



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

ESTIMACIÓN DE LA RESILIENCIA SÍSMICA EN ESCUELAS DEL SECTOR
PÚBLICO

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

PRESENTA:
CARLOS EMILIANO GONZÁLEZ CALVA

TUTOR PRINCIPAL
DR. MAURO POMPEYO NIÑO LÁZARO
FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD.MX., (ENERO) 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Ayala Milian Amado Gustavo

Secretario: Dr. López Bátiz Oscar Alberto

Vocal: Dr. Niño Lázaro Mauro Pompeyo

1^{er.} Suplente: Dr. Reinoso Angulo Eduardo

2^{d o.} Suplente: Dr. Jaimes Téllez Miguel Ángel

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Posgrado de ingeniería, edificio S, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A mi director de tesis, el **Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro** por todo el apoyo brindado durante la realización de este proyecto.

Al **Dr. Eduardo Reinoso, Dr. Gustavo Ayala, Dr. Miguel Jaimes y Dr. Oscar López** por sus valiosas observaciones que ayudaron a enriquecer el contenido de esta tesis.

A la **Universidad Nacional Autónoma de México** por brindarme la oportunidad de desarrollar mis estudios de maestría.

Al **CONACYT** por el apoyo económico brindado a través de su programa de becas, durante la realización de mis estudios de posgrado.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	INTRODUCCIÓN	3
CAPÍTULO 2	ANTECEDENTES	6
2.1	Definiciones de resiliencia y conceptos fundamentales.....	6
2.2	Estado del arte.....	7
2.3	Dimensiones y propiedades de la resiliencia	11
2.4	¿Cómo lograr sistemas resilientes?	14
2.5	Modelo matemático para medir la resiliencia.....	14
CAPÍTULO 3	METODOLOGÍA PROPUESTA	16
3.1	Características estructurales.....	16
3.2	Amenaza sísmica	17
3.2.1	Análisis probabilístico de amenaza sísmica	18
3.2.2	Ecuaciones de predicción del movimiento	19
3.3	Vulnerabilidad estructural.....	19
3.3.1	Curva de capacidad dinámica	20
3.3.2	Índices de daño	26
3.3.3	Función devulnerabilidad	27
3.3.4	Clasificación de las pérdidas	29
3.4	Riesgo	30
3.4.1	Pérdida anual esperada, <i>EAL</i>	30
3.4.2	Máxima pérdida probable, <i>PML</i>	31
3.5	Función de recuperación, <i>f_{rec}</i>	31
3.5.1	Modelos de recuperación.....	33
3.5.2	Técnicas de rehabilitación	34
3.5.3	Estados de daño	36
3.6	Resiliencia sísmica.....	36
CAPITULO 4	CASOS DE ESTUDIO.....	39
4.1	Descripción de las estructuras.....	39

4.1.1	Demandas sísmicas de diseño.....	40
4.1.2	Modelado	42
4.1.3	Diseño estructural	43
4.2	Definición de la amenaza sísmica.....	46
4.2.1	GMPE	46
4.3	Vulnerabilidadestructural.....	47
4.3.1	Índices de daño	53
4.4	Riesgo	54
4.5	Función de recuperación	56
4.6	Resiliencia sísmica.....	62
4.7	Resultados	64
CAPITULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		68
5.1	Conclusiones	68
5.2	Recomendaciones	69
ANEXOS		80
1)	Registros sísmicos	80

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas el avance tecnológico ha provocado un crecimiento exponencial de la infraestructura, la cual es cada vez más necesaria para el desarrollo de las actividades sociales. Debido a esto, los fenómenos naturales, tales como sismos, deslizamientos de tierra, erupciones volcánicas, inundaciones y tormentas tropicales afectan en mayor medida la vida del hombre al provocar cambios en el nivel de desempeño a la infraestructura que se usa paravivienda, educación, recreación o gobernanza, entre otros. Los sismos ocurridos en 1985 y los recientes en septiembre de 2017 provocaron grandes pérdidas en la infraestructura del país (Cruz y Rojas, 1996; Dávila, 1986; INEGI, 2017). En particular, el sector educativo sufrió graves consecuencias ya que, durante los sismos de septiembre de 1985, un total de 1,294 escuelas fueron afectadas en la Ciudad de México(Cruz y Rojas, 1996), esto representa un 49% del total de las edificaciones dañadas, de manera reciente, en el estado de Puebla se registraron daños en al menos 934 escuelas durante el sismo del 2017 (SEP, 2017).

Actualmente, es común que las edificaciones se construyan de acuerdo a los códigos de diseño (*e.g.* NTCDF, ACI, ASCE), los cuales están creados con el objetivo de garantizar seguridad vital ante la ocurrencia de ciertos eventos, permitiendo daños severos a los componentes estructurales y no estructurales. El diseño basado en desempeño surge como una medida para garantizar un cierto nivel de desempeño de acuerdo a las necesidades y objetivos que se establezcan para la infraestructura evaluada (FEMAP-424, 2012) y ya existen varios documentos con pautas bien establecidas para realizar diseño por desempeño (*e.g.* ICC PC, NFPA). Sin embargo este criterio, a pesar de prevenir pérdidas en términos de vida humana y limitar en cierta medida los daños, no toma en cuenta las consecuencias que conllevan esos daños en el desarrollo socioeconómico post-sismo, por lo que, el siguiente paso natural en el diseño estructural es el diseño basado en resiliencia, pues toma en cuenta no sólo los posibles daños dentro de la infraestructura a construir, sino que también las posibles repercusiones en las actividades socioeconómicas de la comunidad. Para llegar a esto es necesario establecer claramente métodos para cuantificar las variables involucradas.

Si bien, es deseable que todas las estructuras mantengan cierta integridad durante y después de los eventos catastróficos, algunas de las estructuras dañadas provocan una mayor repercusión en las actividades sociales al dificultar o imposibilitar el uso de dicha estructura durante su periodo de reparación. Tal es el caso de las escuelas del sector público, pues no solo fallarían en cumplir la tarea de educar, sino que también son edificaciones típicamente usadas como albergues durante y después de los eventos dañinos. Esto sucedió durante el huracán Odile, periodo en el que fueron usadas una serie de instituciones educativas como refugio (Muriáet *al.*, 2015).

Ha quedado establecido que, históricamente, la infraestructura de las instituciones educativas han sido algunas de las edificaciones con mayor daño durante los eventos sísmicos, situación que no debería ocurrir. Al mismo tiempo, se ha expuesto que estas mismas estructuras son usadas comúnmente como un recurso de apoyo y resguardo a la comunidad durante algunos eventos dañinos. Esto deja ver la importancia de garantizar que las estructuras y en particular, las escuelas del sector público, muestren un desempeño adecuado durante el evento sísmico, o bien, que sean capaces de regresar a un nivel de funcionalidad adecuada para desarrollar funciones típicas secundarias como albergues en un periodo corto de tiempo.

Con base a lo anterior, es evidente que es necesario conocer la resiliencia sísmica de cada estructura, que en esta tesis se define como la capacidad de un sistema para regresar a un nivel de desempeño adecuado en un periodo de tiempo corto, tras ser sometido a uno o varios eventos sísmicos. A pesar de que este concepto es relativamente nuevo, no significa que no se haya abordado este aspecto de forma indirecta anteriormente, lo cual se ha hecho por medio de las actualizaciones en los reglamentos de construcción (GDF, 1942; GDF, 1977; GDF, 1989; GDF, 2004; GDF, 2017). En los comienzos de la civilización, el hombre realizaba construcciones simples con los materiales disponibles en el medio que lo rodeaba, con el paso del tiempo, el crecimiento de la población hizo necesaria la creación de infraestructura para el continuo desarrollo social. Eventualmente y gracias a extensas investigaciones, se consiguieron avances científicos y tecnológicos mediante los cuales fue posible implementar estándares de construcción para conseguir de forma segura la deseada infraestructura. En particular en América; en Estados Unidos, el primer código de construcción en concreto por parte del ACI apareció entre 1910 y 1914 (Wilde, 2004), mientras que en México el primer reglamento de construcciones del Distrito Federal fue emitido en 1942 (GDF., 1942) aunque las Normas Técnicas Complementarias surgieron hasta 1977. Con el paso de los años y a la luz de lo encontrado en nuevas investigaciones, se han realizado cuantiosas y constantes modificaciones en los reglamentos de construcción en México (en particular las Normas Técnicas Complementarias y el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, CFE) modificaciones que se basan principalmente en el ajuste de las demandas y resistencias para poder crear un diseño estructural más eficiente y seguro. Ya que cada vez se posee más información acerca del comportamiento real de las demandas y las resistencias, se espera que los diseños sean gradualmente más seguros, por lo tanto, es razonable esperar que la resiliencia sísmica también vaya en aumento con la implementación de cada nueva serie de reglamentaciones.

Esta metodología se propone con base en lo planteado por Cimellaro *et al.* (2010); además, se propone un modelo para la estimación de un valor de resiliencia sísmica global, el cual permite caracterizar la resiliencia de una estructura, no solo para un evento sísmico específico, sino para todo el ambiente sísmico en el que se encuentra, ya que no se sabe con certeza, cuándo ocurrirá el evento sísmico que la afectará, ni las características de éste en

términos de magnitud, intensidad o localización epicentral. El marco teórico para la cuantificación de la resiliencia, planteado en la literatura (Bruneau, 2003; Cimellaro, 2005; Cimellaro, 2010) se ha modificado de tal manera que tome en cuenta el ambiente sísmico en el que se encuentren las estructura y no solamente un evento específico. Para ejemplificar su uso, se estudian seis estructuras hipotéticas con las siguientes características: escuelas de uno, dos y tres niveles construidas con los reglamentos de diseño vigentes en 1993 y 2008 (NTC-198, MOC-1993 y NTC-2004, MOC-2008, respectivamente), todas ubicadas en la ciudad de Puebla. La elección de las tipologías estructurales se basó en las características de la mayor parte de las escuelas actualmente en uso.

El objetivo principal de esta tesis es establecer una metodología para determinar la resiliencia sísmica global de estructuras construidas a base de elementos de concreto reforzado, aplicable a estructuras en todo el país y que sirva de herramienta en la toma de decisiones con alto impacto socioeconómico. Por otro lado, como objetivo secundario, el presente documento evalúa en qué grado se ve mejorada la resiliencia tras la implementación de los nuevos reglamentos al comparar estructuras construidas con reglamentos recientes y con versiones anteriores de las normativas.

El capítulo 2 de esta tesis abarca los antecedentes, en donde se explican los conceptos fundamentales, además de exponerse las investigaciones más relevantes realizadas hasta el momento. Posteriormente, el capítulo 3 presenta la metodología propuesta para la estimación de la resiliencia sísmica, la cual comprende la determinación de las características estructurales a partir de un diseño basado en reglamentos de construcción pertinentes, la definición de la amenaza sísmica probabilística, el cálculo de la vulnerabilidad estructural por medio de análisis no dinámicos incrementales y la implementación de modelos de índices de daño basados en distorsiones, el análisis de riesgo sísmico para encontrar valores de pérdidas, la definición de las funciones de recuperación en base a la magnitud de las pérdidas definidas y finalmente el cálculo de la resiliencia sísmica global. El capítulo 4 expone los resultados obtenidos al evaluar los casos de estudio por medio del método descrito, y por último el capítulo 5 muestra las conclusiones y recomendaciones propuestas para trabajos posteriores.

CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES

El término resiliencia fue usado inicialmente en el campo de la ecología para definir la habilidad de los ecosistemas para regresar a un estado de equilibrio tras una perturbación temporal (Holling, 1973); sin embargo, este concepto se ha expandido hacia muchos otros campos, tal como la ingeniería, en donde se usa el concepto resiliencia sísmica para describir la habilidad de los sistemas (*e.g.* comunidades, organizaciones) para mitigar la amenaza, refrenar los efectos de los desastres cuando ocurren y llevar a cabo actividades de recuperación para de esta forma minimizar la interrupción en las actividades sociales.

2.1 Definiciones de resiliencia y conceptos fundamentales

Mileti(1999) explica una comunidad resiliente como una capaz de soportar un evento extremo, ya sea natural o causado por el hombre, con un nivel de pérdidas tolerable y que es capaz de tomar acciones de mitigación con el fin de alcanzar cierto nivel de protección.

Bruneau(2003) describe un sistema resiliente como aquel que presenta una menor probabilidad de falla, menores consecuencias causadas por la falla (menores pérdidas de vidas, económicas, etc.) y menor tiempo de recuperación (restauración de un sistema a su nivel de desempeño normal).

Cimellaro(2010) define la resiliencia a través de una función que indica la capacidad para mantener un nivel de funcionalidad o desempeño para cierta edificación, puente, infraestructura o comunidad, en un periodo de tiempo (tiempo de control), determinado usualmente por los dueños del bien o por las necesidades sociales (tiempo de vida efectivo).

