	0.0115	0.0163
b	1.25	1.23	1.27
f	1	1	1
c	1.8	1.7	1.9
$d=(bc)/-k$	-0.6522	-0.8713	-0.8043
IP_{DS}	0.050	0.066	0.095

Modelo de Park et al (1984)

Para determinar un *estado de daño* en un elemento estructural, en nuestro caso las pilas de los puentes, Park, et al (1984) propuso la siguiente ecuación con la que se obtiene directamente el *índice de daño*:

$$ID = \frac{\mu_d + \beta \cdot \mu_h}{\mu_u} \quad (V.6)$$

donde:

ID es el *índice de daño*.

μ_d es la ductilidad de desplazamiento.

μ_h es la ductilidad de energía acumulada.

μ_u es la ductilidad de desplazamiento última.

β es un factor de carga cíclica.

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

En la ecuación anterior la ductilidad de energía se calcula con la siguiente expresión:

$$\mu_h = \frac{E_h}{E_e} \quad (\text{V.7})$$

donde:

E_h es la energía histerética.

E_e es la energía de deformación elástica.

Los *estados de daño* propuesto para este modelo se presentan en la tabla V.4, donde los valores del *índice de daño* fueron propuestos por Ghobarah, et al (1997).

Tabla V.4. Estados de daño, adaptado de Karim, et al (2001).

ÍNDICE DE DAÑO	ESTADO DE DAÑO
$0.00 < ID \leq 0.14$	Sin daño
$0.14 < ID \leq 0.40$	Daño ligero
$0.40 < ID \leq 0.60$	Daño moderado
$0.60 < ID \leq 1.00$	Daño severo
1.00	Colapso

La figura V.3 muestra el procedimiento general propuesto por Park et al (1984) para determinar el daño en elementos estructurales.

CAPÍTULO V

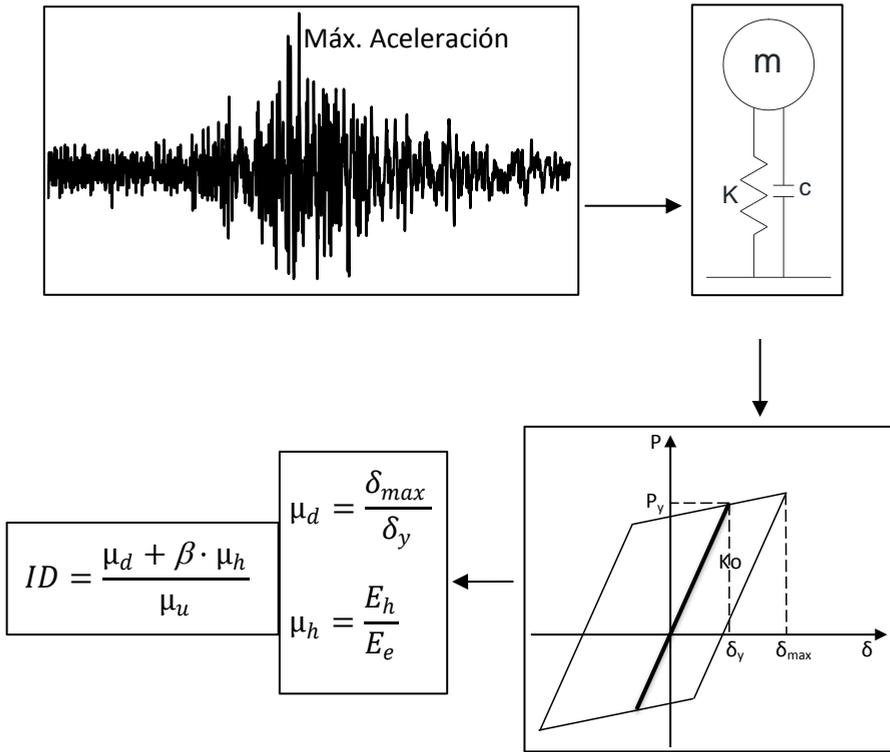


Figura V.3. Esquema general para determinar el daño del modelo Park, adaptado de Karim, et al (2001).

La ventaja de este modelo de daños es que puede aplicarse a cualquier tipo de subestructura, pilas cuadradas, rectangulares o circulares.

Estudio de Karim et al (2002)

Karim et al (2002) en un estudio para el desarrollo de un método simplificado para la construcción de curvas de fragilidad de

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

puentes, emplea la ecuación desarrollada por Yamazaki (1995) que relaciona directamente el daño estructural con la máxima aceleración producida por un evento sísmico:

$$y = ax^b \quad (V.8)$$

donde:

y es el índice de daño;

x es la máxima aceleración;

a y b son coeficientes obtenidos mediante análisis de regresión.

La figura V.4 muestra la relación entre la medida de intensidad, máxima aceleración, y el *índice de daño*, obtenidos por Karim et al (2002) empleando la ecuación (V.8), para una pila de sección rectangular de 3.5 metros por 3 metros diseñada en el año de 1964.

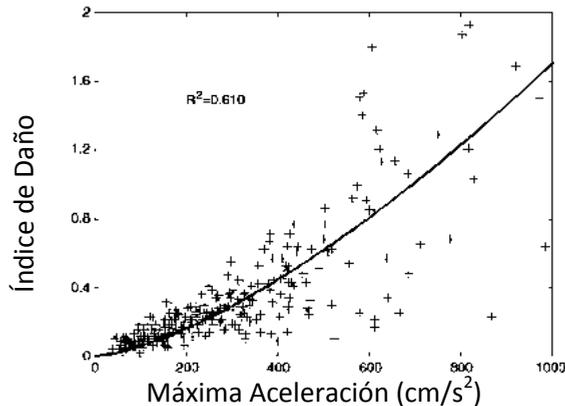


Figura V.4. Relación entre máxima aceleración y el índice de daño, adaptada de Karim et al (2002).

CAPÍTULO V

Estudio de Nielson et al (2006)

Nielson et al (2006) realizó regresiones para determinar los valores de los coeficientes a y b de la ecuación (V.8) para un conjunto de puentes de tres claros con altura de pilas variable y claros variables. La figura V.5 muestra el tipo de puentes del estudio.

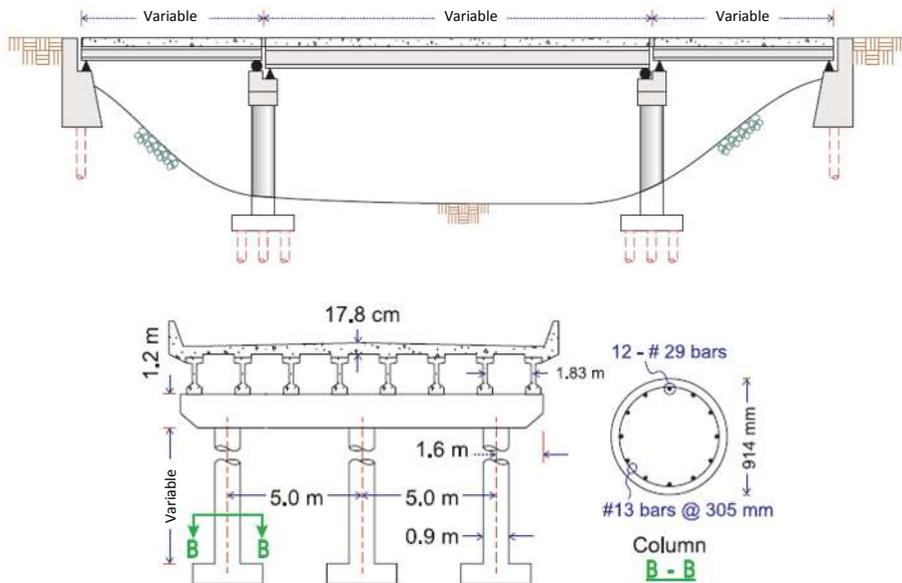


Figura V.5. Puentes tipo para el estudio de Nielson et al (2006), adaptada de Nielson et al (2006).

La altura de las pilas va desde los 3 metros hasta los 6 metros, la longitud del claro central se encuentra entre los 7 y 27 metros y la distancia de los claros extremos entre 7 y 12 metros.

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

Los resultados de análisis de regresión se muestran en la figura V.6 donde se sometió un conjunto de acelerogramas a los modelos y se obtuvieron las ductilidades en las pilas producidas por la máxima aceleración y se ajustó a una forma lineal en escala logarítmica.

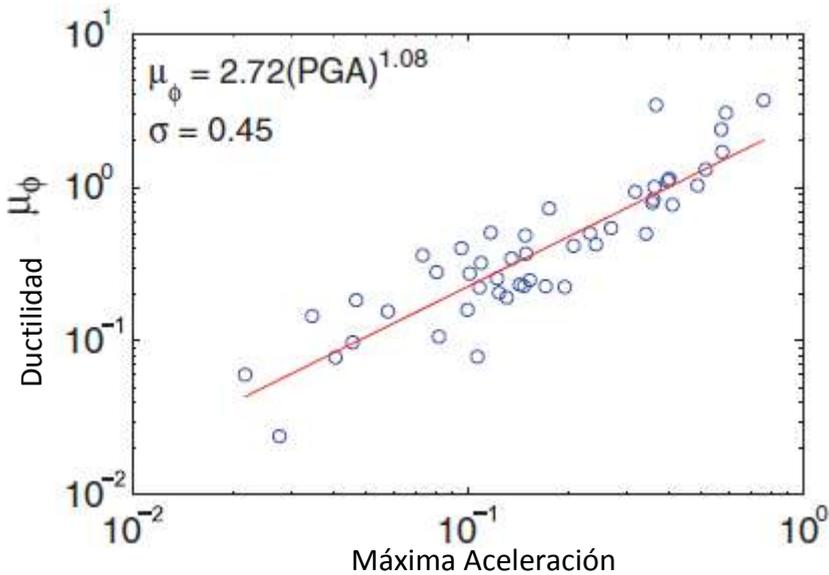


Figura V.6. Resultados del análisis de regresión, adaptada de Neilson et al (2006).

Donde los coeficientes a y b de la ecuación son: a igual a 2.72 y b igual a 1.08, partiendo de estos valores fue posible relacionar un estado de daño asociado a una ductilidad en las pilas producida por una aceleración. La tabla V.5 muestra los resultados obtenidos por Neilson et al (2006).

CAPÍTULO V

Tabla V.5. Estado de años asociados a la ductilidad, adaptada de Neilson et al (2006).

Estado de Daño	Ductilidad de la columna μ	
	Media	Dispersión
Ligero	1.29	0.59
Moderado	2.10	0.51
Extenso	3.52	0.64
Completo	5.24	0.65

Los métodos mencionados anteriormente son algunos de los propuestos para determinar el daño en estructuras, en nuestro caso tenemos puentes de cinco claros, algunos métodos relacionando directamente una *medida de intensidad* con el daño esperado, y otros relacionando *parámetros de demanda ingenieril* a un estado de daño.

Los modelos diseñados anteriormente fueron sometidos a los espectros elásticos obtenidos de los diez sismos de subducción y diez sismos de falla normal seleccionados y descritos en capítulos previos; se registró la distorsión angular alcanzada en las pilas y se graficó contra la aceleración a la que se producen éstas. La figura V.7 muestra la gráfica de *Distorsión angular – Aceleración espectral* para los puentes diseñados con espectro sísmico de Morelia.

La distorsión angular se obtuvo por medio de análisis elásticos realizados en SAP200 sometiendo los modelos a los veinte espec-

tros elásticos de respuesta escalados para un periodo de retorno de 2500 años.

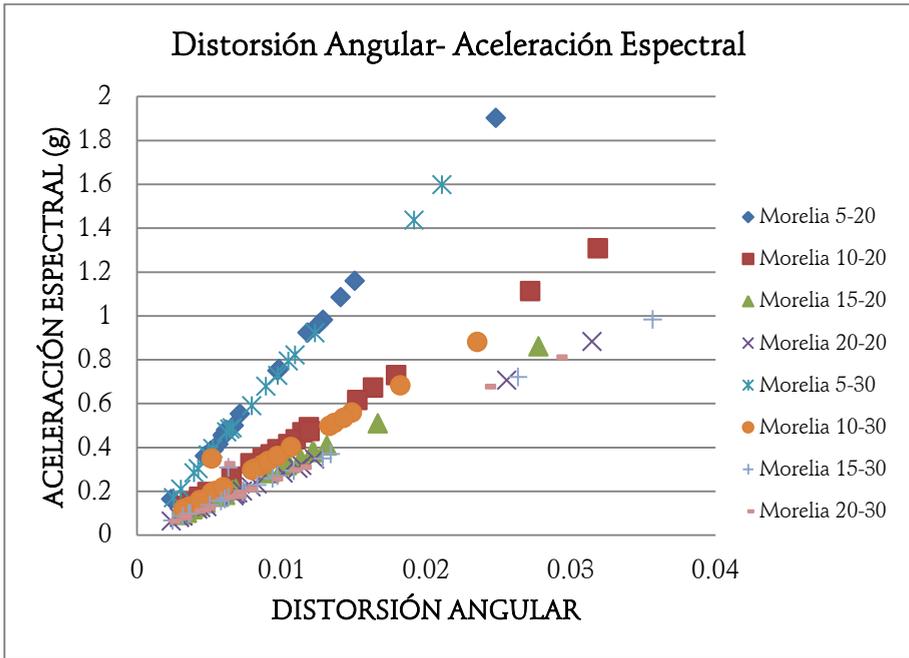


Figura V.7. Distorsión Angular contra Aceleración, puentes en Morelia.

La figura V.8 muestra un promedio de la distorsión angular contra la aceleración espectral para los modelos de Morelia, la curva de la ecuación (2) del modelo de Mander et al (2009) y la relación de López et al (2013).

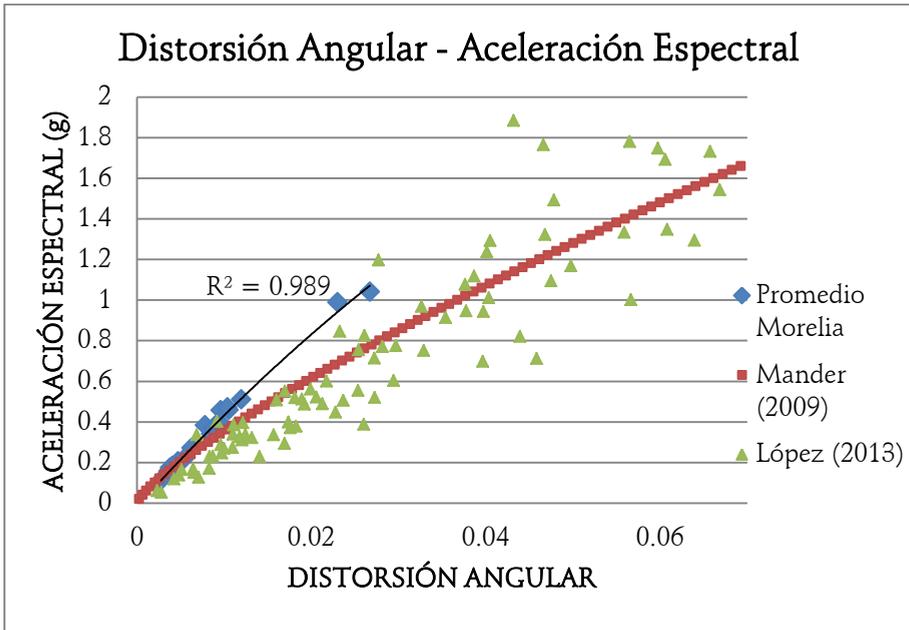


Figura V.8. Distorsión Angular contra Aceleración, promedio puentes en Morelia y modelo de Mander et al (2009).

De la figura anterior se observa un comportamiento similar entre los modelos de Mander et al (2009) y los análisis realizados por López et al (2013); los puntos del promedio de los modelos de Morelia tienen una tendencia lineal debido a que el análisis realizado fue elástico, mientras que los modelos de los puentes de Mander y de López, incorporan modelos inelásticos de las pilas analizadas para distorsiones grandes.

CAPÍTULO VI

EVALUACIÓN DE LA PÉRDIDA ESPERADA EN LOS PUENTES

Determinación del daño

Para determinar las pérdidas económicas provocadas por un sismo, se establecen *estados de daño* (ED) que determinan la condición de la estructura después del evento. Para nuestro estudio emplearemos los estados descritos en el capítulo anterior de los cuales se estableció una serie de actividades a realizar para reparación y/o reconstrucción de los puentes.

Los estados de daño son:

Ninguno (ED1). No se necesita ninguna reparación.

Ligero (ED2). Se presentan agrietamientos y desprendimientos de concreto en pilas y cabezal. Las actividades a realizar son: inyección con resina epóxica en grietas, calafateo de fisuras con

CAPÍTULO VI

sellador epóxico y resane de oquedades con mortero; no es necesario la suspensión del tránsito para realizar las reparaciones. El tiempo necesario para la reparación es menor de tres días.

Moderado (ED3). Las pilas y cabezal presentan desprendimiento del concreto y existe pandeo de varillas longitudinales en las pilas. Las actividades a realizar son: encamisado de pilas con concreto reforzado y resane de oquedades en cabezal. El tiempo necesario para la reparación es menor de tres semanas.

Extenso (ED4). Existe fractura de varillas longitudinales en las pilas, desprendimiento de concreto en cabezal, topes sísmicos dañados, juntas dañadas. Las actividades a realizar son: demolición y reconstrucción de elementos de concreto dañados, reparación de juntas, izaje y/o gateo de la superestructura. El tiempo necesario para la reparación es menor de tres meses.

Completo (ED5). La estructura colapsa. Las actividades a realizar son: demolición y reconstrucción total de la estructura. El tiempo necesario para la reconstrucción es mayor de tres meses.

Para establecer el daño de la estructura emplearemos *índice de pérdida* (IP) que relacionan un estado de daño con una parámetro de demanda ingenieril, en este caso es la distorsión angular. La ecuación (VI.1) presenta la relación entre la distorsión angular y el índice de pérdida, propuesta por Mander et al (2009).

$$\frac{IP}{IP_{DS}} = \left| \frac{\theta}{\theta_{DS}} \right|^c \quad (\text{VI. 1})$$

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

IP es el índice de pérdida que se relaciona directamente a un estado de daño (ED);

IP_{DS} es el valor máximo de índice de pérdida presentado por el diseño sísmico;

θ es la distorsión angular para la cual se busca determinar un estado de daño;

θ_{DS} es la distorsión angular permitida por el diseño sísmico que incluye el factor de comportamiento sísmico (Q);

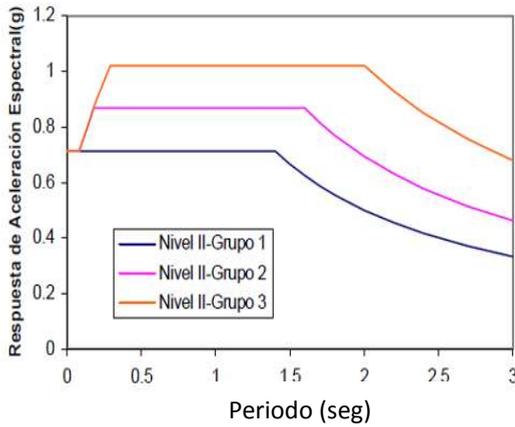
c es constante.

El IP_{DS} es la pérdida esperada para un diseño sísmico de acuerdo a las especificaciones de Caltrans. El valor de IP_{DS} fue determinado por Mander y Bazon (1999) al desarrollar curvas de fragilidad como parte de los estudios para determinar la vulnerabilidad sísmica de puentes carreteros. En México los criterios de diseño sísmico tienen como propósito obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo de diseño probable, no habrá colapsos ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños que lleguen afectar el funcionamiento de la estructura y requerir reparaciones (NTC-09).

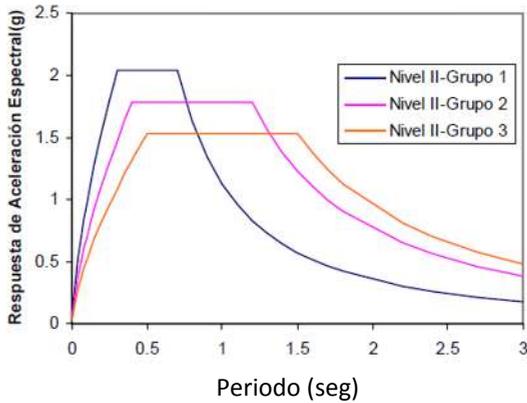
El valor de S_{aDS} es diferente en cada reglamento; las aceleraciones de diseño de Caltrans se encuentran en el intervalo de 0.1g a 0.7g, y se basa en un método determinístico para terremotos máximos, evaluando magnitudes M_s de 6.5, 7.25 y 8, Acero et al (2004). El reglamento japonés considera dos niveles de diseño sísmico: el nivel I describe un sismo que ocurrirá durante el periodo de servicio del puente; el nivel II describe un movimiento

CAPÍTULO VI

sísmico destructivo menos probable que puede ocurrir en el periodo de servicio del puente. Este nivel contiene dos tipos de movimientos: el tipo I, es caracterizado por amplitudes grandes y gran número de ciclos y el tipo II, tiene duraciones cortas y gran fuerza destructiva (campo cercano), Acero et al (2004). La figura VI.1 muestra los espectros de diseño del reglamento japonés.



Espectros de diseño Nivel II, Tipo I



Espectros de diseño Nivel II, Tipo II

Figura VI.1. Espectros de diseño del reglamento japonés, adaptada de Acero et al (2004).

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

Los espectros de diseño en México se obtienen con el uso del programa PRODISIS, desarrollado por la Comisión Federal de Electricidad (CFE), la figura VI.2 muestra el espectro de diseño en roca de la ciudad de Morelia, con un amortiguamiento de 5%, para estructuras del grupo A y un valor máximo de aceleración de 0.4786g.