Al aplicar el concepto de resiliencia a la ingeniería estructural, se puede definir como la capacidad de los sistemas estructurales para mantener cierto nivel de funcionalidad durante y después de un sismo. El periodo de tiempo que abarca desde el momento en que inicia la perturbación y el momento en el que se alcanza de nuevo el estado de funcionalidad deseado se conoce como tiempo de recuperación. Este parámetro se establece como una variable aleatoria con grandes incertidumbres por lo que es complejo estimarlo con precisión.

Lo anterior está asociado a un parámetro que se conoce como función de desempeño, la cual establece la relación entre la funcionalidad de un sistema y el tiempo. Incluye a la función de recuperación la cual solo abarca el periodo desde que comienzan a movilizarse los recursos hasta que el sistema alcanza de nuevo un nivel de funcionalidad adecuado.

2.2 Estado del arte

Bruneau *et al.* (2003) proponen un amplio marco teórico y una serie de medidas para estimar empíricamente que tan resiliente es un sistema. Se aplica el concepto de desempeño de un sistema, como una medida en función del tiempo que sirve para caracterizar la resiliencia, considerando que el desempeño puede variar de 100% (sistema completamente funcional) hasta 0% (el sistema no puede proveer ningún servicio), siendo los eventos sísmicos los responsables por la degradación de esta variable.

El modelo propuesto por estos autores (ec. 1) estima la pérdida de resiliencia a partir de la variación en el nivel de desempeño de un sistema en un tiempo determinado, estableciendo las bases para investigaciones posteriores.

$$R_B = \int_{t_0}^{t_1} [100 - Q(t)] \quad (1)$$

Dónde R_B es la pérdida de resiliencia sísmica, $Q(t)$ es una variable dependiente del tiempo que define el nivel de desempeño, t_0 marca el tiempo de ocurrencia de un evento sísmico que cambie el nivel de desempeño de un sistema y t_1 marca el tiempo para el cual, el sistema ha regresado a un nivel de desempeño deseado. La figura 1 muestra la representación gráfica de la ecuación expuesta, presentando la pérdida de resiliencia R_B en el área sombreada.

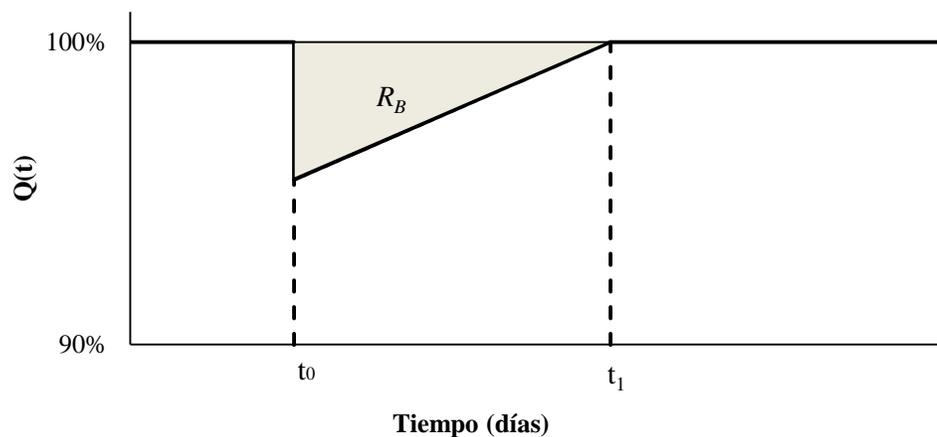


Figura 1 Pérdida de resiliencia de acuerdo al enfoque de Bruneau *et al.* (2003)

Además, en su trabajo presentan diagramas de flujo que ayudan a identificar los pasos más importantes para determinar la resiliencia de las comunidades y su infraestructura. En el caso de la infraestructura (el más relevante para la presente investigación) se muestra como la resiliencia puede medirse como la probabilidad de que el sistema pueda satisfacer criterios de resistencia y recuperación. Esta probabilidad se valora, evaluando el desempeño de la infraestructura ante una serie de eventos sísmicos. El decremento en el nivel de

desempeño y el tiempo que tarda en restablecerse el sistema puede evaluarse para cada uno de los escenarios sísmicos planteados. En caso de que el valor de resiliencia sea menor a un nivel deseado, previamente establecido, es posible valorar y modificar las condiciones pre y post sismo, para mejorar la resiliencia.

Por otro lado Davidson y Cagnan(2004) proponen un modelo para evaluar el proceso de restauración post-sísmica para sistemas de energía eléctrica. Partiendo de un estado de daño definido por el modelo de estimación de daño del departamento de agua y energía de Los Ángeles (LADWP), generan un modelo de simulación de eventos discretos para representar el proceso de restauración, basándose en datos disponibles. La implementación de estos modelos presentó dos ventajas importantes, 1) una mejor estimación cuantitativa de los tiempos de restauración requeridos para evaluar pérdidas económicas, causadas por interrupción de las actividades de los negocios y 2) ya que se consultó al LADWP, las actividades de restauración propuestas son las que en realidad se efectúan tras eventos dañinos, por lo tanto facilita identificar eficientemente maneras de mejorar los procesos de restauración en futuros eventos sísmicos.

Así mismo, Chang y Shinozuka(2004) proponen una medida cuantitativa de resiliencia aplicándola al sistema de agua potable de Memphis, Tennessee. Además, exploran el alcance de los modelos de estimación de pérdidas para usarse en la cuantificación de la resiliencia.

Cimellaro *et al.*(2005) formulan el primer marco teórico para cuantificar la resiliencia sísmica, la cual se define para la infraestructura formada por las instalaciones de un hospital de cuatro niveles ubicado en el sur de California, construido en 1970 y elaborado a base de marcos de acero. Para lograr esto, utilizaron como base el modelo propuesto por Bruneau *et al.* (2003), obteniendo valores cercanos a la unidad (en donde un valor unitario de resiliencia representa un sistema sin pérdidas ante eventos sísmicos) para todos los casos, con ligeros decrementos de resiliencia a medida que la magnitud de los eventos sísmico aumentaba. Sin embargo, a pesar de obtenerse resultados consistentes, en dicho estudio solo se consideran las incertidumbres asociadas a la medida de intensidad.

Posteriormente Miles y Chang (2006) presentan un modelo conceptual de recuperación, el cual establece las relaciones entre negocios, redes de servicios y vecindarios. En este trabajo, principalmente pretenden discutir los problemas de la recuperación de comunidades; sin embargo, no se establecen medidas de resiliencia, solo se establece la necesidad de correlacionar el concepto de recuperación con factores reales.

Bruneau y Reinhorn(2007) por primera vez, relacionan funciones de probabilidad, fragilidad y resiliencia para instalaciones de salud. Después de definir las propiedades principales y conceptos de resiliencia, presentan dos opciones para cuantificar la resiliencia

como un porcentaje de la población saludable y el número de pacientes que pueden recibir servicio por día.

De manera más reciente, Cimellaro *et al.* (2010) retoman el trabajo comenzado en 2005 pero ahora considerando todas las incertidumbres involucradas en la definición de la resiliencia. El modelo que estos autores proponen para cuantificar la resiliencia sísmica para un evento está dado por la ecuación 2, en donde R_c es la resiliencia sísmica, t_{OE} es el tiempo de ocurrencia del evento y T_{LC} es el tiempo de control, normalmente definido por los dueños del bien o la sociedad (*e.g.* tiempo de vida de una estructura).

$$R_c = \int_{t_{OE}}^{t_{OE}+T_{LC}} Q(t)/T_{LC} dt \quad (2)$$

En su investigación, Cimellaro *et al.*, estudian la resiliencia de las instalaciones de un hospital con las mismas características que el estudiado en su investigación de 2005. Al definir las pérdidas no solo se tomaron en cuenta los daños físicos en la estructura sino que también, daños a contenidos. Además de evaluar la resiliencia para la estructura mencionada, obtienen valores tras aplicar cuatro métodos para mejorar el desempeño; marcos rígidos, arriostramientos laterales contra pandeo, muros de cortante y una combinación de sistemas de amortiguamiento y debilitamiento de columnas. Este último método consiste en implementar un sistema de amortiguamiento con el fin de controlar las distorsiones de entrepiso (relacionadas con los daños estructurales). Además de reducir la capacidad de las columnas, para disminuir las aceleraciones en la estructura (relacionadas a los daños en contenidos) (Reinhorn *et al.*, 2005; Lavan *et al.*, 2008). Los valores de resiliencia obtenidos para distintas probabilidades de excedencia, se muestran en la tabla 1.

Tabla 1 Valores de resiliencia obtenidos por Cimellaro (2010) para distintas técnicas que mejoran la capacidad de la estructura

Resiliencia (%)				
Probabilidad de excedencia en 50 años (%)	Marcos	Arriostramiento contra pandeo lateral	Muros de cortante	Debilitamiento de estructura e implementación de amortiguamiento viscoso
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
20	96.6	97.6	96.8	98.8
10	94	96.1	94	97.4
5	79.9	83.9	79.8	86.6
2	57.3	61.1	57.2	76.1
Resiliencia	83.1	86.8	83.2	91.03
Pérdida de resiliencia	16.9	13.2	16.8	9.0

Se encontró que el sistema con amortiguamiento viscoso y debilitamiento de columnas presenta mejores niveles de resiliencia en comparación a los otros sistemas, lo cual se debe a que en hospitales el valor de los contenidos es relativamente alto (Viti *et al.*, 2006); sin embargo los resultados serían considerablemente diferentes al evaluar instalaciones en donde el contenido no sea de gran relevancia económica. El trabajo de Cimellaro *et al.* (2010) ha logrado estimar valores de resiliencia sísmica para algunas estructuras; sin embargo, los valores presentados son para un evento sísmico particular, ya que no se obtienen valores de resiliencia promedio o globales para el ambiente sísmico en el que se encuentra la estructura.

Almufti y Willford (2013) establecen bases para el diseño sísmico basado en resiliencia, planteando una serie de lineamientos con objetivos específicos de resiliencia que pretenden minimizar el daño en edificios y promover planes de contingencia contra la interrupción de servicios y otras amenazas a la recuperación. En este enfoque, la resiliencia se caracteriza de forma cualitativa y es medida en términos del tiempo que tomará en reanudar las actividades sociales (tiempo de inactividad), pérdidas económicas y seguridad de los ocupantes. A partir de los objetivos que se alcanzan, las estructuras son clasificadas en tres categorías distintas (Platino, Oro, Plata), las cuales cuentan con requisitos de tiempos de re-ocupación y pérdidas. Por ejemplo, la categoría más baja cumple con un tiempo de re-ocupación de la estructura de 6 meses, así como un límite de 10% de pérdidas económicas. Adicionalmente, Almufti y Willford, proponen una metodología detallada para facilitar el cálculo del tiempo requerido para lograr una re-ocupación y recuperación funcional de la estructura, después de la ocurrencia de un sismo.

Más tarde, Mieler *et al.* (2014) desarrollan un marco teórico para relacionar metas de resiliencia asociadas a objetivos de desempeño específicos para el entorno construido. Este modelo, se basa en una filosofía de diseño y evaluación que incluye: 1) especificar un objetivo de desempeño a nivel comunitario, 2) identificar resultados no deseables y niveles de riesgo aceptables asociados con la ocurrencia de dicho resultado, 3) identificar funciones comunitarias vitales que deben de mantenerse para prevenir el resultado no deseable, y 4) evaluar el riesgo para establecer una relación entre la probabilidad de perder estas funciones vitales y la ocurrencia del evento no deseable.

Biondini *et al.* (2015) evalúan la resiliencia sísmica de estructuras de concreto, considerando el deterioro producido por el tiempo y la exposición ambiental. El modelo para cuantificar la resiliencia es el mismo que el propuesto por Cimellaro *et al.* (ec. 2). Sin embargo, a diferencia de otras investigaciones, el decremento del desempeño no se asocia exclusivamente a la ocurrencia de un evento sísmico, sino que también se toma en cuenta el efecto del deterioro debido a la exposición ambiental. Este enfoque toma en cuenta las distintas fuentes de incertidumbre relacionadas a la variación aleatoria de las propiedades geométricas y de materiales, exposición ambiental, procesos de corrosión y excitación

sísmica, por medio de un modelo probabilístico de las distintas variables. Se encontró que el efecto del deterioro (*e.g.* corrosión del acero de refuerzo) reduce el desempeño del sistema y por lo tanto hace que la resiliencia dependa del tiempo de ocurrencia del evento sísmico.

Zhang *et al.* (2017) investigaron el proceso de restauración de redes de transporte con puentes y carreteras, estudiando la forma de minimizar los tiempos de reparación y optimizar la trayectoria de recuperación del sistema; lo cual lleva a menores tiempos de inactividad y consecuentemente a menores pérdidas económicas. Se han considerado incertidumbres en las variables relevantes al modelo de planeación e restauración. Con el fin de buscar la optimización en la planeación mencionada, se han tomado en cuenta los recursos disponibles y la forma en que estos afectan el plan de recuperación al ser limitados, además de implementarse técnicas metaheurísticas para encontrar soluciones óptimas en cuanto a la planeación de la recuperación. En dicho estudio se encontró que, las variaciones en la programación de prioridades en el proceso de restauración tiene un gran impacto en los valores del tiempo de recuperación.