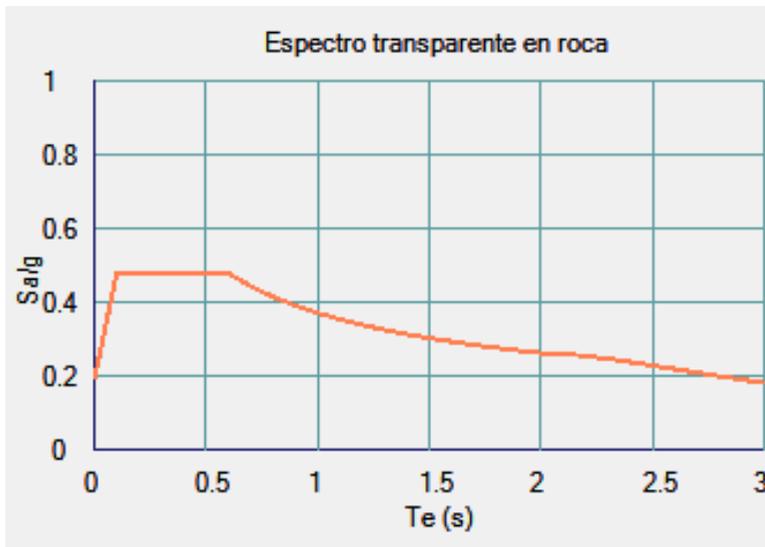


Figura VI.2. Espectros de diseño obtenido mediante el programa PRODISIS.

Los valores de Q o factor de comportamiento sísmico también son diferentes para cada reglamento. En el reglamento japonés y el Caltrans, los factores de reducción están en función de valores de ductilidad de desplazamiento admisible (μ_a). El factor de comportamiento sísmico es expresado como:

$$Q = \sqrt{2\mu_a - 1} \quad (\text{VI. 2})$$

CAPÍTULO VI

Para columnas de concreto armado, se tiene que $\mu_a=8$, con lo que se obtiene un valor máximo de $Q=3.87$, para el reglamento japonés; para el Caltrans los valores de la ductilidad de desplazamiento son, 1, 4 y 5 dependiendo de las condiciones del tipo de pila y las condiciones de apoyo, los valores de Q que se pueden calculados son 1, 2.65 y 3 respectivamente.

En México el Manual de Obras Civiles de CFE presenta valores de Q igual a 1, 1.5, 2, 3 y 4 dependiendo del tipo de la estructura. Los modelos de la investigación se diseñaron con un $Q = 3$ y una pseudoaceleracion de 0.45g.

Las valores ID_{DS} , θ_{DS} y c se presentan en la tabla VI.1.

Tabla VI.1. Parámetros del modelo de Mander et al (2009).

Parámetros	Valor
θ_{DS}	0.012
c	1.9
IP_{DS}	0.027

Los valores donde se presentan los *estados de daño* asociados a un *índice de pérdida* normalizado se presentan en la tabla VI.2.

Tabla VI.2. Valores IP normalizados del modelo de Mander et al (2009).

Índice de pérdida	IP(ED1)	-
	IP(ED2)	0.04
	IP(ED3)	0.20
	IP(ED4)	0.60
	IP(ED5)	1.00

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

López et al (2013), determinaron índices de daño asociados a aceleraciones espectrales para un modelo con altura de pilas de 5 metros y 5 claros de 20 metros, con diseño sísmico correspondiente a los espectros de la ciudad de Morelia. La figura VI.3 muestra la relación obtenida para un periodo de retorno de 2500 años.

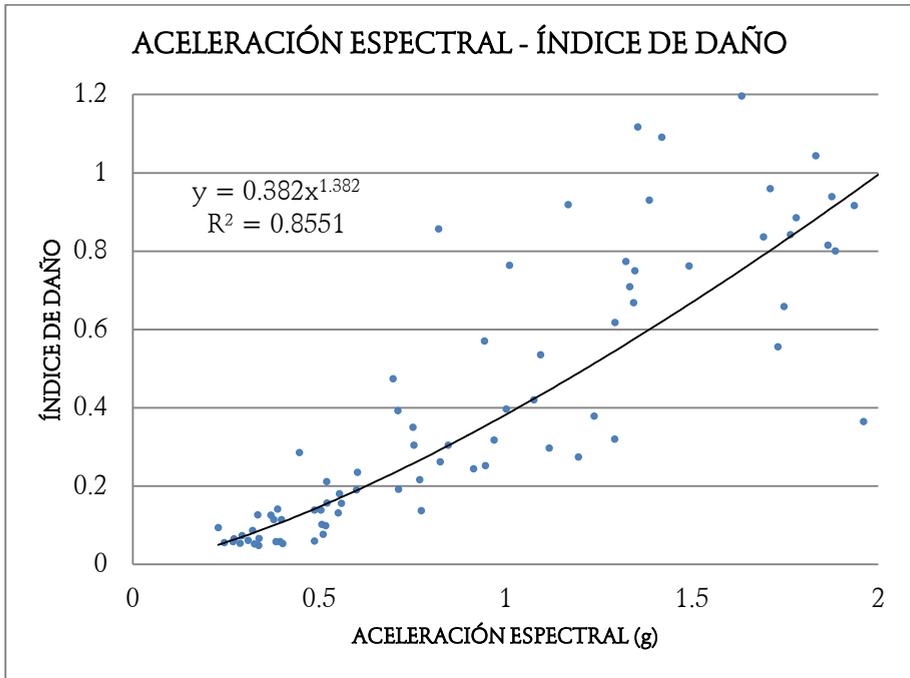


Figura VI.3. Relación Aceleración Espectral—Índice de Daño, adaptada de López et al (2013).

La estimación del daño del puente en el trabajo de López et al (2013) se determinó empleando la metodología descrita en el

CAPÍTULO VI

capítulo anterior, con base en el índice de daño de Park et al (1984).

De la ecuación de la curva anterior se determinaron los valores de aceleración espectral a la que se presentan los estados de daño. López et al (2013) también encontraron la relación entre la aceleración espectral y la distorsión angular mostrada en la figura VI.4.

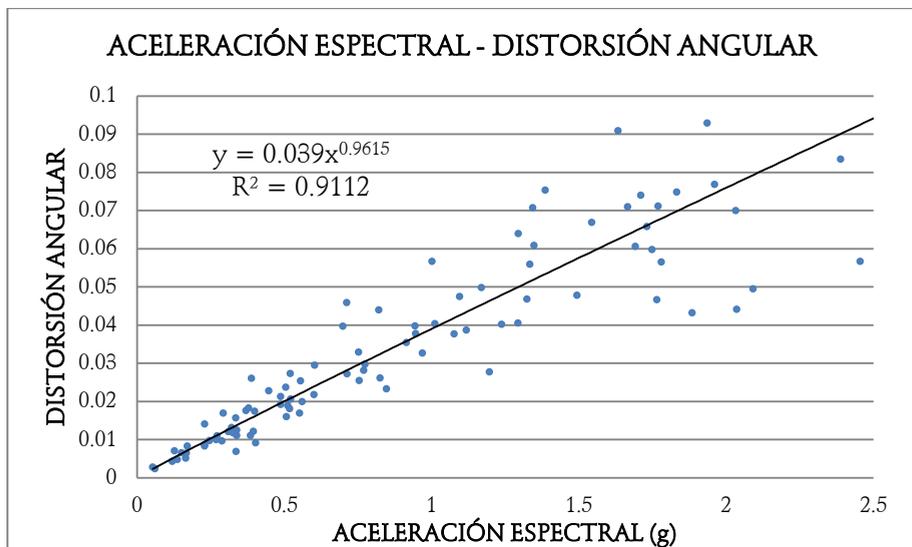


Figura VI.4. Relación Aceleración Espectral — Distorsión Angular, López et al (2013).

Los valores de aceleración espectral asociados a cada estado de daño se sustituyeron en la ecuación de la figura VI.4 y se determinaron las distorsiones angulares correspondientes a cada estado de daño. Para comparar el modelo de Mander et al (2009)

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

con los resultados obtenidos por López et al (2013) se graficó la ecuación (VI.1) y se determinó el valor de la distorsión angular con la que se alcanza cada uno de los valores de *índice de daño* e *índice de pérdida* el cual se relacionó con los estados límite de comportamiento mostrados en la tabla VI.3.

Tabla VI.3. Valores ID e IP normalizados del modelo de Mander et al (2009).

ESTADO DE DAÑO	ÍNDICE GHOBARAH (intervalo y media)	ÍNDICE MANDER (intervalo y media)
Sin daño	$0.00 < ID \leq 0.14$ (0.07)	$0.00 < IP \leq 0.02$ (0.01)
Daño ligero	$0.14 < ID \leq 0.40$ (0.27)	$0.02 < IP \leq 0.12$ (0.04)
Daño moderado	$0.40 < ID \leq 0.60$ (0.50)	$0.12 < IP \leq 0.40$ (0.20)
Daño severo	$0.60 < ID \leq 1.00$ (0.80)	$0.40 < IP \leq 0.80$ (0.60)
Colapso	1.00	1.00

La figura VI.5 muestra la distorsión angular del modelo de Mander et al (2009) y López et al (2013) asociado a cada estado de daño.

CAPÍTULO VI

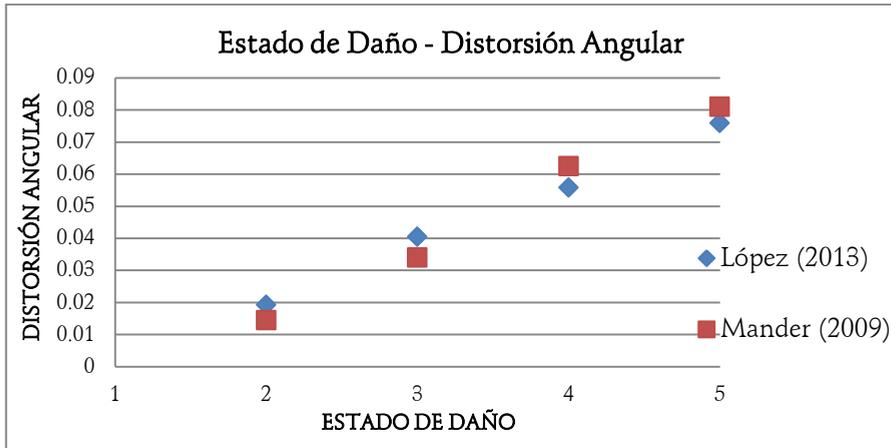


Figura VI.5. Relación Estado de Daño—Distorsión Angular, Mander et al (2009) y López et al (2013).

La grafica anterior muestra que el modelo de Mander et al (2009) es similar con el estudio de López et al (2013) por lo que para determinar pérdidas emplearemos el modelo desarrollado por López.

Pérdida económica

Para cuantificar las pérdidas económicas totales producidas por un evento sísmico es necesario dividir las pérdidas en dos tipos: pérdidas directas y pérdidas indirectas.

Pérdida económica directa. La pérdida económica directa es el daño económico generado directamente por un sismo, por ejemplo, el daño en los elementos estructurales del puente o el colapso del puente. Básicamente, estas pérdidas miden los costos de reparación o reemplazo de la estructura dañada.

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

Pérdidas económicas indirectas. Las pérdidas económicas indirectas representan las consecuencias de los daños ocasionados en las estructuras, como el alza de costos de materiales para construcción, la suspensión de las vías de comunicación impidiendo el tránsito y las pérdidas humanas.