Por último, Pencereci *et al.* (2018) realizaron un estudio analítico, aplicando lo planteado por Almufti y Willford (2013) al evaluar el tiempo de inactividad en un edificio y proponer mejoras para lograr minimizar este parámetro. El inmueble analizado tenía cuatro niveles y se encontraba ubicado en una zona de alta sismicidad en Turquía y construido en 1980. Para llevar a cabo el estudio, se clasificó el edificio en una de las categorías propuestas por Almufti y Willford (2013), posteriormente se realizó un análisis de pérdidas basado en la publicación de FEMA P-58 (2012) y REDi (2013) para estimar los tiempos de reparación, definiendo a continuación las causas de los retrasos de tiempo y en base a esto se propusieron medidas de mitigación para lograr menores tiempos de inactividad. La primera medida de mitigación se enfocó en disminuir las distorsiones de entrepiso, por medio de la adición de muros de cortante. En el segundo caso, además de implementar los muros de cortante, se agregaron anclajes para asegurar elementos no estructurales. Los resultados mostraron el edificio analizado no garantiza un nivel adecuado de resiliencia y por lo tanto deben de tomarse medidas de mitigación de daños a nivel estructural y no estructural, pues solo de esta forma, el tiempo de inactividad podrá ser reducido eficazmente.

2.3 Dimensiones y propiedades de la resiliencia

Con base en lo anterior, se deduce que la resiliencia sísmica es una combinación de las habilidades tanto físicas como sociales de los sistemas para soportar demandas sísmicas, la cual queda definida por cuatro propiedades (Bruneau *et al.*, 2003).

- **Robustez:** es la capacidad de los elementos o sistemas de mantener cierto nivel de desempeño (no presentar degradación) tras ser sometido a un nivel dado de esfuerzo

o demanda. Se trata de la funcionalidad residual que se presenta inmediatamente después de un evento dañino. Esta propiedad está definida por la ecuación (3), en donde \check{L} es una variable aleatoria en función de la media, m_L y la desviación estándar σ_L y que representa las posibles pérdidas que puedan presentarse en el sistema.

$$Robustez = 1 - \check{L}(m_L, \sigma_L) \quad (3)$$

- Redundancia: es el grado al cual los elementos existentes son capaces de sustituir a otro en caso de falla o colapso (en la ingeniería estructural está representado por el grado de hiperestaticidad de la estructura).
- Inventiva: es la capacidad para identificar problemas, establecer prioridades, y movilizar recursos cuando existan condiciones que amenazan algún elemento o sistema. Puede interpretarse como la habilidad para implementar recursos ya sean materiales o humanos, con el fin de alcanzar una meta.
- Rapidez: es la capacidad para establecer prioridades y alcanzar objetivos en un periodo de tiempo para contener las pérdidas y evitar futuros problemas. Matemáticamente representa la pendiente de la función de desempeño durante el tiempo de recuperación (ec.4).

$$Rapidez = \frac{dQ(t)}{dt}; \quad \text{para } t_{OE} < t < t_{OE} + T_{RE} \quad (4)$$

Dónde: $Q(t)$ es la función de desempeño, t_{OE} el tiempo de ocurrencia del evento, t es el lapso de tiempo evaluado y T_{RE} el tiempo de recuperación. También, es posible obtener el valor promedio de la rapidez (ec. 5) al dividir el cambio en las ordenadas entre el cambio en las abscisas (Cimellaro *et al.*, 2010). En la ecuación 5, L representa las pérdidas, las cuales generan el cambio abrupto en la funcionalidad del sistema.

$$\overline{Rapidez} = \frac{L}{T_{RE}} \quad (5)$$

También Bruneau *et al.* (2003) establecen que la resiliencia de una sociedad está compuesta por cuatro dimensiones o aspectos descritos a continuación:

- Aspecto organizacional: se refiere a la capacidad de las organizaciones que poseen mayor responsabilidad (por encargarse de las instalaciones críticas), y, por lo tanto, están encargadas de tomar decisiones y acciones durante eventos dañinos para mejorar la resiliencia de ciertos sistemas y asegurar que se alcancen las propiedades descritas anteriormente.
- Aspecto técnico: se refiere a la habilidad física de sistemas (incluyendo sus componentes) para desempeñarse en niveles adecuados durante un evento dañino (*e.g.* la resistencia de las estructuras)

- Aspecto social: consiste en medidas específicamente diseñadas para disminuir las consecuencias que sufren las comunidades (interrupción de actividades) debido las pérdidas de servicios críticos durante eventos dañinos
- Aspecto económico: se refiere a la capacidad para reducir tanto las pérdidas económicas directas como indirectas ocasionadas por los eventos dañinos.

Adicionalmente, el Consejo de Investigación Nacional de Estados Unidos (NRC, por sus siglas en inglés), propone factores adicionales a tomar en cuenta en los cuatro aspectos mencionados (NRC, 2011). En el aspecto organizacional se reconoce que el tiempo de recuperación puede no desarrollarse según lo previsto, ya que estará influenciado por las actividades de los sectores público y privado. En cuanto al aspecto técnico se sugiere considerar tanto el daño de los bienes como la interrupción de la producción de bienes y servicios, la cual no se reanuda hasta que la funcionalidad de bienes, sistemas y comunidades es restaurada. En el aspecto social, se plantean cuestiones de equidad, igualdad y justicia, con el fin de tomar en cuenta las necesidades de los sectores sociales menos favorecidos. Finalmente, se sugiere incluir evaluaciones de costo-beneficio en el aspecto económico (Tsionis, 2014).

En la figura 2 se muestra como se relacionan las propiedades y dimensiones de la resiliencia. Las propiedades redundancia y robustez están integradas en el aspecto técnico, el cual está relacionado con el desempeño de los bienes. Además, la robustez también está asociada a los aspectos social y económico, pues se relaciona con las consecuencias de los eventos dañinos. Por otro lado, la inventiva pertenece al aspecto organizacional mientras que la rapidez corresponde tanto al aspecto organizacional como al social (pues representa la recuperación del sistema).

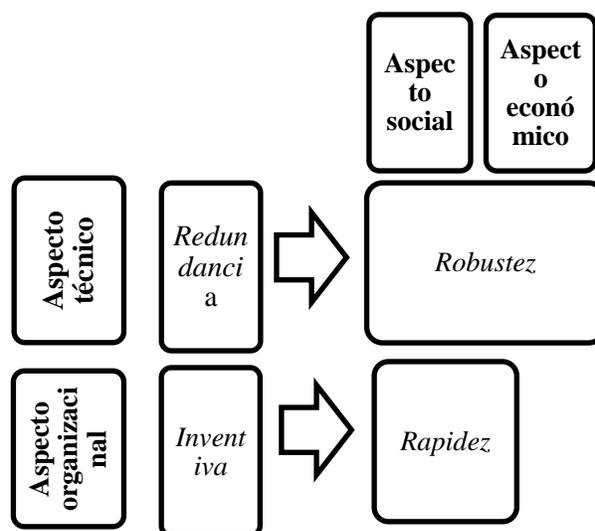


Figura 2 Relaciones entre propiedades y dimensiones de la resiliencia (Adaptación de Tsionis, 2014)

Se observa que, el aspecto técnico impacta en el social y económico, pues es muy relevante en cuanto a las consecuencias de los eventos dañinos (por medio de la robustez). Por otro lado, el aspecto social, se ve profundamente afectado por la capacidad y rapidez de acción de las organizaciones que se encarga de gestionar infraestructura crítica, es decir el aspecto organizacional. Finalmente, el aspecto económico está limitado a las pérdidas asociadas al aspecto técnico, a menos que se considere que se realicen inversiones pre-sismo que incrementen la resiliencia, en ese caso este aspecto se verá relacionado con todos los otros (Tsonis, 2014).

Mientras que las propiedades de redundancia e inventiva son los medios con los cuales se aumenta la resiliencia, la robustez y rapidez son los fines deseados, además de ser el resultado que se comunica a quien esté en el poder de tomar decisiones.

2.4 ¿Cómo lograr sistemas resilientes?

Cuando llega una catástrofe, la comunidad afectada requiere ayuda inmediata para sobrevivir, por lo que se deben invertir recursos y esfuerzos para lograr recuperarse en poco tiempo. En otras palabras, para lograr una mayor resiliencia estructural se pueden mejorar dos factores: 1) estar “preparado”, lo cual representa la propiedad de rapidez previamente descrita y 2) ser menos “vulnerable”, es decir tener mayor robustez. Bruneau *et al.* (2003) establecen que la resiliencia sísmica se incrementa al mejorar la habilidad de la infraestructura de desempeñarse de manera adecuada durante y después de un sismo, así como también, que la resiliencia de la sociedad se logra a través de la implementación de respuestas de emergencia y estrategias que manejen de forma efectiva las pérdidas y planteen actividades de recuperación que permitan a las comunidades regresar a niveles de funcionalidad aceptables lo antes posible.

2.5 Modelo matemático para medir la resiliencia

Cuando ocurre un evento sísmico, es común que las estructuras sufran variaciones en su nivel de desempeño o funcionalidad, esta variación puede medirse de distintas formas; por ejemplo, el desempeño de un hospital puede medirse en la capacidad para recibir y atender pacientes, el de una central termoeléctrica por su capacidad para suministrar energía, sin embargo, es común medir el rendimiento en función de las pérdidas. Esto es la base de la definición de resiliencia, pues expresa una estimación de la diferencia entre el desempeño presentado por un sistema antes y después de un sismo.

El nivel de pérdidas o daños sirve como el punto inicial en una función de desempeño. Al medir el área bajo la curva de estas funciones, será posible obtener valores de resiliencia

para cada escenario que ocasione pérdidas. En este contexto un sistema sin pérdidas tendrá un área unitaria.

Con base en lo anterior, Cimerallo *et al.*(2010) plantea un modelo para determinar de manera cuantitativa la resiliencia sísmica (ec. 2), en donde R define la resiliencia como el área normalizada bajo la curva de la función de desempeño o funcionalidad de un sistema, $Q(t)$ la cual se considera como un proceso estocástico no estacionario y que está dado por la ecuación 6.

$$Q(t) = [1 - L(I, T_{RE})][H(t - t_{OE}) - H(t - (t_{OE} + T_{RE}))] \times f_{Rec}(t, t_{OE}, T_{RE}) \quad (6)$$

Donde $L(I, T_{RE})$ es la función de pérdida, I es la intensidad del evento (sismo en este caso), f_{Rec} es la función de recuperación, H es la función de paso, T_{LC} es el tiempo de control, T_{RE} es el tiempo de recuperación, t_{OE} , es el tiempo de ocurrencia del evento.

CAPÍTULO 3 METODOLOGÍA PROPUESTA

Algunas investigaciones (Bruneau y Reinhorn, 2007; Bruneau *et al.*, 2003; Cimellaro *et al.*, 2010) han presentado marcos teóricos para determinar la resiliencia de ciertos sistemas, tanto estructurales como sociales; sin embargo, actualmente no existe una metodología formal para cuantificar la resiliencia sísmica de estructuras con un enfoque probabilístico definiendo la amenaza con un enfoque probabilista que detona el daño, ya que los estudios existentes abordan este problema para eventos sísmicos específicos, lo cual, a pesar de ser de utilidad, no es suficiente para tomar decisiones que permitan manejar de forma óptima los efectos adversos de los fenómenos naturales. Es por esto que en esta tesis se propone una metodología para determinar la resiliencia global de una estructura, la cual puede resumirse en los siguientes pasos:

1. **Determinación de las características estructurales**
2. **Definición de la amenaza sísmica**
3. **Cálculo de la vulnerabilidad estructural**
4. **Análisis de riesgo sísmico**
5. **Definición defunciones de recuperación y**
6. **Cálculo de la resiliencia sísmica**

3.1 Características estructurales

Cuando se estudia una estructura, es primordial establecer las características que la definen, tomando en cuenta su tipología, geometrías y materiales, factores impuestos a través de la arquitectura y recursos disponibles. Los procedimientos de diseño estructural establecidos en los códigos de construcción son el primer paso, ya que estos son los que rigen las propiedades mecánicas. Una vez realizado el diseño estructural, es posible definir las características de las estructuras, entre las cuales, las más relevantes son: la capacidad de fluencia, capacidad última, masa, periodo, rigidez, amortiguamiento y ductilidad. Esto se puede lograr, ya sea por medio de pruebas experimentales, o a partir de modelos analíticos, tales como el análisis de sección o diagrama momento-curvatura. La figura 3 muestra la relación entre el momento y curvatura de un elemento de concreto reforzado. En ella, se observa que dicha relación está definida por dos segmentos: el segmento elástico, dado por la línea A-B, la cual parte del origen y termina en el punto de fluencia definido por la resistencia de fluencia nominal M_n y la curvatura de fluencia nominal ϕ'_y . Este segmento atraviesa la primera fluencia M_y , es decir el punto en el cual se alcanza la tensión de fluencia del refuerzo o bien, cuando la fibra extrema en compresión del concreto alcanza una deformación unitaria de 0.002 (Burgos, 2007), llegando hasta la resistencia nominal de flexión, M_n . El segundo segmento muestra la parte inelástica, o de post fluencia, indicado por la línea B-C y conectado a la resistencia y curvatura última, M_u y ϕ_u . Las pendientes de

los segmentos A-B y B-C reflejan la rigidez a flexión elástica y la de post fluencia, respectivamente.