Mander et al (2008) estiman un incremento, en promedio, de 30% de inflación debido al alza de los precios de materiales y mano de obra como consecuencia de un sismo. Este tipo de variable no se puede modelar fácilmente por lo que solo se toma una estimación.

El número de muertes puede ser estimado usando la probabilidad de pérdidas humanas multiplicado por el número probable de personas presentes en la longitud de la zona de peligro (longitud del puente más longitud necesaria para frenar a una velocidad de 100 km/h). La siguiente expresión representa el número de personas que pueden encontrarse en la longitud de peligro, Mander et al (2011):

$$Np = \frac{n(TPDA)(L + F)}{24(1000V)} \quad (\text{VI. 3})$$

donde:

n es promedio de ocupantes por vehículo;

$TPDA$ es el tránsito promedio diario anual tomado como 60,000;

L es la longitud del puente en metros;

F es la longitud de frenado en metros; y

V es la velocidad del vehículo tomada como 100 km/h.

CAPÍTULO VI

El TPDA para caminos en México, específicamente en la autopista de Constituyentes—La Marquesa se registraron volúmenes de tránsito promedios de 36,101 vehículos al día, según el reporte de 2010 proporcionado por Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos y por la Unidad de Autopistas de Cuota.

La probabilidad de pérdida humana no está definida para cada estado límite de daño; Mander et al (2011) propone calibrar el modelo de pérdidas con la probabilidad de pérdidas humanas asociada al *estado de daño* último, donde se presenta el colapso de la estructura, tomando como 10% de probabilidad de pérdidas humanas, 1.2 ocupantes por vehículo y un valor medio de 6 millones de dólares por vida según el Departamento de Transporte, Mander et al (2011) citando a Elms et al (1994).

Sustituyendo en la ecuación (V.I3) los parámetros para México tenemos:

$$n = 1.2;$$

$$TPDA = 36,101;$$

$$L = 150 \text{ m};$$

$$F = 100 \text{ m}; \text{ y}$$

$$V = 100 \text{ km/h}$$

$$N_p = 4.5 \text{ personas}$$

Para determinar las pérdidas debido a la suspensión de las vías de comunicación por la reparación o reconstrucción de la estructura, es necesario cuantificar el tiempo necesario para la

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

rehabilitación de las vías, las pérdidas que los propietarios tendrán por la suspensión de cobro de peaje, si es que el camino esta concesionado, el tiempo que tomará para llegar a usuarios a los destinos por vías alternas y el desgaste por el uso de estas vías.

El costo de pérdidas indirectas asociadas a la interrupción del tránsito propuesto por Mander et al (2011) cuantifica la pérdida del cobro de peaje y los kilómetros que se desvían los vehículos al tomar vías alternas, multiplicando el número de vehículos que circulan (Tránsito Promedio Diario Anual), por la distancia en kilómetros recorridos por el desvío, tomado un valor conservador de 1 dólar por kilómetros recorrido.

La tabla VI.4 muestra el tiempo necesario para reparar la estructura como función de los *estados de daño* y si es necesaria la suspensión del tránsito.

Tabla VI.4. Tiempo necesario para reparar el puente.

Estado de Daño	Suspensión	Tiempo
IP(ED1)	No	-
IP(ED2)	Si	< 3 días
IP(ED3)	Si	< 3 semanas
IP(ED4)	Si	< 3 meses
IP(ED5)	Si	> 3 meses

Mander et al (2011) presentan los siguientes resultados mostrados en la tabla VI.5, donde el costo pertenece a un *índice de pérdida* de 0.051, es decir *daño ligero* o ED2 para el puente descrito

CAPÍTULO VI

en el capítulo anterior (figura V.2). El costo de construcción del puente es de 3.6 millones de dólares, con un valor de 1,200 dólares por metro cuadrado. La cuantificación de pérdidas económicas involucra pérdidas directas y pérdidas indirectas, se divide la pérdida total en tres partes: pérdidas por daños en la estructura, pérdida de vidas y pérdidas por interrupción de las vías de comunicación.

Tabla VI.5. Resultados de Mander et al (2011).

Pérdida	Costo	Costo relativo
Daño estructura	\$ 183,600	1
Muertes	\$ 259,200	1.4
Interrupción de vías	\$ 546,000	3.0

El costo de vidas del modelo de Mander et al (2011) se cuantificó de la siguiente manera:

$$n = 1.2;$$

$$TPDA = 60,000;$$

$$L = 200 \text{ m};$$

$$F = 100 \text{ m};$$

$$V = 100 \text{ km/h};$$

$$N_p = 9 \text{ personas.}$$

$$(9)(\$6,000,000)(0.0048) = \$ 259,200$$

donde 0.0048 es la probabilidad de pérdida de vidas por el diseño sísmico de puentes asociado al índice de pérdida de 0.051 o estado de daño ED2. Si cambiamos el TPDA a 36,101 y sustituimos con los

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

parámetros de Mander et al (2011) en la ecuación (VI.3) tenemos $Np=4.52$, el costo para la pérdida de vidas anterior es:

$$(4.52)(\$6,000,000)(0.0048) = \$ 155,956.32$$

$$\frac{155,956.32}{183,600} = 0.85$$

Lo que representaría el costo por pérdida de vidas un 85% del costo directo para nuestros puentes en estudio.

De la tabla VI.5 tomaremos los valores relativos para cuantificar las pérdidas indirectas en nuestros modelos de puentes, incluyendo el 30% de la inflación seguido de un evento, para determinar el total de pérdidas económicas.

Costo modelos estructurales

El cálculo de costos de construcción, reparación y/o reconstrucción de los modelos estructurales se realizó de acuerdo con el reporte de costos de transporte del Departamento de Transporte de Florida, emitidos en junio de 2011, donde se presenta un costo de 1,336.88 dólares, en promedio, por metro cuadrado de construcción de puente y 365.97 dólares por metro cuadrado de demolición. Para hacer la conversión a pesos se toma un valor promedio de dólar de 13 pesos. La tabla VI.6 muestra el costo de construcción de los puentes en estudio.

La SCT publicó en abril de 2012 una metodología para estimar los costos de operación vehicular, costos de deterioro de pavi-

CAPÍTULO VI

mentos y demás infraestructura donde presenta costos por metro lineal de sustitución y rehabilitación de puentes, con el fin de actualizar la red carretera a las nuevas cargas vivas. Los puentes que fueron diseñados con una carga viva de un camión HS-15 son considerados puentes a remplazar con un costo de \$300,000/metro lineal; los puentes diseñados con camiones HS-20 y T3-S3 son considerados puentes a rehabilitar con un costo de \$125,000 y \$100,000/metro lineal respectivamente, para puentes en carreteras federales tipo A libres de cuota. Si el costo de remplazo lo transformamos a metros cuadrados dividiendo entre el ancho de nuestros puentes ($\$300,000/10.60$ metros) tenemos un costo de \$28,302 por metro cuadrado, esto es 61% más del costo propuesto por el departamento de Transporte de Florida. No se consideró este costo debido a que es un costo promedio por metro lineal donde involucran puentes de todos los tipos de materiales y todos los sistemas estructurales, mientras que los costos empleados son para puentes de concreto reforzado a base de tableros soportados por vigas presforzadas simplemente apoyadas, es decir un sistema estructural igual al de nuestros modelos.

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

Tabla VI.6. Costos de puentes, precios (2008).

MODELO	COSTO M ²	M ² PUENTE	COSTO DE PUENTE
Aguila 1	\$ 17,379.41	1060	\$ 18,422,174.34
Morelia 1	\$ 17,379.41	1060	\$ 18,422,174.34
Aguila 2	\$ 17,379.41	1060	\$ 18,422,174.34
Morelia 2	\$ 17,379.41	1060	\$ 18,422,174.34
Aguila 3	\$ 17,379.41	1060	\$ 18,422,174.34
Morelia 3	\$ 17,379.41	1060	\$ 18,422,174.34
Aguila 4	\$ 17,379.41	1060	\$ 18,422,174.34
Morelia 4	\$ 17,379.41	1060	\$ 18,422,174.34
Aguila 5	\$ 17,379.41	1590	\$ 27,633,261.52
Morelia 5	\$ 17,379.41	1590	\$ 27,633,261.52
Aguila 6	\$ 17,379.41	1590	\$ 27,633,261.52
Morelia 6	\$ 17,379.41	1590	\$ 27,633,261.52
Aguila 7	\$ 17,379.41	1590	\$ 27,633,261.52
Morelia 7	\$ 17,379.41	1590	\$ 27,633,261.52
Aguila 8	\$ 17,379.41	1590	\$ 27,633,261.52
Morelia 8	\$ 17,379.41	1590	\$ 27,633,261.52

Los costos por reparación se calcularon de la siguiente manera:

Se determinó el costo directo del estado de daño ED5 o colapso cuantificando el costo de demolición de la estructura y costo de reconstrucción. Por lo que tenemos:

Para puentes de 100 metros de longitud. El costo directo es:

$$(1060)(365.97)(13) + (1060)(1,336.88)(13) = \$ 23,465,281.65$$

Para puentes de 150 metros de longitud. El costo directo es:

$$(1590)(365.97)(13) + (1590)(1,336.88)(13) = \$ 35,197,922.48$$

CAPÍTULO VI

Para encontrar el costo directo de los demás estados de daño se normalizó el valor de ED5 igualándolo con el *índice de pérdida* correspondiente al colapso, es decir 1. Se multiplicó cada *índice de pérdida* por el costo de ED5 para obtener los costos de cada estado de daño, como se muestra en la tabla VI.7.

Tabla VI.7. Costos directo de reparación y/o construcción para cada *estado de daño*, precios (2011).

Estado de Pérdida	Índice de Daño	Costo ED5	Costo de EDi
PUENTE 100 m			
ED1	0	\$ 23,465,281.65	\$0.00
ED2	0.04	\$ 23,465,281.65	\$938,611.27
ED3	0.20	\$ 23,465,281.65	\$4,693,056.33
ED4	0.60	\$ 23,465,281.65	\$14,079,168.99
ED5	1.00	\$ 23,465,281.65	\$23,465,281.65
PUENTE 150 m			
ED1	0	\$ 35,197,922.48	\$0.00
ED2	0.04	\$ 35,197,922.48	\$1,407,916.90
ED3	0.20	\$ 35,197,922.48	\$7,039,584.50
ED4	0.60	\$ 35,197,922.48	\$21,118,753.49
ED5	1.00	\$ 35,197,922.48	\$35,197,922.48

Como se mencionó anteriormente, es necesario aumentar un 30% los costos anteriores para considerar la inflación, sin embargo únicamente lo consideraremos a partir del ED3. Las pérdidas ocasionadas por muertes se considerarán sólo en el ED5. A este nuevo costo se le adicionan los costos indirectos y el costo inicial para determinar el costo total. La tabla VI.8 muestra los costos

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

totales para cada estado de daño dependiendo de la longitud del puente.

Tabla VI.8. Índice de Pérdida—Costo.