Al dividir la rigidez elástica entre la de post fluencia se obtiene la relación de rigidez de post-fluencia a rigidez inicial o elástica, parámetro que se usa en la creación de modelos analíticos para definir el comportamiento no lineal de elementos de concreto reforzado. Otra característica importante que se puede obtener de este diagrama es la ductilidad, la cual define la capacidad de una estructura para trabajar en el rango inelástico permitiendo la disipación de energía, mediante la formación de rótulas plásticas. El cociente entre la curvatura última ϕ_u y la curvatura en el momento de la primera fluencia, ϕ_y , resulta en la ductilidad a nivel sección.

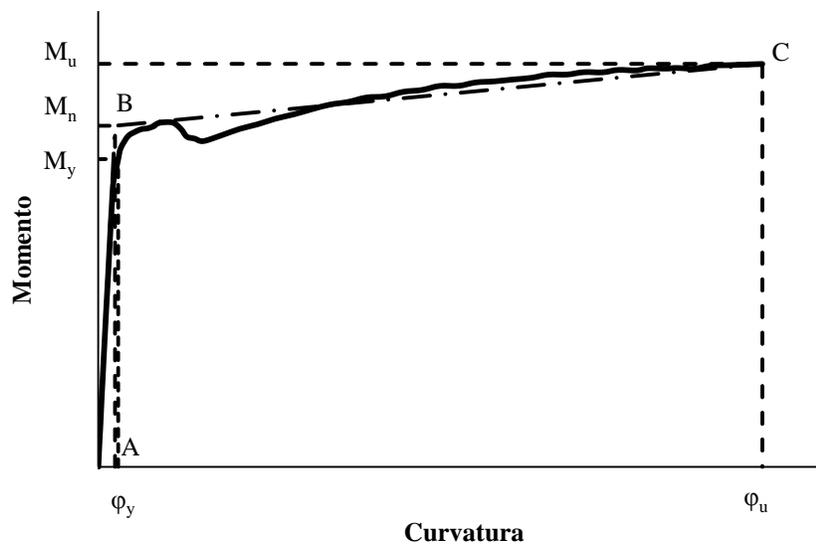


Figura3 Relación momento-curvatura y aproximación lineal

Las características descritas con anterioridad son fundamentales para conocer la respuesta estructural, la cual servirá para definir la vulnerabilidad estructural.

3.2 Amenaza sísmica

La amenaza sísmica describe un fenómeno natural causado por un sismo con el potencial de generar daño, tal como fractura de la superficie, movimiento del terreno, licuefacción o deslizamientos de tierra, relacionando una medida de intensidad ingenierilmente relevante y la frecuencia o probabilidad de que se alcance o exceda un estado límite de esa intensidad durante una excitación externa, para un periodo de tiempo definido. Es posible evaluarla a partir de observaciones históricas, geológicas o por medio de instrumentaciones y generalmente se cuantifica a través de dos parámetros: nivel de amenaza y la frecuencia de ocurrencia (Wang, 2008). Para entender esto, es importante conocer ciertos conceptos, la

tasa de ocurrencia o periodo de retorno, la sismicidad de las fuentes sísmogénicas y el análisis probabilístico de amenaza

El periodo de retorno teórico es el inverso de la probabilidad de que un evento o intensidad se exceda o alcance en un año. El periodo de retorno estimado es una estadística que se obtiene a partir de datos empíricos, distinto a un valor teórico en una distribución idealizada. Por ejemplo, no se sabe que una cierta magnitud o mayor sucederá con una probabilidad de 1%, solo se es consciente de que se ha observado una vez en cien años. Es importante aclarar lo anterior, ya que no existe una base de datos extensa de eventos raros y, por lo tanto, no se puede determinar la magnitud de eventos de periodo de retorno grandes (e.g. 1000 años) a partir de observaciones, sino que es necesario de construir un modelo estadístico para este fin.

3.2.1 Análisis probabilístico de amenaza sísmica

El enfoque probabilístico es actualmente el más usado en cálculo de amenaza sísmica y se caracteriza porque permite involucrar la incertidumbre asociada con las variables relacionadas con el peligro sísmico de una región, como son el sitio y tiempo de ocurrencia del evento, las intensidades de aceleración que se presentarán en los diferentes sitios afectados, duración, por mencionar las más importantes. Las bases del análisis probabilista de amenaza sísmica (PSHA, por sus siglas en inglés) se establecieron en la década de los 60's, a partir del esfuerzo de varios investigadores (Esteva, 1966; Cornell, 1967). Sus trabajos permitieron aplicar el concepto de distribución derivada para obtener la distribución de los movimientos sísmicos a partir de las distribuciones de ocurrencia, atenuación del movimiento, y geometría de la falla con respecto al sitio. Posteriormente se usó el teorema de la probabilidad total para generalizar el PSHA, por medio de la ecuación 6, sumando la contribución de cada fuente a la amenaza.

$$P(Y > y) \cong \sum v_n \iint P(Y > y|M, R) f_{M,R}(m, r) dm dr \quad (6)$$

En donde Y y y representan el movimiento sísmico, M y m son magnitudes, R y r distancias, v_n la tasa de ocurrencia de sismos de la n -ésima fuente (McGuire, 2007).

En términos generales, un PSHA se puede llevar a cabo siguiendo tres pasos:

- 1) Establecer las características de las fuentes sísmicas con influencia en el punto de interés, en función de su geometría y distribución de probabilidad de puntos de inicio de la ruptura en el área de falla definida. (Determinación de la sismicidad de las fuentes consideradas)
- 2) Definir funciones de atenuación de las ondas sísmicas pertinentes para caracterizar de manera adecuada y completa la amenaza en el sitio. El tipo de funciones de

atenuaciones a utilizar (aceleración, velocidad, desplazamiento) dependerá del alcance del análisis. Además, debe involucrarse la incertidumbre asociada a la estimación de los parámetros, generalmente indicada en cada modelo de atenuación.

- 3) Combinan las incertidumbres asociadas a localización, tamaño y atenuación, obteniéndose una curva de amenaza sísmica, la cual indica la probabilidad de que una intensidad especificada se iguale o exceda en un periodo de tiempo determinado.

3.2.2 Ecuaciones de predicción del movimiento

Una vez caracterizadas las fuentes sísmicas, es necesario conocer la intensidad del movimiento que provocará el sismo en el sitio analizado, lo cual es posible gracias a las expresiones que relacionan la intensidad, magnitud y distancia epicentral, conocidas como leyes de atenuación (GMPE, por sus siglas en inglés). Estas ecuaciones se emplean con el fin de obtener las intensidades sísmicas en un sitio de estudio cualquiera, a partir de las características de una fuente sísmica y factores como la distancia a la fuente y las propiedades geológicas del sitio. El uso de las GMPE es de gran importancia pues, con el aumento de la distancia epicentral, ocurre una disminución en las amplitudes de onda. Lo cual se debe a tres factores independientes entre sí que expresan cuantitativamente la longitud y complejidad de la trayectoria seguida por las ondas (García, 2001).

3.3 Vulnerabilidad estructural

La función de vulnerabilidad, o curva de vulnerabilidad, relaciona una medida de intensidad sísmica (tal como la pseudoaceleración espectral) con el daño esperado en la estructura. De acuerdo a su forma de obtenerlas, existen tres tipos (Porter, 2018): funciones de vulnerabilidad estadísticas, funciones de vulnerabilidad empíricas y funciones de vulnerabilidad analíticas.

En el ámbito de la ingeniería sísmica y estructural, las funciones de vulnerabilidad más comunes son las analíticas, las cuales se obtienen con base en estudios de la respuesta no lineal de un modelo analítico de la estructura sujeto a varios niveles de excitación externa. Para obtener estas funciones de vulnerabilidad casi todos los métodos se basan en cuatro pasos (ver figura 4): 1) definir las características de la estructura a evaluar, 2) realizar un análisis estructural para determinar la respuesta en términos de deformaciones y distorsiones, para diferentes niveles de intensidad de la excitación sísmica, 3) a partir de la respuesta estructural, estimar el daño en términos probabilístico en la estructura y 4) estimar las pérdidas asociadas al daño calculado para cada una de las intensidades sísmicas consideradas en el estudio.

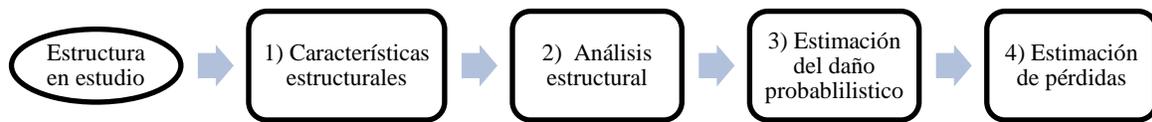


Figura 4 Procedimiento analítico para la estimación de la vulnerabilidad sísmica dada una estructura particular (Porter, 2003)

Este procedimiento permite obtener la vulnerabilidad de un edificio que aún no ha estado sometido a fuertes acciones sísmicas, o aún no estar construido, así como también, puede evitar las imprecisiones provocadas por las estaciones sismológicas espaciadas, sin embargo, su credibilidad no es tanta como la del procedimiento estadístico.

Ya que este método es de particular interés en la presente tesis, se explicará detalladamente los conceptos usados para su implementación.

3.3.1 Curva de capacidad dinámica

La curva de capacidad dinámica representa el comportamiento no lineal global de la estructura ante una serie de intensidades de demanda sísmica, donde se muestra la relación entre el cortante basal y el desplazamiento máximo, expuesto en la figura 5, generalmente el registrado en el centro de masa del nivel superior (Cárdenas, 2010).

Ya que para generar esta curva es necesario conocer las propiedades de no linealidad de los materiales que componen la estructura, los análisis de sección (momento curvatura) y los modelos de comportamiento histerético son medios muy útiles para lograr este fin.

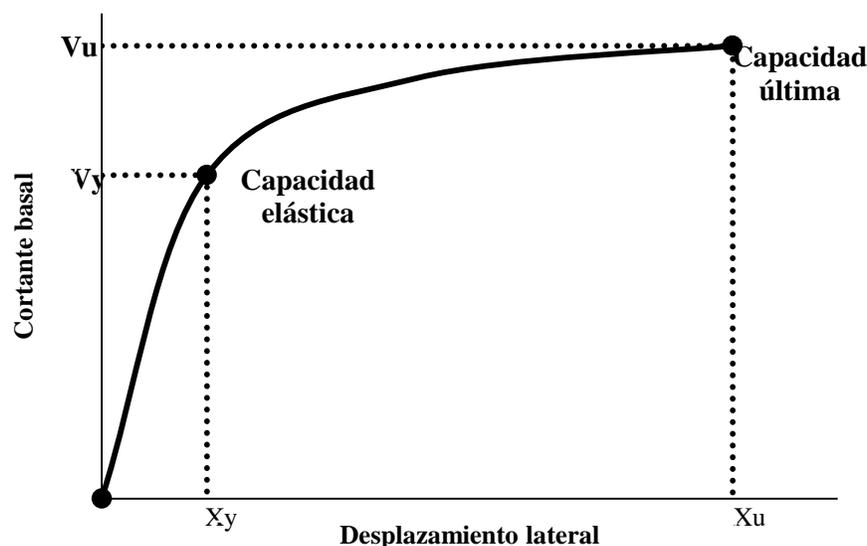


Figura 5 Curva de capacidad dinámica

3.3.1.1 Modelos de comportamiento histerético

Los modelos de histéresis se usan como referencia al comportamiento de elementos estructurales cuando son sometidos a ciclos de carga y descarga, lo cual sucede inevitablemente durante acciones sísmicas, mostrando la relación entre fuerza y desplazamiento.

Para ejemplificar lo anterior se muestra la figura 6 en donde se observa el comportamiento de un material bajo cargas cíclicas reversibles. La línea A-B, muestra la relación lineal entre carga y desplazamiento hasta el punto de fluencia, a partir del cual, se incursiona en la zona inelástica (línea B-C).