ÍNDICE DE PÉRDIDA	COSTO INICIAL	COSTO DIRECTO	INFLACIÓN (1.3)	MUERTES (0.85)	INTERRUPCIÓN DE VÍAS (3)	COSTO TOTAL (\$)
PUENTES DE 100 M						
0.04	\$18,422,174.34	\$938,611.27	\$0.00	\$0.00	\$0.00	\$19,360,785.61
0.2	\$18,422,174.34	\$4,693,056.33	\$6,100,973.23	\$0.00	\$18,302,919.69	\$42,826,067.26
0.6	\$18,422,174.34	\$14,079,168.99	\$18,302,919.69	\$0.00	\$54,908,759.07	\$91,633,853.10
1	\$18,422,174.34	\$23,465,281.65	\$30,504,866.15	\$25,929,136.23	\$91,514,598.45	\$166,370,775.17
PUENTES DE 150 M						
0.04	\$27,633,261.52	\$1,407,916.90	\$0.00	\$0.00	\$0.00	\$29,041,178.42
0.2	\$27,633,261.52	\$7,039,584.50	\$9,151,459.84	\$0.00	\$27,454,379.53	\$64,239,100.89
0.6	\$27,633,261.52	\$21,118,753.49	\$27,454,379.53	\$0.00	\$82,363,138.60	\$137,450,779.65
1	\$27,633,261.52	\$35,197,922.48	\$45,757,299.22	\$38,893,704.34	\$137,271,897.67	\$249,556,162.75

La figura VI.6 muestra las curvas de *índice de pérdida* contra el costo total de reparación y/o reconstrucción para cada estado de daño.

CAPÍTULO VI

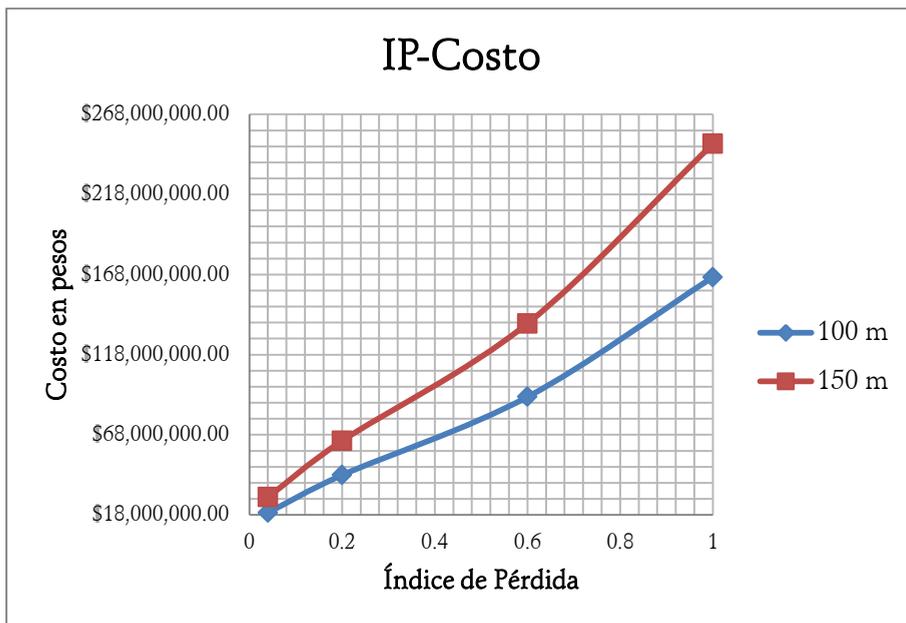


Figura VI.6. Índice de Daño—Costo.

Si comparamos los costos de la tabla VI.5 con los obtenidos para el modelo de 150 m de longitud con estado de daño ED2 o daño *ligero* restando el costo inicial:

Mander et al (2011)

Área del puente 3000 m².

Costo total $(183,600 + 156,060 + 546,000)(13) = \$ 11,513,580$

Puentes en México

Área del puente 1590 m².

Costo total $(\$36,510,177.57 - 27,633,261.52) = \$ 8,876,916.05$

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

El costo por metro cuadrado de construcción empleado por Mander et al (2011) es de $(1200)(13) = \$ 15600$, el empleado en este trabajo es de \$ 17,379.41, representado en un 11% de diferencia por lo que aumentaremos este porcentaje a costo de reparación del modelo de Mander et al (2011), por lo tanto:

$$\text{Costo total } (\$ 11,513,580)(1.11) = \$ 12,780,073.80$$

Si suponemos una relación lineal en el costo de reparación y el área en planta de los puentes, el costo del puente de 1590 metros cuadrados es,

$$\$ = \frac{12,780,073.80 * 1590}{3000} = 6,773,439.11$$

Comparando con el modelo para puentes de México se tiene una diferencia del 23% por encima del modelo propuesto por Mander et al (2009, 2011).

Si al eje de las abscisas de la figura VI.6 lo sustituimos por el valor de la distorsión angular a la que se presenta cada índice de pérdida, tendremos la curva Distorsión Angular-Costos que se muestra en la figura VI.7.

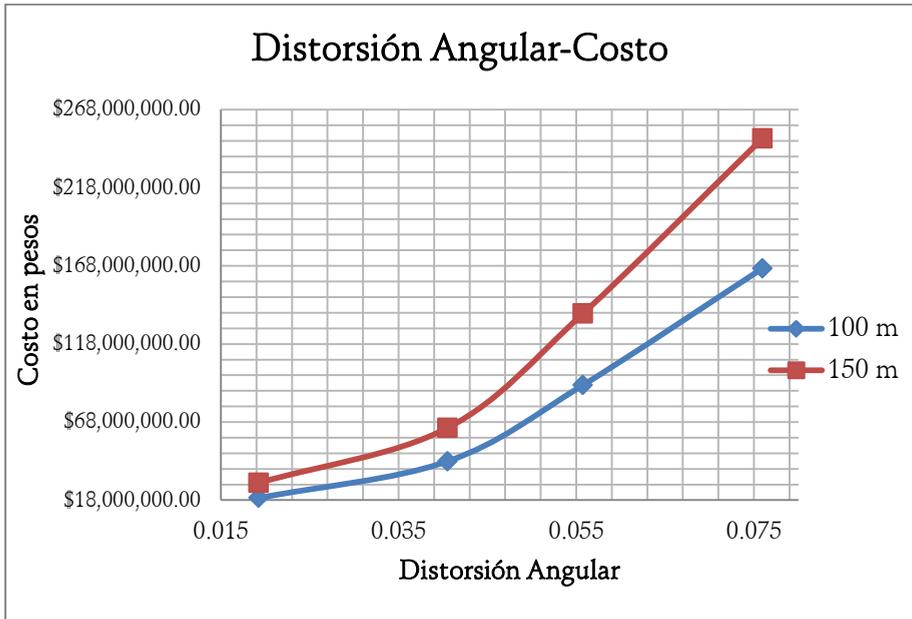


Figura VI.7. Distorsión Angular—Costo.

Del mismo modo sustituyendo la aceleración espectral a la que se presenta cada índice de pérdida obteniendo la curva Aceleración Espectral—Costo mostrada en la figura VI.8.

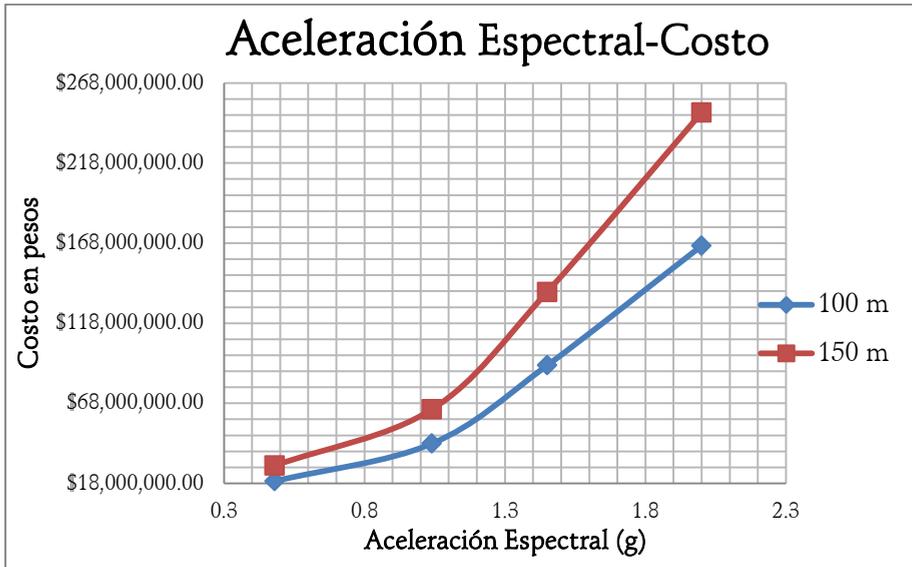


Figura VI.8. Aceleración Espectral—Costo.

De las gráficas anteriores: índice de pérdida—costo, aceleración espectral—costo y distorsión angular—costo, se gráfica la media y aplicamos regresiones para obtener las ecuaciones de las curvas, obteniendo las figuras V1.9, VI.10 y VI.11.

CAPÍTULO VI

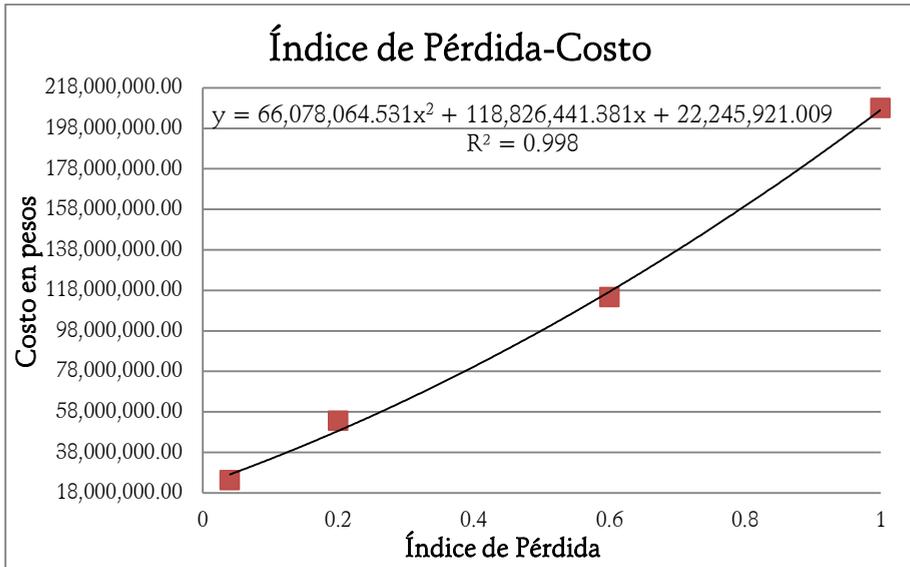


Figura VI.9. Índice de Pérdida—Costo.

La línea de tendencia de la figura anterior se realizó de acuerdo a una regresión polinómica cuya ecuación y correlación es la siguiente:

$$R^2 = 0.998$$

Media

$$COSTO = 66,078,065(IP)^2 + 118,826,441(IP) + 22,245,921 \quad (VI.4)$$

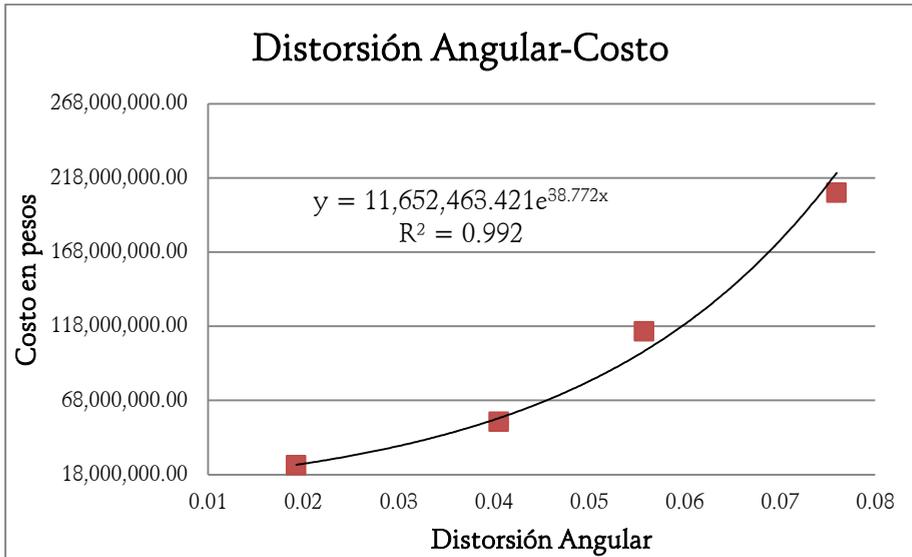


Figura VI.10. Distorsión Angular —Costo.

La línea de tendencia de la relación Distorsión Angular-Costo se realizó de acuerdo con una regresión exponencial cuya ecuación y correlación es la siguiente:

$$R^2 = 0.992$$

Media

$$COSTO = 11,652,463.421e^{38.772(\theta)} \quad (VI.5)$$

CAPÍTULO VI

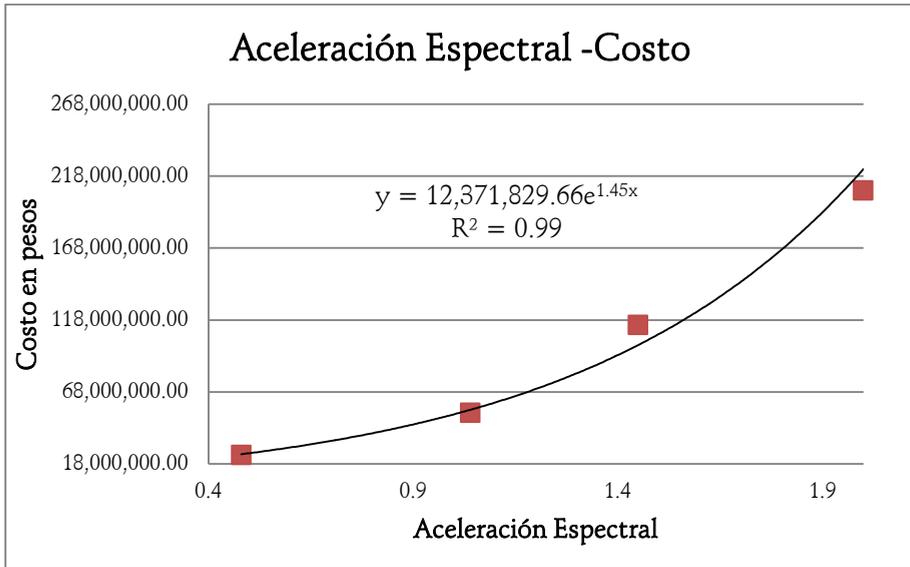


Figura VI.11. Aceleración Espectral—Costo.

Las líneas de tendencia de la relación Aceleración Espectral - Costo se realizó de acuerdo a una regresión exponencial cuya ecuación y correlación es la siguiente:

$$R^2 = 0.99$$

Media

$$COSTO = 12,371,829.66e^{1.43[Sa(g)]} \quad (VI.6)$$

Caso de estudio

El modelo desarrollado anteriormente se aplicó a la autopista Uruapan – Lázaro Cárdenas a la altura de la caseta *Las Cañas* en el kilómetro 212 hasta la ciudad de Lázaro Cárdenas, donde se identificaron los siguientes puentes con claros de longitud media:

- Puente paso del Chivo (3 claros de 30 m)
- Puente Arroyo las Cruces (3 claros de 20 m)
- PSV Ent. Rio Pitirera (3 claros de 20 m)
- Puente Arroyo Infiernillo (3 claros de 30 m)
- Puente San Diego I (3 claros de 30 m)
- Puente San Diego II (5 claros de 30 m)
- Puente San Diego III (3 claros de 30 m)
- Puente San Diego IV (2 claros de 20 m)
- Puente Pinzan I (3 claros de 20 m)
- Puente Pinzan II (2 claros de 20 m)
- Puente Pinzan IV (3 claros de 30 m)
- Puente el Pochote (4 claros de 30 m)
- Puente Rio Feliciano (4 claros de 20 m)
- Puente Rio Zorocua (4 claros de 20 m)

La longitud de los claros es una longitud promedio aproximada obtenida midiendo la longitud de los puentes por medio de Google Earth y dividiéndola entre el número de claros. El ancho de carril del tramo es de 12 metros. La figura VI.12 muestra la ubicación del tramo y los puentes en estudio.

CAPÍTULO VI

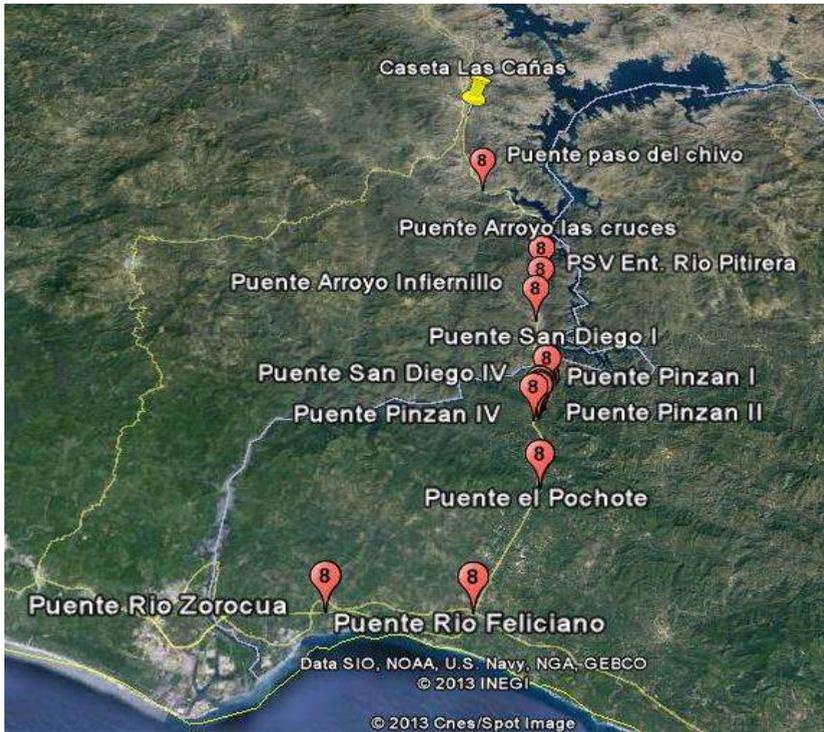


Figura VI.12. Tramo en estudio, Google Earth.

Las pérdidas económicas para el caso se obtendrán por medio de la distorsión angular en las pilas. Fue necesario obtener las pérdidas por metro cuadrado del puente. El área promedio de los puentes de estudio es de 1325 m^2 , por lo que dividiremos el eje de las ordenadas de la gráfica Distorsión Angular – Costo (figura VI.10) entre el área promedio. La figura VI.13 muestra la relación del costo de metros cuadrados asociado a la distorsión angular.

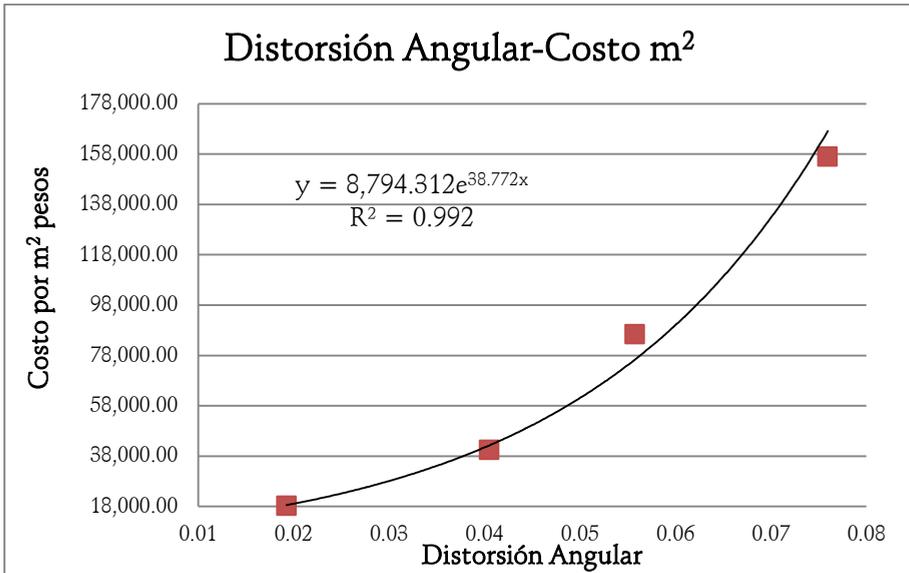


Figura VI.13. Distorsión Angular – Costo m².

El total de los metros cuadrados del tramo en estudio se multiplica por la cantidad correspondiente al costo por metro cuadrado producido por distorsión angular en las pilas, ya sea empleando la gráfica o la ecuación ajustada, obtendremos el total de pérdidas económicas. De tal forma que:

$$\begin{aligned}
 (3 \text{ claros} \times 30 \text{ m} \times 12) &= 1,080 \text{ m}^2 \\
 (3 \text{ claros} \times 20 \text{ m} \times 12) &= 720 \text{ m}^2 \\
 (3 \text{ claros} \times 20 \text{ m} \times 12) &= 720 \text{ m}^2 \\
 (3 \text{ claros} \times 30 \text{ m} \times 12) &= 1,080 \text{ m}^2 \\
 (3 \text{ claros} \times 30 \text{ m} \times 12) &= 1,080 \text{ m}^2 \\
 (5 \text{ claros} \times 30 \text{ m} \times 12) &= 1,800 \text{ m}^2 \\
 (3 \text{ claros} \times 30 \text{ m} \times 12) &= 1,080 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

CAPÍTULO VI

$$(2 \text{ claros} \times 20 \text{ m} \times 12) = 480 \text{ m}^2$$

$$(3 \text{ claros} \times 20 \text{ m} \times 12) = 720 \text{ m}^2$$

$$(2 \text{ claros} \times 20 \text{ m} \times 12) = 480 \text{ m}^2$$

$$(3 \text{ claros} \times 30 \text{ m} \times 12) = 1,080 \text{ m}^2$$

$$(4 \text{ claros} \times 30 \text{ m} \times 12) = 1,440 \text{ m}^2$$

$$(4 \text{ claros} \times 20 \text{ m} \times 12) = 960 \text{ m}^2$$

$$(4 \text{ claros} \times 20 \text{ m} \times 12) = 960 \text{ m}^2$$

$$\text{Total} = 13,680 \text{ m}^2.$$

Para determinar el costo de las pérdidas empleando la ecuación ajustada de la gráfica VI.13 es necesario multiplicar la ecuación por el total de metros cuadrados:

$$COSTO = (8,794.312e^{38.772(\theta)})(13,680 \text{ m}^2)$$

La tabla VI.9 muestra el costo para distintas distorsiones angulares.