En caso de realizar la descarga antes de llegar al punto de fluencia (B), no existiría deformación permanente, y el diagrama estaría formado por una línea que pasa por el origen y con pendiente igual a la rigidez elástica, del sistema. Por otro lado, si la descarga se realizase en un punto del rango inelástico (*e.g.* punto C), el elemento presentaría una deformación permanente, expresada por la línea A-D. Si ahora se aplica una fuerza que supere el límite elástico, llegando al punto E, seguida de una descarga y posterior carga en el sentido contrario, pasando por el punto F y llegando a G (*i.e.* pasar de un estado de tensiones a uno de compresiones), el límite elástico será menor que el obtenido durante la aplicación de la tensión, es decir que la respuesta de un material a una acción mecánica no depende únicamente del estado actual de la fuerza que soporta, sino también de la historia de deformaciones plástica que ha sufrido, a esto se le conoce como efecto de Bauschinger (Sowerby y Uko, 1979; Lorenzo *et al.*, 2009).

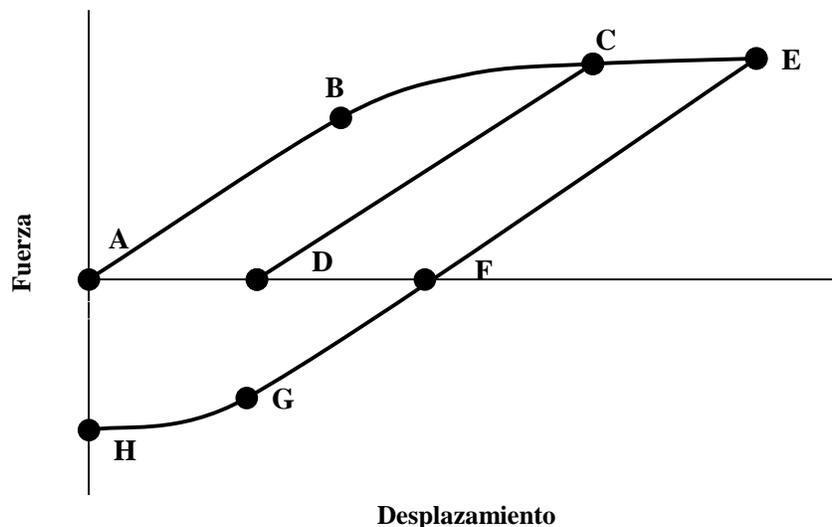


Figura 6 Efecto de carga cíclica reversible (adaptación de Popov, 1968)

Se han propuesto numerosos modelos de histéresis, sin embargo, no todos consideran las fuentes relevantes de deterioro, tales como la degradación de resistencia en la envolvente principal y la degradación cíclica de rigidez y resistencia. A continuación se describen algunos de los modelos de histéresis más relevantes:

El modelo bilineal, el cual, como su nombre lo indica, utiliza dos pendientes en la envolvente, una para representar la zona elástica y otra para la zona inelástica. En este modelo, se muestra el comportamiento de los elementos estructurales ante cargas cíclicas reversibles por medio de relaciones fuerza-desplazamiento lineales y continuas, sin presentar degradación de rigidez ni deterioro de resistencia, lo cual si bien permite que el modelo sea muy sencillo de usar, lleva a resultados que subestiman el daño acumulado al considerar una disipación de energía mayor a la que en realidad disipa (Garzón, 2018). En la figura 7, se muestran los parámetros que caracterizan este modelo: la fuerza de fluencia F_y , la rigidez elástica k_0 , y la rigidez de post-fluencia k_p .

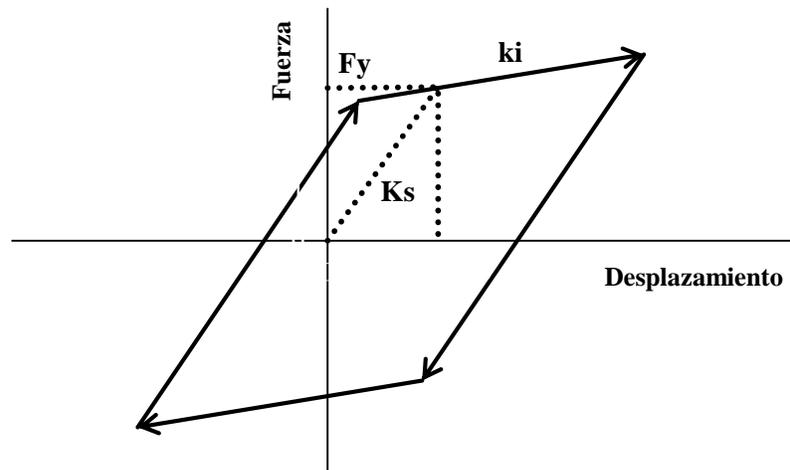


Figura 7 Modelo histérico bilineal

Clough y Johnston (1966) desarrollaron un modelo de histéresis típicamente conocido como peak-oriented (figura 8), el cual lleva dicho nombre ya que la degradación de la rigidez se especifica a partir del criterio de orientar las ramas de recarga hacia el punto de máximo desplazamiento en el ciclo de carga previo (punto X_{max}).

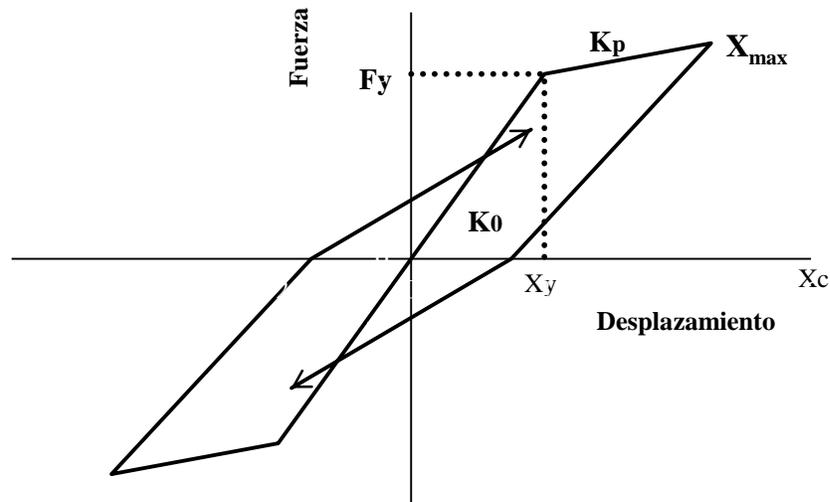


Figura 8 Modelo de histéresis peak-oriented (Clough)

El modelo de Bouc-Wen-Baber-Noori es muy popular debido a su simplicidad y versatilidad para reproducir distintos mecanismos de degradación general. Fue presentado por primera vez por Bouc (1967) y posteriormente mejorado por Wen (1976) Baber y Noori (1985) quienes llevaron a cabo modificaciones para tomar en cuenta el efecto de pinching, el cual se presenta en los ciclos de histéresis debido a la generación de micro fisuras que causan pérdidas de adherencia entre los materiales del elemento, causando una discontinuidad del elemento.

El modelo de Takeda (1970) es uno de los más utilizados, principalmente por su sencillez y precisión al estar desarrollado a partir de observaciones experimentales del comportamiento de elementos de concreto reforzado bajo cargas cíclicas reversibles. Se trata de un modelo trilineal (Figura 9), el cual, además de considerar las ramas elástica e inelástica, incluye una adicional, con rigidez degradante, definida por el desplazamiento último de la estructura. Este modelo está caracterizado por la fuerza de fluencia, la fuerza de *capping*, la rigidez elástica, la rigidez de post-fluencia y el desplazamiento último.

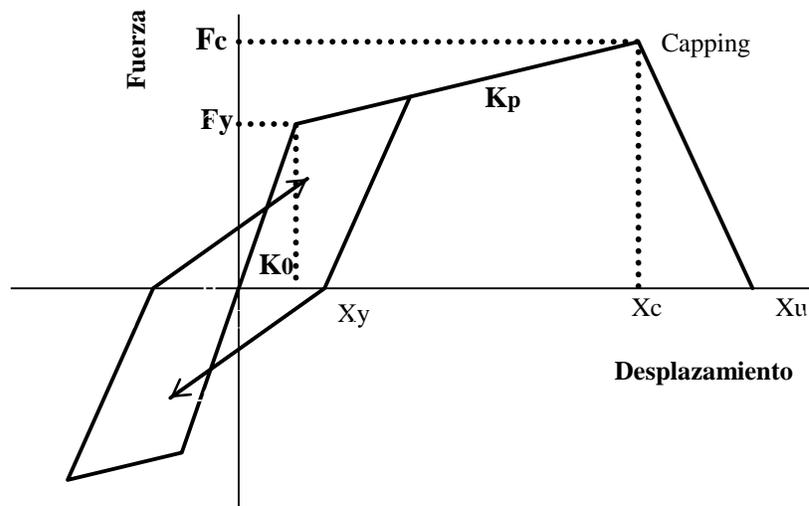


Figura 9 Modelo histerético de Takeda

El modelo de Ibarra-Medina-Krawiinkler (IMK) (2005) es trilineal, e igual que los modelos anteriormente expuestos, cuenta con una rama elástica y una inelástica, además de una tercera rama que muestra la degradación del sistema una vez se han presentado deformaciones que excedan las correspondientes al punto de *capping*. A diferencia del modelo de Takeda (1970) el cual también presenta una rama de degradación de rigidez, el modelo IMK hace uso de la resistencia residual para definir esta rama (Figura 10), en vez del desplazamiento último. En dicho modelo, la envolvente principal está caracterizada por cinco parámetros: la rigidez elástica, la fuerza de fluencia, la rigidez de post fluencia, la rigidez de ablandamiento y la resistencia residual. A través de modificaciones, se ha logrado adaptar este modelo a distintas estructuras, generando tres variaciones: modelo IMK bilineal, modelo IMK peak-oriented, IMK pinching (Ibarra *et al.*, 2005).

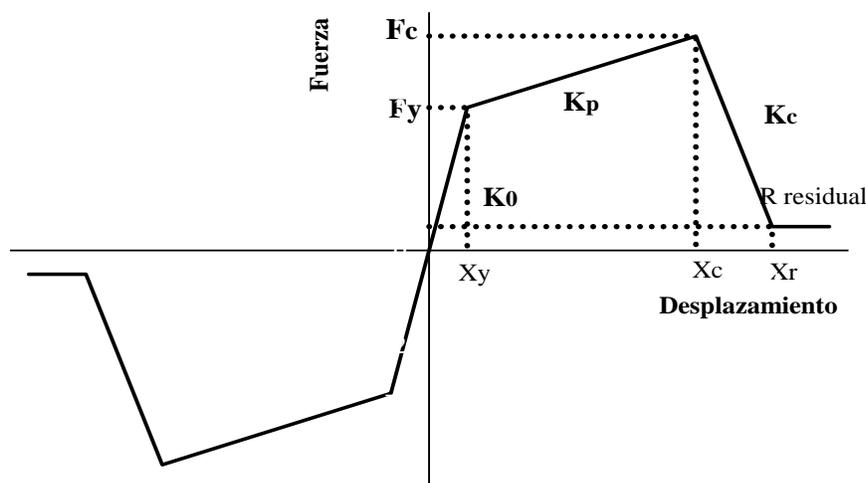


Figura 10 Modelo de histéresis Ibarra-Medina-Krawinkler

En particular, el modelo IMK *peak-oriented* incluye la rama de resistencia *post-capping* y la de resistencia residual en la cadena principal. Además, se utiliza el concepto de *pinching* de modo que se refleja el efecto del desprendimiento de los materiales, en la cantidad de energía disipada. En la figura 11 se aprecia como existe una degradación en la rigidez del sistema con cada ciclo de carga y se observa que, el segmento de recarga tiende a dirigirse hacia el punto de máximo desplazamiento previo, excepto cuando las modificaciones de Mahin y Bertero aplican (Ibarra *et al.*, 2005).

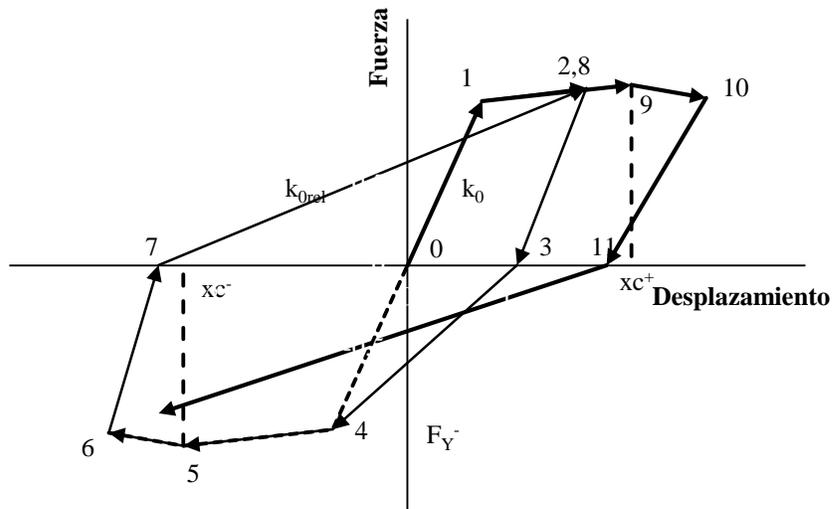


Figura 11 Modelo IMK Peak-oriented

3.3.1.2 Análisis dinámicos incrementales

Una vez determinado el modelo de histéresis que se usará y que reflejará las condiciones no lineales de los materiales, es posible obtener la curva de capacidad dinámica del sistema estructural. Una de las alternativas más convenientes para ello es el uso de análisis dinámicos incrementales (IDA, por sus siglas en inglés), los cuales consisten en llevar a cabo una serie de análisis dinámicos no lineales para un modelo estructural sujeto a una serie de registros sísmicos, escalados a distintas intensidades con el fin de llevar a la estructura desde el rango elástico, pasando por el rango no lineal y hasta la inestabilidad dinámica global (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

El uso de análisis dinámicos para representar las acciones sísmicas tiene grandes ventajas sobre los métodos estáticos, ya que al contar con una base matemática sólida se obtienen resultados más precisos, además de esto otras ventajas incluyen (Vamvatsikos y Cornell, 2002):

- Un mejor entendimiento del rango de la respuesta en contraste con el rango de los niveles potenciales de excitación sísmica.
- Una mejor apreciación del comportamiento estructural ante eventos raros (más intensos).
- Un mejor entendimiento de la relación entre la respuesta estructural y el incremento de la intensidad sísmica.
- Mejor aproximación de la capacidad dinámica de la estructura analizada.