Tabla VI.9. Distorsión Angular — Costo.

Distorsión Angular	Pérdida Económica
0.005	\$ 146,042,848.43
0.01	\$ 177,285,257.76
0.025	\$ 317,138,967.49
0.03	\$ 384,983,340.17
0.05	\$ 836,009,570.56
0.06	\$ 1,231,958,010.42

Puentes diseñados en los 60's y 70's

En México el diseño sísmico fue evolucionando a causa de eventos sísmicos que ocasionaban grandes pérdidas humanas y materiales, como es el caso del sismo de 1957 y el de 1985. El RCDF se empleaba para diseño sísmico en gran parte de país, para estructuras con periodos entre 0.6 y 1.5 segundos, se tenían coeficientes sísmicos en terreno firme entre 0.04 y 0.08 para el RCDF-66 y 0.12 y 0.16 para el RCDF-76, Godínez et al (2005); si tomamos en cuenta que los valores del factor de comportamiento sísmico o Q tenían valores entre 4 y 6 para RCDF-76, el diseño por sismo por lo general no regía, por lo que las estructuras se diseñaban únicamente por cargas verticales.

Para determinar las pérdidas en puentes diseñados por cargas gravitacionales se realizaron modelos en SAP2000 y se sometieron a los espectros elásticos del capítulo III, escalados con un periodo de retorno de 2500 años. La figura VI.14 muestra la relación Aceleración Espectral – Distorsión Angular para puentes con diseño convencional y los puentes de López et al (2013).

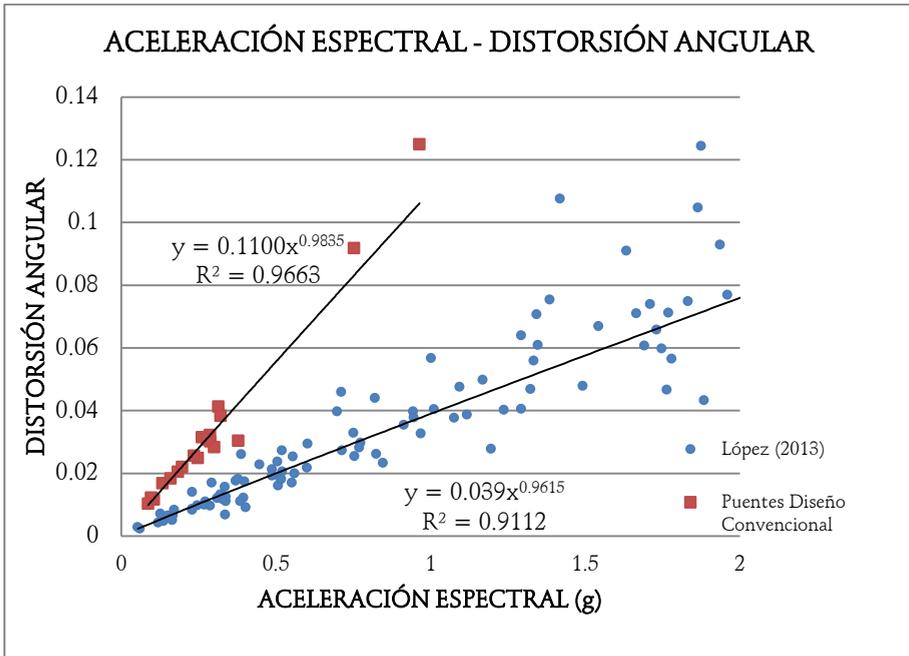


Figura VI.14. Aceleración Espectral – Distorsión Angular.

Si comparamos la aceleración espectral a la que se alcanzan cada uno de los estados de daño para los modelos de López et al (2103) y los puentes con diseño convencional, tenemos la gráfica de la figura VI.15, donde se muestra que los estados de daño se alcanzan con aceleraciones espectrales menores en diseño convencional en comparación con los puentes con diseño sísmico.

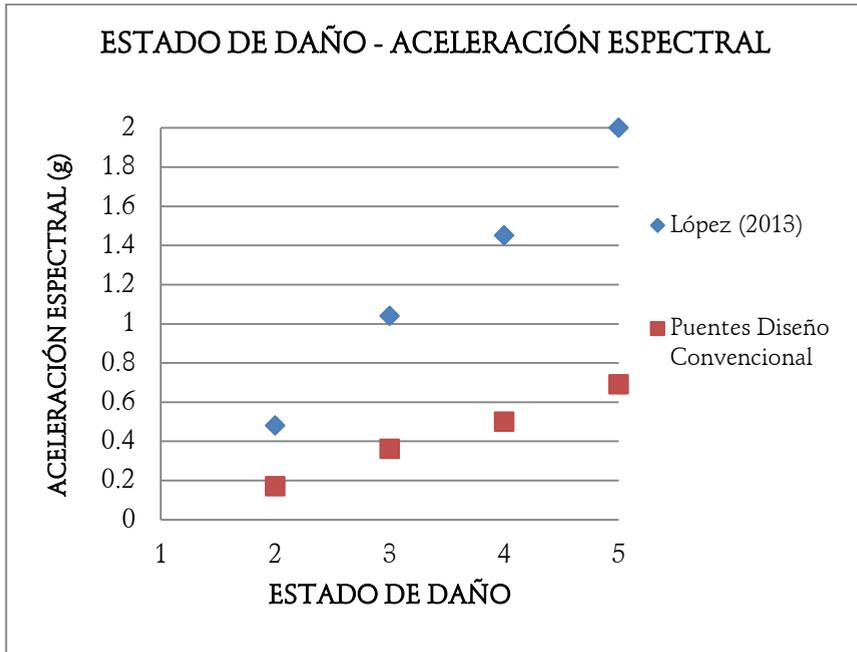


Figura VI.15. Estado de Daño - Aceleración Espectral.

El coeficiente sísmico para el diseño de puentes en Morelia es 0.16 incluyendo el factor de comportamiento sísmico ($Q=3$), mientras que el coeficiente sísmico equivalente para un diseño convencional en promedio es de 0.06. La grafica VI.16 muestra la relación de la aceleración del espectro elástico de respuesta promedio para el tipo de sismos que se presentan en el país contra los costos de reparación para el diseño sísmico y diseño convencional para un puente en México.

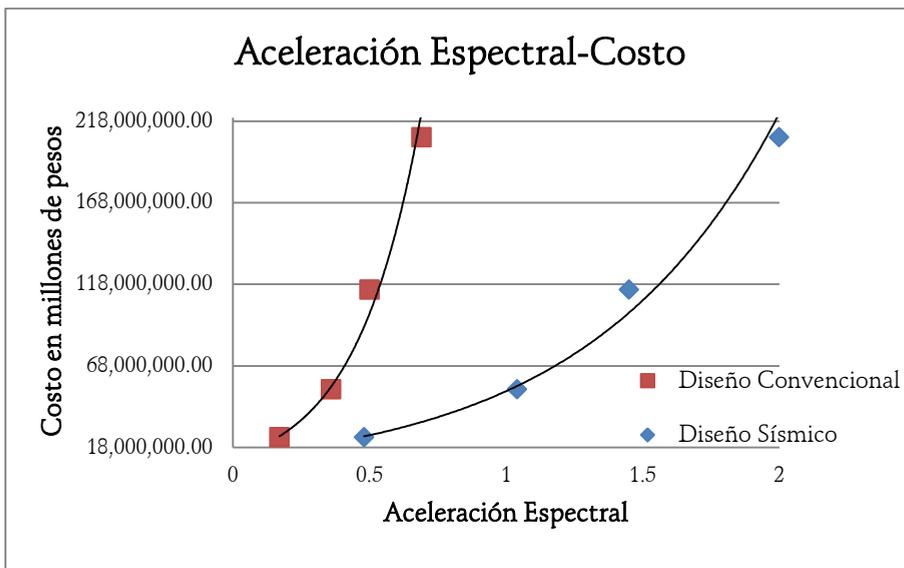


Figura VI.16. Aceleración Espectral – Costo.

Las gráficas anteriores muestran que para un diseño convencional los estados de daño se alcanzan a aceleraciones espectrales menores, por lo que un sismo de magnitud moderada ocasionaría daño y pérdidas económicas importantes, a diferencia de un diseño sísmico donde el colapso de la estructura se alcanza a más tres veces la aceleración espectral que ocasionaría el colapso de una estructura con diseño por cargas gravitacionales.

La ecuación de la curva Aceleración Espectral – Costo para diseños convencionales es la siguiente:

$$COSTO = C_1 e^{4.22[sa(g)]} \quad (VI.7)$$

Donde $C_1 = 12,120,217$

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

El puente de 5 metros de altura con diseño convencional tiene un periodo de 1.03 segundos, si sometemos este puente a varios espectros elásticos de respuesta obtenidos de los registros de las estaciones sísmicas para sismos de subducción tendremos las pérdidas mostradas en la tabla VI.10.

Tabla VI.10. Costo de puente convencional.

Registro	Sa(Tr=2500)	Costo Diseño Convencional
ATYC8509.191	0.4911273	\$ 96,296,518.30
PAPN8509.191	0.35842899	\$ 55,006,164.63
COYC8509.211	0.34085366	\$ 51,074,093.38
PAPN8509.211	0.1706831	\$ 24,907,217.38
UNIO8509.211	0.49659361	\$ 98,543,686.71
COYC8904.251	0.22200024	\$ 30,929,671.36
ATYC9607.151	0.15863435	\$ 23,672,449.85
VIGA9909.301	0.16292011	\$ 24,104,482.59

Mander et al (2009) también en su modelo de pérdida determinaron estados de daño para puentes con diseño convencional. La figura VI.17 muestra la aceleración espectral a la que se alcanza cada estado de daño en puentes sin diseño sísmico para el modelo de Mander y puentes en México.

CAPÍTULO VI

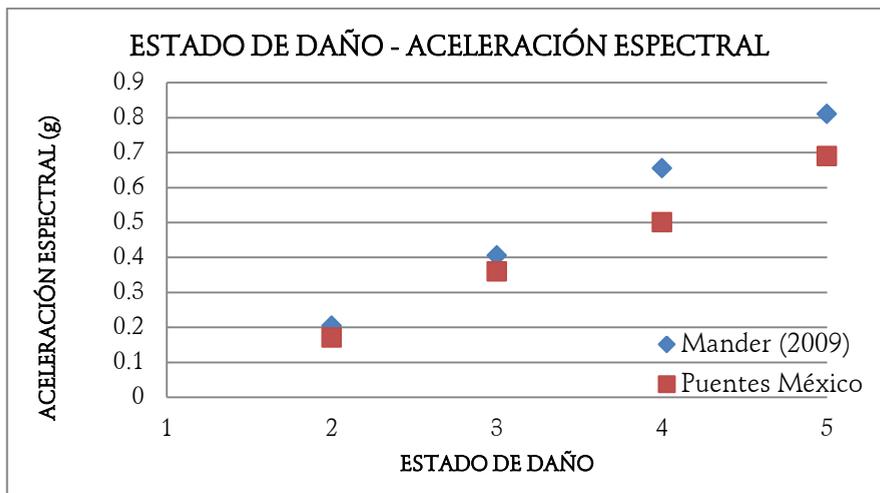


Figura VI.17. Estado de Daño - Aceleración Espectral, para diseño convencional de puentes.