3.3.2 Índices de daño

El objetivo principal del diseño sísmico es conocer la respuesta estructural para brindar un nivel de seguridad deseado durante un sismo y controlar los daños a las estructuras, de tal manera que se mantengan en un rango reparable, por esto es necesario contar con criterios para estimar el daño.

Park y Ang (1985) desarrollaron un modelo de daño que considera dos parámetros: el desplazamiento lateral y la energía histerética disipada, a través de una combinación lineal de las demandas máximas y acumuladas de deformación plástica (Ecuación 7).

$$DI_{PA} = \frac{\mu_m}{\mu} + B \frac{E_h}{\delta_y F_y \mu} \quad (7)$$

$$\delta_u = \mu \delta_y \quad (8)$$

En donde μ_m es la máxima ductilidad de desplazamiento que desarrolla la estructura cuando se somete a un movimiento sísmico; μ es la relación entre el desplazamiento último que puede alcanzar el sistema cuando se le sujeta a un estado de deformación mononamente creciente y el desplazamiento de fluencia (ductilidad última); F_y es la resistencia de fluencia del elemento; δ_y es el desplazamiento de fluencia; E_h es la energía histerética acumulada absorbida por el elemento durante la historia de respuesta; y B es un parámetro constante del modelo que caracteriza la estabilidad del ciclo de histéresis.

A pesar de que el modelo de daño de Park y Ang es ampliamente utilizado por ser el más respaldado en términos de calibración experimental y de campo, tiene algunas desventajas al volverse inestable en sus valores extremos. Cerca del límite inferior, la estructura se encontraría en el rango elástico, por lo tanto, los valores de daño deben de ser nulos, sin embargo, el DI_{PA} no refleja esto.

Teran y Jirsa (2005) proponen una alternativa para al cálculo de índices de daño que toma en cuenta la disipación de energía histerética y los desplazamientos, al igual que el modelo de Park y Ang. Cabe mencionar que este modelo logra corregir la inestabilidad cerca del

límite inferior para los valores de daño, presentado valores nulos en la zona correspondiente al rango elástico.

$$DI_{TJ} = \frac{NE_{H\mu}(2 - d)}{r(2\mu_u - 1)} \quad (10)$$

En donde DI_{TJ} representan el índice de daño de Terán y Jirsa, μ_u la capacidad dúctil del elemento cuando se somete a una carga monotónica, d y r son parámetros estructurales que miden la estabilidad del ciclo histerético y $NE_{H\mu}$ es la demanda normalizada de energía histerética, calculada con la ecuación 11.

$$NE_{H\mu} = \frac{E_{H\mu}}{\delta_y F_y} \quad (11)$$

Los parámetros de desempeño (distorsión de entrepiso, ductilidad de desplazamiento y energía disipada) observados en la respuesta histerética de la estructura, permiten estimar valores de daño esperado sobre la estructura, aplicando los modelos descritos anteriormente.

3.3.3 Función devulnerabilidad

Las funciones de vulnerabilidad sísmica (también llamadas funciones de daño o pérdidas), muestran la relación entre el daño esperado en la estructura y la intensidad del movimiento sísmico. En la figura 12 se presenta de forma ilustrativa una curva de vulnerabilidad para un edificio, en ella el eje de las abscisas lo forman los valores de la demanda sísmica en términos de “Sa” y el de las ordenadas la relación de daño. Se observa que, para cada valor de aceleración, el factor de daño tendrá cierta incertidumbre que dependerá del evento sísmico que afecte a la estructura y de las propiedades reales de la misma, por esta razón, es necesario tomar en cuenta dicha incertidumbre y manejar el daño como una variable aleatoria con una distribución de probabilidad asociada.

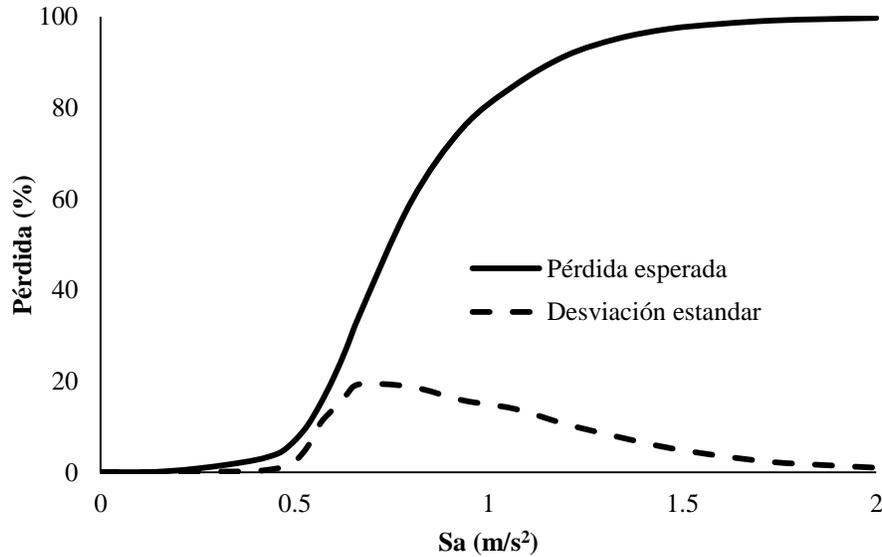


Figura 12 Curva devulnerabilidad

Es posible obtener funciones de vulnerabilidad a partir de las curvas obtenidas de los modelos de índices de daño y los valores de distorsión de entrepiso resultantes de los IDA, al obtener una ecuación que tenga como variable dependiente del nivel de daño asociada a la distorsión de entrepiso.

La figura 13 muestra la relación entre la distorsión de entrepiso y los valores de daño obtenidos de acuerdo a modelos analíticos y usando el índice de daño de Terán y Jirsa (2005). Una regresión no lineal permite aproximar una ecuación que relacione el daño con las distorsiones de entrepiso, obteniéndose lo que se conoce como curva de vulnerabilidad.

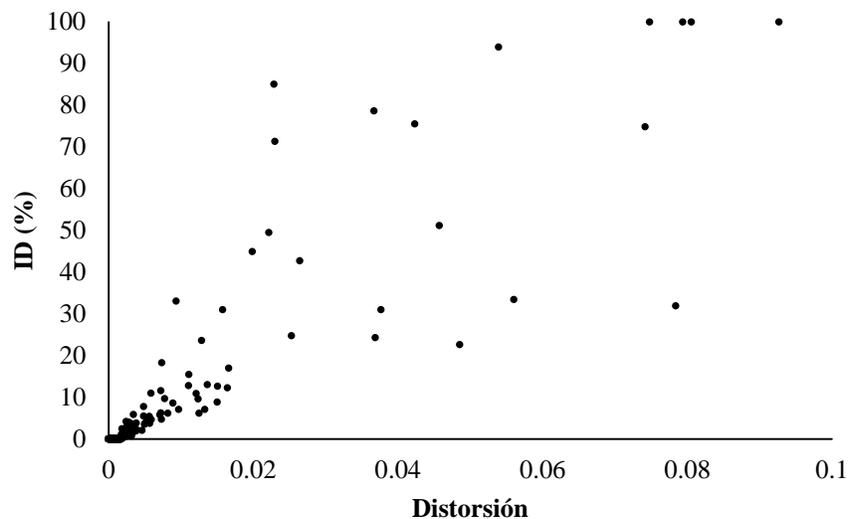


Figura 13 índice de daño de Teran-Jirsa vs valores máximos de distorsión de entrepiso

3.3.4 Clasificación de las pérdidas

La ocurrencia de eventos sísmicos conlleva una gran variedad de impactos económicos y sociales, los cuales son cuantificados a través de las pérdidas que se generan. La figura 14 muestra la clasificación de las pérdidas, constituidas por dos grandes grupos: pérdidas directas y pérdidas indirectas, las cuales, a su vez, se subclasifican en pérdidas económicas y damnificados. Todas estas pérdidas dependen de una gran variedad de factores; sin embargo, los más relevantes para esta investigación son la intensidad del sismo y el tiempo de recuperación.

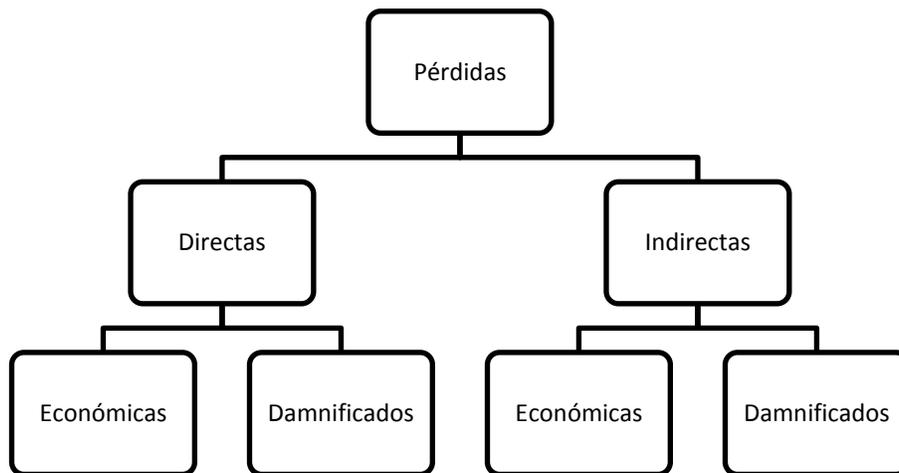


Figura 14 Clasificación de pérdidas

Las pérdidas directas económicas, se refieren a aquellas provocadas de manera inmediata por el movimiento del terreno en los eventos sísmicos. Ejemplo de ello son los elementos estructurales y de contenidos. En ocasiones, los contenidos resultan más relevantes para el estudio de pérdidas, tal es el caso de las instalaciones de hospitales, laboratorios y centros de manufactura especializada, debido a los grandes costos del equipo mecánico y eléctricos contenido en estas (Cimellaro *et al.*, 2010).

Los damnificados por pérdidas directas se miden como el número de individuos lesionados o muertos debido al movimiento sísmico, en relación al número de ocupantes de un edificio. Este tipo de pérdidas se ve afectada por varios factores, como por ejemplo: el momento del día en el cual ocurre el sismo, pues la cantidad de personas expuestas varía con la hora del día y por lo tanto también la probabilidad de que resulten heridas. Por otro lado, la edad de la población y la disponibilidad de instalaciones de atención médica también influyen en este tipo de pérdidas, tal como observaron Peek-Asa *et al.* (1998), al encontrar que en el sismo de 1994 en Northridge predominaron las heridas en ancianos.

Las pérdidas indirectas económicas, en contraste con las otras pérdidas presentadas, varían con el tiempo y son más difíciles de cuantificar, ya que toman muchas formas diferentes. Principalmente consisten en: interrupciones de negocios, gastos de reubicación y menores ingresos por rentas (Cimellaro *et al.*, 2010). Lo anterior deja en evidencia la necesidad de tomar en cuenta el tiempo de reparación de la infraestructura dañada, en los modelo de pérdidas (Cimellaro *et al.*, 2010).

3.4 Riesgo

El análisis probabilístico de riesgo se refiere a la relación entre la probabilidad o frecuencia de ocurrencia de una pérdida y una medida del grado de ésta, comúnmente definida por la pérdida anual esperada (EAL, por sus siglas en inglés), la pérdida máxima probable (PML) o la pérdida esperada dado un evento específico (ELSE).

Para llevar a cabo un estudio de riesgo se requieren principalmente tres componente:

- Exposición: define los bienes expuestos a pérdidas por medio de su localización, valor y características necesarias para estimar la vulnerabilidad.
- Amenaza: define la frecuencia o probabilidad de que un evento sísmico exceda un límite de intensidad establecido en un periodo de tiempo definido.
- Vulnerabilidad: muestra el valor del daño esperado o las pérdidas en relación con la intensidad de un movimiento sísmico.

3.4.1 Pérdida anual esperada, *EAL*

Si las pérdidas se expresan en términos de costo de reparación, la pérdida anual esperada es la cantidad promedio usada de manera anual para reparar cierto bien. Dado que cada tipo de amenaza está definida por EN eventos colectivamente exhaustivos y mutuamente excluyentes, la pérdida anual esperada para cualquier amenaza puede estimarse con la ecuación 12.

$$EAL = \sum_{i=1}^{EN} E(Loss_i)P_A(i) \quad (12)$$

En donde $E(Loss_i)$ es la pérdida esperada que un evento E ocasiona al bien expuesto, y $P_A(i)$ es la probabilidad de ocurrencia anual del evento i (Jaimes y Niño, 2017).

Es importante hacer notar que el costo de reparación no es el único que contribuye a la pérdida anual esperada y se pueden incluir otros factores como; costos directos e indirectos debidos a interrupción de actividades; el valor de pérdidas humanas; el valor de las pérdidas

de significado histórico, cultura o ambiental; el valor de la pérdida de reputación entre otros. (Porter K. , 2018).

3.4.2 Máxima pérdida probable, *PML*

No existe una definición universal para la *PML*, sin embargo, frecuentemente se usa como un indicador que representa la pérdida que se excedería en un periodo de tiempo determinado, este parámetro define con precisión la magnitud de las pérdidas totales y puede expresarse con la siguiente expresión:

$$v(l) = \sum_{i=1}^{EN} \Pr(L > l|i)P_A(i) \quad (13)$$

En donde $v(l)$ es la tasa de excedencia de una pérdida establecida l , ocasionada por la ocurrencia del i -ésimo evento que genera pérdidas L , ponderado por la probabilidad anual de ocurrencia de dicho evento $P_A(i)$.

3.5 Función de recuperación, f_{rec}

Para el cálculo de la resiliencia estructural es necesario definir una función de recuperación, la cual relaciona el nivel de funcionalidad, expresado en porcentaje, con el tiempo de recuperación de un sistema tras ser sometido a una perturbación y haber variado su nivel de desempeño. El tiempo de recuperación, T_{RE} , es el periodo de tiempo necesario para restaurar la funcionalidad de una estructura o sistema a un nivel deseado, el cual puede variar dependiendo de los objetivos planteados, recursos disponibles y presión social. En la figura 15 se muestra el perfil de una función de desempeño, la cual incluye la función de recuperación. En dicho perfil se distinguen cuatro etapas, la primera muestra las condiciones previas el evento sísmico, en donde el sistema se encuentra operando a un nivel de funcionalidad adecuado, la segunda etapa abarca el tiempo que transcurre entre la ocurrencia del sismo y el inicio de las actividades de reparación (línea B-C-), esto depende de muchos factores sociales, como la relevancia de sistema a restaurar y los recursos disponibles para hacerlo, la etapa tres comprende la función de recuperación, en donde se lleva a la estructura a un nivel de funcionalidad igual (línea C-D), superior (línea C-E) o inferior (línea C-F) al nivel anterior. Finalmente, la cuarta etapa comprende el lapso de tiempo entre el final de la reparación y la reanudación total de las actividades llevadas a cabo por el sistema, a partir del punto E, D, o F, según corresponda.

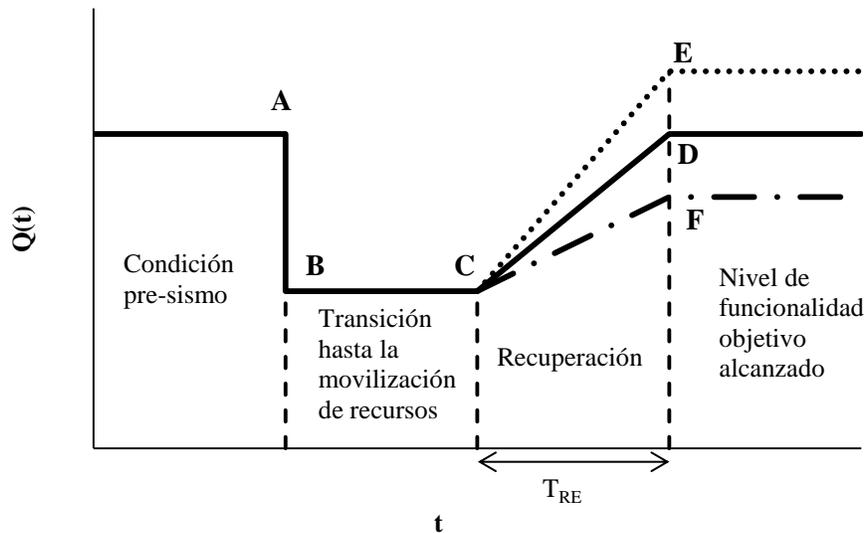


Figura 15 Gráfica que muestra los procesos de la función de desempeño, incluyendo la función de recuperación

Típicamente, el tiempo de recuperación depende de las intensidades de los sismos y de la localización del sistema a evaluar; sin embargo, se trata de una variable aleatoria con grandes incertidumbres por lo que no es fácil de predecir. Con el fin de simplificar el cálculo de este parámetro, el tiempo de reparación puede usarse como un sustituto directo, a pesar de no ser necesariamente iguales.

Por otro lado, el tiempo de reparación es el periodo de tiempo que abarca la ejecución de las técnicas de rehabilitación usadas para restaurar el sistema estructural. Para determinar este tiempo, se desglosa el proceso constructivo en una serie de tareas, cada una asociada con valores de mano de obra, materiales y equipo necesario para su realización. Para determinar el tiempo de reparación, la mano de obra es el parámetro más importante, pues de su rendimiento dependerá cuánto se tarden en ejecutar una tarea. Los rendimientos se pueden encontrar generalmente en literatura referente a construcción y costos (Lesur, 2002; Urías, 2005). Lo anterior se presenta en un programa de obra por medio de un diagrama de Gantt (Figura 16), gráfico que muestra el orden de ejecución de las actividades, así como su interdependencia y tiempo de cumplimiento (Porter y Kiremidjian, 2001).

Actividad	Días		
	1	2	3
Limpiar área dañada	■		
Relleno de zonas desprendidas con epóxico comercial		■	
Redondeo de esquinas		■	
Eliminar bultos e imperfecciones del área del elemento		■	
Mezcla de componentes de primera resina comercial		■	
Aplicar primera base de resina comercial		■	
Mezclar componentes de segunda resina		■	
Aplicar segunda resina en superficie del elemento		■	■
Cortar la fibra de carbono		■	■

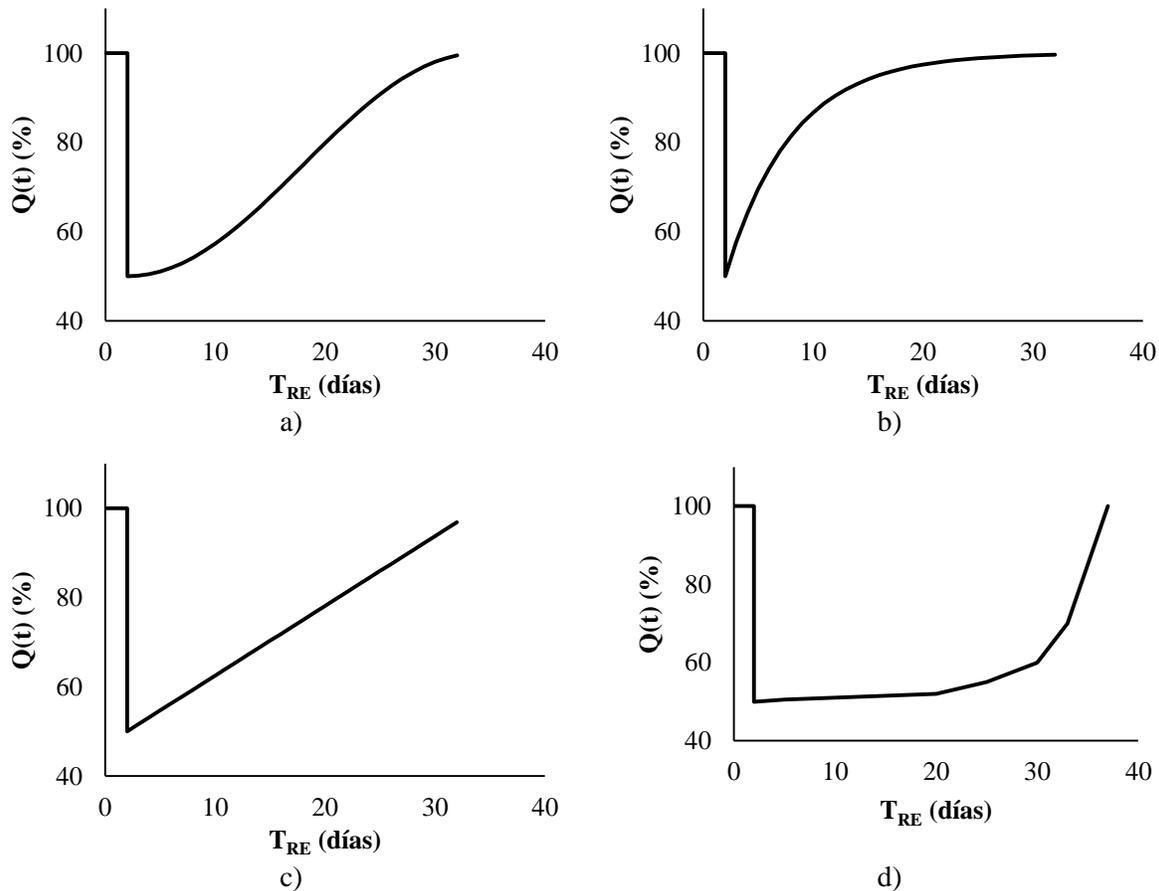


Figura 17 Modelos de funciones de recuperación a) Comunidad moderadamente preparada, b) Comunidad mal preparada, c) Comunidad bien preparada (Adaptación de Cimellaro, 2010 y Biondini, 2015)

Es importante mencionar que los modelos descritos anteriormente, son una idealización simplificada de los procesos de recuperación reales, los cuales son en realidad mucho más complejos, con periodos de interrupción, picos y valles en el ritmo de las actividades, lo cual hace de esta variable, una de las más complejas y con mayor incertidumbre en el cálculo de la resiliencia.

3.5.2 Técnicas de rehabilitación

Las estructuras de concreto reforzado pueden presentar decrementos significativos en su capacidad resistente, lo cual puede deberse al deterioro que ocasionan las condiciones ambientales normales, a un uso inadecuado, o a fenómenos naturales como huracanes y sismos, algunas otras causas se muestran en la tabla 2. La identificación y cuantificación del deterioro es relevante, pues en combinación con la información de los recursos disponibles, permite proponer técnicas de rehabilitación estructural adecuadas.

Tabla 2 Causas de deterioro en estructuras de concreto (adaptación de Soudki, 2001)

Causas comunes
Cargas accidentales (Sismos, huracanes, etc.)
Reacciones químicas (ácido, sulfatos, reacción alkali-agregado, etc.)
Errores constructivos
Errores de diseño
Corrosión
Erosión
Incendios
Asentamientos
Cambios de temperatura

Existen varios métodos para rehabilitar estructuras de concreto reforzado, deterioradas o dañadas; por ejemplo, refuerzo exterior con placas de acero, uso de fibras, incremento de la sección, entre otros. Dichas técnicas han sido objeto de estudio desde antes de 1970, a partir de los esfuerzos realizados por autores como Hermite y Bresson (1967) quienes reportaron por primera vez el uso de resinas para adherir placas de acero a elementos de concreto con el fin de mejorar su capacidad de carga. Por otro lado Meier y Kaiser (1991) fueron pioneros en el uso de polímeros reforzados con fibras (FRP). Estos autores sembraron las bases para el desarrollo de los estudios actuales en donde se busca determinar de manera precisa el comportamiento, alcance y eficiencia de las mencionadas técnicas de rehabilitación estructural. Recientemente, Al-Hassani *et al.* (2013) realizaron pruebas sobre vigas de concreto previamente dañadas sujetas a flexión y reforzadas externamente con placas de acero, al ensayarlas nuevamente, observaron un incremento en la capacidad de carga última. Soudki *et al.* (2006) observaron que es posible aplicar plástico reforzado con fibras, como medida de rehabilitación en vigas de concreto reforzado, dañadas por corrosión del refuerzo, logrando mantener la integridad estructural e incluso, mejorar el comportamiento de dichos elementos. Khot y Jadhav (2015) hallaron que el refuerzo con compuestos con fibras de vidrio resulta en una opción viable para regresar la capacidad de carga a flexión de una viga dañada a su estado original o incluso superarlo.