La diferencia entre los puntos de la gráfica anterior se puede dar por tener distintas tipologías y/o diferentes fuentes sísmicas. Los puentes convencionales del estudio de Mander et al (2009) están soportados sobre una pila de 7 metros de altura, mientras que los puentes de estudio están soportados sobre 4 pilas que van desde 5 metros hasta 20 metros de altura. Por otro lado el tipo de sismos en México es distinto al de los que se presentan en EUA, como ya se mencionó el estudio contempló sismos de subducción y de falla normal, mientras que los sismos que se presentan en California se producen por falla de transformación. No obstante estas diferencias, es interesante observar que ambas curvas son relativamente cercanas una de la otra lo que muestra que resultados como los de este estudio pueden utilizarse para evaluar pérdidas esperadas de otras tipologías de puentes en México.

CONCLUSIONES

Resumen

En el presente trabajo se determinó un modelo para estimar pérdidas económicas ocasionadas por daño y/o colapso de puentes en México a consecuencia de sismos de subducción y sismos de falla normal que se presentan en el país.

La tipología de puentes con los que se determinaron las pérdidas económicas, correspondió a estructuras de 5 claros de 20 y 30 metros de altura de pilas regulares, 4 pilas con distintas alturas en el intervalo de 5 a 20 metros, ancho de camino de 10.6 metros, con tableros soportados por vigas presforzadas tipo ASSTHO. El diseño sísmico se realizó para localizaciones de la costa (Aquila) y de la ciudad de Morelia para considerar zonas de alta y mediana sismicidad. También se determinaron pérdidas económicas esperadas de puentes en zonas sísmicas, cuyo diseño fuera única-mente realizado bajo la acción de cargas gravitacionales.

Los puentes diseñados se sometieron a 20 distintos espectros elásticos de respuesta obtenidos de registros de estaciones sismológicas, 10 espectros de subducción y 10 espectros de falla normal, escalados con base en un espectro de peligro uniforme

CONCLUSIONES

para el estado de Michoacán, con periodo de retorno de 2500 años.

De los análisis anteriores se obtuvieron relaciones de Aceleración Espectral—Distorsión Angular y se compararon con estudios de Mander et al (2009, 2011) y López et al (2013) donde se determinan las mismas relaciones. La evaluación de daños como función de la magnitud de la aceleración espectral, se realizó con base en el parámetro de demanda ingenieril de distorsión angular de las pilas.

Se cuantificaron costos de reparación para distintos tipos de daño, que van desde daño ligero hasta colapso de la estructura, y se determinaron las relaciones de aceleración espectral—costo y distorsión angular—costo, para los puentes del estudio.

El modelo se aplicó para determinar las pérdidas económicas a dos casos de estudio: un tramo de la Autopista Uruapan-Lázaro Cárdenas, donde se evaluaron las pérdidas económicas producidas por distintas distorsiones angulares; y puentes con diseño sísmico de la década de los 60s y 70s, donde se obtuvieron los costos de reparación y/o sustitución de las estructuras con base en los espectros sin escalar y los obtenidos para un periodo de retorno de 2500 años.

Resultados

De la relación Aceleración Espectral—Distorsión Angular obtenida de los modelos, se observó un comportamiento similar entre los modelos de Mander et al (2009) y los análisis realizados por López et al (2013). En estos trabajos, se consideraron modelos inelásticos de las pilas de los puentes para los diferentes parámetros de demanda ingenieril estimados.

Las pérdidas económicas ocasionadas por pérdidas humanas del modelo de Mander et al (2011) representan 1.4 veces las pérdidas directas debido a que se contempla un mayor Tránsito Diario Promedio Anual (TPDA) mientras que en el modelo propuesto representan 0.85 de las pérdidas directas consecuente de que en México el TPDA es 40% menor.

Las siguientes ecuaciones que relacionan distorsión angular con el daño, se determinaron mediante regresiones exponenciales y representan a puentes con longitud total de entre 100 y 150 metros de longitud:

Distorsión angular—costo

$$COSTO(\theta) = 11,652,463 e^{38.772(\theta)}$$

donde θ es la demanda de distorsión angular de las pilas y $COSTO(\theta)$ es la pérdida económica promedio en pesos para un puente con las características de los considerados en este estudio, producida por la distorsión angular.

CONCLUSIONES

Aceleración espectral—costo

$$COSTO(Sa) = 12,371,829 e^{1.43[Sa(g)]}$$

donde $[Sa(g)]$ es la aceleración espectral en función de la gravedad alcanzada en el primer periodo del puente y $COSTO(Sa)$ es la pérdida económica promedio en pesos para un puente con las características del estudio, producida por la aceleración espectral Sa .

Para puentes diseñados bajo cargas gravitacionales, los estados de daño se alcanzan a aceleraciones espectrales menores, por lo que un sismo de magnitud moderada ocasionaría daño y pérdidas económicas importantes. En puentes con diseño sísmico en Morelia, el colapso de la estructura se alcanza a más de tres veces la aceleración espectral que ocasionaría el colapso de una estructura con diseño por cargas gravitacionales.

Al comparar el modelo de Mander et al (2009), donde la tipología es distinta a los modelos de este estudio, con los resultados de este trabajo, se encontraron similitudes en el comportamiento de las curvas de pérdidas económicas, lo que muestra que resultados como los de este estudio puede utilizarse para evaluar las pérdidas esperadas de otras tipologías de puentes en México.

REFERENCIAS

Acero JA. (2004). *Comparación de las Normas Sísmicas más utilizadas para Puentes Continuos en el Perú y sus Métodos de Análisis*. Tesis de Magíster en Ingeniería Civil. Lima, Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú.

CFE. (2008). *Manual de Diseño de Obras Civiles*. México.

Damnjanovic I, Mander JB & Sircar J. (2008). *Loss Modeling for Pricing Catastrophic Bonds*. Research Report 167172-1.

Dhakal RP & Mander JB. (2006). *Financial risk assessment methodology for natural hazards*. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 39(2), pp 91-105.

Federal Emergency Management Agency (FEMA). (1997). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Rep. No. 356, FEMA, Washington, DC.

Florida Department of Transportation. (2011). *Bridge Costs*. Transportation Costs Report.
<http://www.dot.state.fl.us/planning/policy/costs>

Ghobarah A, Aly NM, El-Attar M. (1997). *Performance level criteria and evaluation*. *Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the next Generation of Codes*. Balkema, Rotterdam, pp. 207–215.

REFERENCIAS

Ghorawat S, Mander JB & Damnjanovic ID. (2011). *Rapid Modelling of Direct and Indirect Losses for Seismically Damaged Structures*. Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Society 14-16, Auckland, New Zealand Paper Number 209.

Godínez EA, Tena A y Pérez LU. (2005). *Vulnerabilidad de estructuras con base en marcos de concreto reforzado en el valle de México ante un escenario similar al sismo de septiembre de 1985*. Revista de Ingeniería Sísmica No. 73 pp. 71-101.

Heo YA, Kunnath SK & Abrahamson N. (2011). *Amplitude-Scaled versus Spectrum-Matched Ground Motions for Seismic Performance Assessment*. Journal of Structural Engineering © ASCE. pp. 278-288.

Huang YN, Whittaker AS, Luco N & Hamburger RO. (2011). *Scaling Earthquake Ground Motions for Performance-Based Assessment of Buildings*. Journal of Structural Engineering © ASCE. pp. 311-321.

Jara JM & Jara M. (2007). *Peligro Sísmico*. Ed. Morevallado.

Jara JM, Jara M, Rojas R M, Cruz JI, Hernández H & Álvarez J. (2009). *Desarrollo de un procedimiento para reducir la vulnerabilidad sísmica de puentes en México*. Reporte técnico para el CONACYT del proyecto 47314.

Karim KR & Yamazaki F. (2001). *Effect of earthquake ground motions on fragility curves of highway bridge piers based on numerical simulation*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 30(12): pp. 1839–1856.

Karim KR & Yamazaki F. (2003). *A simplified method of constructing fragility curves for highway bridges*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 32: pp. 1603–1626.

Kennedy RP, Cornell CA, Campbell RD, Kaplan S & Perla HF (1980). *Probabilistic Seismic Safety Study of an Existing Nuclear Power Plant*. Nuclear Engineering and Design No.59, pp 315-338.

López, MG & Jara, JM. (2013). *Funciones de demanda estructural de puentes carreteros típicos en México*. Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, UMSNH.

Mander JB, & Basoz N. (1999). *Seismic fragility theory for highway bridges- optimizing post-earthquake lifeline system reliability*. Proceedings of the Fifth US Conference on Lifeline Earthquake Engineering, Seattle, WA. pp. 31-40.

Mander JB, & Sircar J. (2009). *Loss model for seismically damaged structures*. Proc. Structures Congress, ASCE, Austin, TX. pp. 1077-1086.

Mander JB, Dhakal RP, Mashiko N & Solberg KM. (2007). *Incremental dynamic analysis applied to seismic financial risk assessment of bridges*. Engineering Structures, 29(10), pp 2662-2672.

REFERENCIAS

Nielson BG & DesRoches R. (2007). *Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36: pp. 823–839

Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal. (2004). *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto*. Diario Oficial de la Federación, México, DF.

OES. (1995). *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. SEAOC, Sacramento, CA.

Park YJ, Ang AH-S & Wen YK. (1984). *Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design of R.C. Buildings*. Civil Engineering Studies, Structure Research Series No. 516. University of Illinois Engineering Experiment Station.

SCT. (1985). *La Construcción de Puentes en México*. SCT. México.

SCT. (2010). *Volúmenes de tránsito registrados en las estaciones permanentes de conteo de vehículos*. México.

SCT. (2012). *Metodología de cálculo de Costos de Operación Vehicular y Costos de Deterioro Pavimentos y demás infraestructura*. México.

Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP). (1980). *Planos de Proyectos Tipo de Puentes*. SCT. México.

Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP). (1981). *Planos de Proyectos Tipo para Caminos Rurales*. SCT. México.

MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA

Secretaría de Obras Públicas (SOP). (1966). *Planos de Proyectos Tipo de Puentes*. SCT. México.

Structural Engineers Association of California (SEAOC). (1999). *Guidelines for performance-based seismic engineering*. SEAOC Blue Book. Appendix I.

Sircar J, Mander JB & Damnjanovic I. (2009). *Loss model for seismically damaged bridges*. 2o. Simposio Internacional de Diseño de Puentes. Morelia, Michoacán.

Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. (1999). *Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes*. México.

Solberg KM, Dhakal RP, Mander JB & Bradley BA. (2008). *Computational and rapid expected annual loss estimation methodologies for structures*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 37(1), pp. 81-101.

Modelos de pérdida de puentes de longitud media, de Marco Antonio Orozco Maciel y José Manuel Jara Guerreo, se imprimió en abril de 2013.