El uso de compuestos reforzados con fibras es una alternativa prometedora para la rehabilitación de elementos de concreto deficientes, ya que, además de contar con una relación resistencia-peso relativamente alta, gran durabilidad en ambientes agresivos y superior resistencia a la fatiga, son materiales aplicables tanto a losas como vigas y columnas de concreto reforzado (Soudki *et al.*, 2006). Adicionalmente, su gran rapidez y facilidad de aplicación, conduce a reducciones en los tiempos y costos de mano de obra (significativamente más que las placas de acero) teniendo la desventaja del elevado costo en ciertos materiales (Brosens *et al.*, 2001).

3.5.3 Estados de daño

Las medidas de rehabilitación en edificaciones se proponen a partir de la severidad de los daños o pérdidas sufridas, las cuales se atribuyen principalmente a fallas en elementos estructurales y a fallas del terreno. En cualquier caso, es necesario establecer relaciones entre la respuesta (ya sea estructural o del suelo) y la magnitud de las pérdidas, pues solo así será posible tomar decisiones en cuanto a los métodos de reparación pertinentes.

Con el fin de asociar daños físicos con una medida del comportamiento de una edificación se usa la respuesta estructural, en particular las distorsiones de entrepiso, pues este parámetro está ampliamente relacionado con el daño estructural (Terán y Jirsa, 2005). El tener conocimiento sobre los daños en los elementos permite establecer prioridades no solo en cuanto qué elemento reparar primero, si no sobre si es necesario destinar los recursos disponibles a cierta estructura.

Ya sea si las pérdidas ocurren por fallas en los elementos estructurales o en el terreno, es importante considerar ambos conceptos en el análisis del daño. Para ejemplificar esto considérese una edificación de múltiples niveles sujeta a un evento sísmico, en donde es posible que ocurra alguno de los siguientes escenarios: 1) las fallas se presentan en los elementos estructurales y son de tal magnitud, que el edificio colapsa, 2) las fallas se presentan en la cimentación y el desplome es tal, que el edificio debe demolerse. En ambos casos, las pérdidas directas económicas son iguales al tener que reemplazar totalmente el edificio. Por otro lado, las pérdidas humanas directas serían mayores en el primer caso. Finalmente, las pérdidas indirectas económicas serían muy similares para ambos, con tiempos de inactividad en el inmueble semejantes, dependiendo de las técnicas de demolición y restauración empleadas. Esto deja en evidencia que ambas causas de fallas son de gran relevancia para la evaluación de las pérdidas totales y por lo tanto deben de unificarse los criterios para ser tomadas en cuenta.

3.6 Resiliencia sísmica

La resiliencia sísmica por eventos se obtiene aplicando el modelo matemático expresado por la ecuación 2, en donde se calcula el área bajo la curva de todo el perfil de funcionalidad (Figura 18) para un T_{LC} determinado.

$$R_c = \int_{t_{OE}}^{t_{OE}+T_{LC}} Q(t)/T_{LC} dt \quad (2)$$

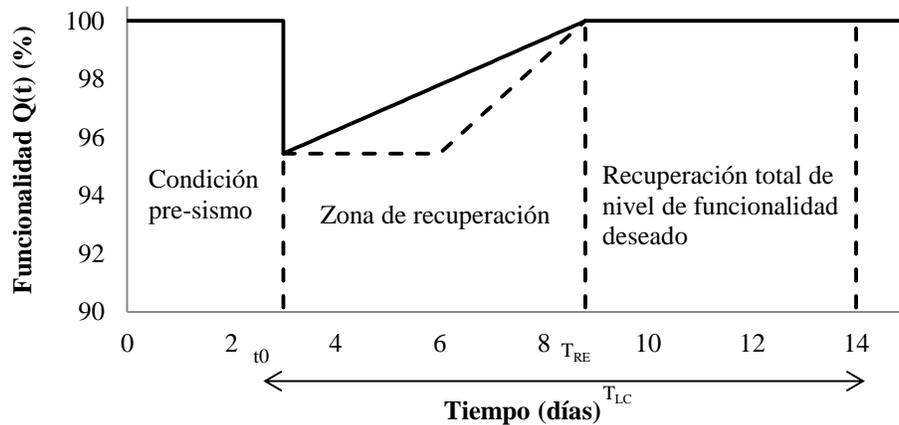


Figura 18 Perfil de funcionalidad

Al dividir los valores del área bajo la curva entre el tiempo de control, se obtienen valores de resiliencia promedio para el periodo de tiempo que se desea evaluar. Es notorio que en el desarrollo de este procedimiento no se ha tomado en cuenta el tiempo de ocurrencia de los eventos sísmicos, es decir que no se ha considerado la etapa previa al sismo en el cálculo de la resiliencia, pues para esto, se deben de implementar consideraciones adicionales concernientes al deterioro de la funcionalidad del sistema debido al paso del tiempo y la exposición ambiental, lo cual se encuentra fuera del alcance de este trabajo. Por otro lado, al no tener datos acerca de la respuesta social, no se sabe con certeza cuánto tiempo tomará comenzar las actividades de restauración, sin embargo por simplicidad se ha considerado una respuesta inmediata a la ocurrencia del evento sísmico, lo cual tiene una gran relevancia, pues, en caso de que existiese un lapso de tiempo en el cual la pérdida se mantuviese (línea discontinua de zona de recuperación), el área bajo la curva sería menor, lo cual finalmente impactaría de manera significativa en los valores de resiliencia. Estas consideraciones simplifican el estudio, sin embargo, con investigación adicional se pueden implementar las omisiones realizadas a la metodología presentada.

También es importante mencionar que la metodología presentada cuantifica la resiliencia sísmica en función de dos de sus propiedades, la robustez y la rapidez. La primera está relacionada con el decremento en la funcionalidad de las estructuras medida como el nivel de pérdidas o daños; y la segunda se refiere a la eficacia para movilizar recursos y alcanzar un nivel de funcionalidad objetivo, análogo a los tiempos de reparación propuestos.

El modelo descrito anteriormente, dado por la ecuación 2, cuantifica la resiliencia sísmica para un evento dado, sin embargo no considera todo el ambiente sísmico al que está expuesta determinada estructura. Por lo tanto, en esta tesis se ha implementado la ecuación 17 para cuantificar lo que se define como resiliencia global (RG). Para el cálculo de este parámetro es necesario conocer tres grandes parámetros: el tiempo de recuperación, la función de pérdidas y la frecuencia de ocurrencia de un evento dado. En la ecuación 17 el

término R_c , que representa la resiliencia sísmica ante un evento específico, engloba tanto el tiempo de recuperación como la función de pérdidas, mientras que el término f_i representa la frecuencia de ocurrencia de dicho evento.

$$RG = \sum_{i=1}^n R_{ci} * f_i \quad (17)$$

En el cálculo del valor de RG , se integra la función de recuperación para cada escenario, es decir se calcula el área bajo su curva, este valor luego se divide entre el tiempo de control, obteniéndose un valor de funcionalidad promedio para un periodo de tiempo analizado. Posteriormente los valores de R_c se multiplican por la frecuencia de ocurrencia de cada evento, estableciendo el tiempo de control igual al tiempo de recuperación, pues ya se está tomando en cuenta la probabilidad de ocurrencia de cada evento en un periodo de un año. Finalmente, la sumatoria de los valores de R_c ponderados por su frecuencia de ocurrencia produce un valor que permite evaluar la resiliencia de una estructura sujeta a un ambiente sísmico y no solamente a un evento sísmico específico.

CAPITULO 4 CASOS DE ESTUDIO

4.1 Descripción de las estructuras

Para evaluar la resiliencia sísmica, se ha aplicado la metodología descrita a seis escuelas, consideradas socialmente relevantes, ubicadas en la colonia San Jerónimo Caleras, en la ciudad de Puebla, estado de Puebla. Las estructuras están formadas por marcos de concreto reforzado con dimensiones en planta de 24 x 8 m. En el sentido largo existen ocho crujiás y en sentido corto solo una crujiá. La altura de entrepiso es de 3.5 m con uno, dos y tres niveles. Para llevar a cabo el estudio de implementación y por falta de información disponible, se considera que las estructuras fueron construidas entre los años 1993 y 2008. El sistema estructural está formado por marcos rígidos de concreto reforzado con sistema de piso de losa apoyada perimetralmente y todas las bases empotradas (Ver figura 19).

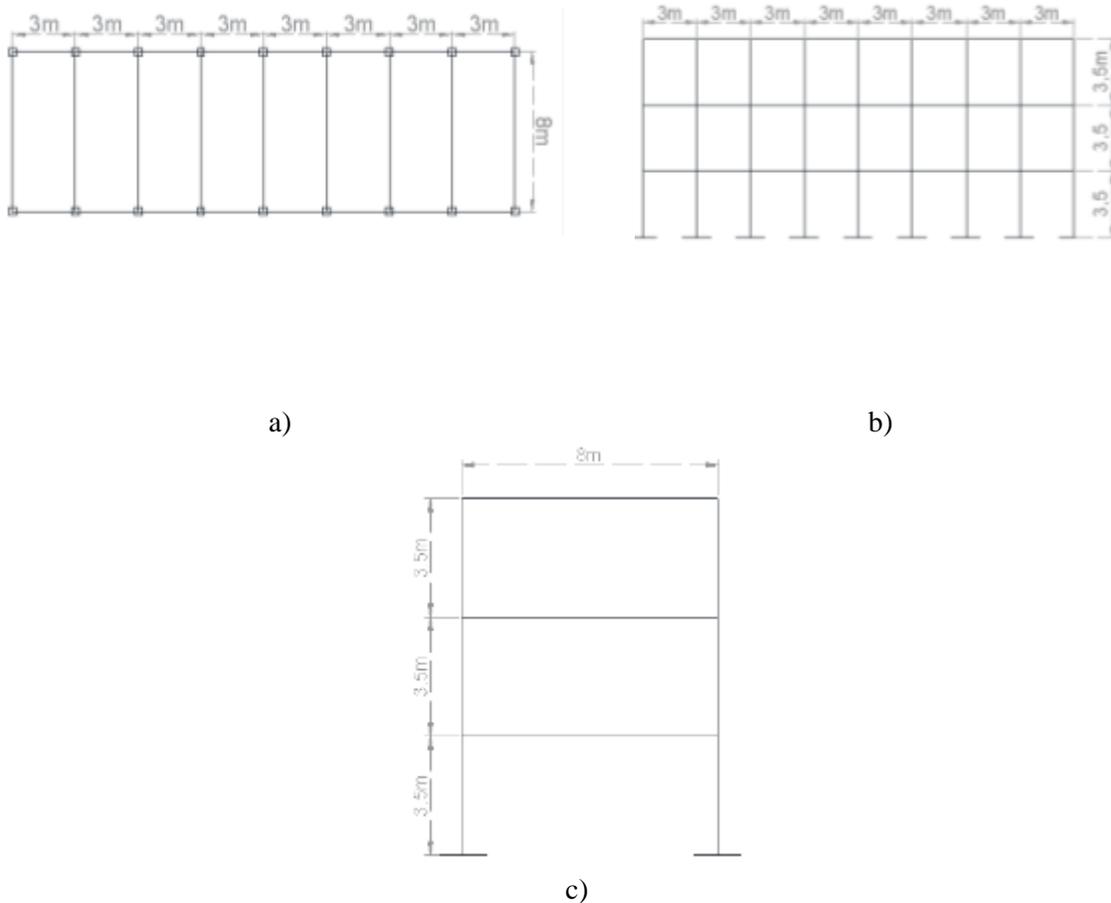


Figura 19 Geometría de las estructuras estudiadas: a) planta, b) elevación frontal y c) elevación lateral

La elección de las estructuras descritas en este párrafo se ha hecho pensando que representan de manera adecuada a la gran parte de las escuelas actualmente en funcionamiento en la ciudad de Puebla, la cual ha sido seleccionada por su relevante actividad sísmica.

A partir de la tipología estructural descrita para los casos de estudio planteados, se han creado modelos analíticos de las edificaciones para conocer su respuesta estructural; sin embargo, debido a que se desconocen sus propiedades de resistencia, ductilidad y rigidez de post-fluencia, estos se inferirán al replicar su diseño empleado las demandas de diseño que se asume se usaron en cada una de ellas.

4.1.1 Demandas sísmicas de diseño

Actualmente la ciudad de Puebla no cuenta con reglamentos de diseño sísmico, por lo tanto, las demandas sísmicas de diseño, se obtuvieron de acuerdo con los criterios establecidos en el Manual de Obras Civiles de la CFE versiones 1993 (CFE, 1993) y 2008 (CFE, 2008). Para lo cual, fue necesario obtener las masas y periodos de las estructuras, actividad realizada mediante un modelado y posterior análisis modal en SAP 2000 (CSI, 2017). La tabla 3 muestra los resultados obtenidos.

Tabla 3 Periodos y masa para las distintas estructuras

Estructura		T _x (s)	T _y (s)	Masa (kgf-s ² /m)
Año	Número de niveles			
1993	1	0.276	0.33	14150
1993	2	0.389	0.498	37771
1993	3	0.486	0.671	60963
2008	1	0.276	0.33	14150
2008	2	0.371	0.446	38234
2008	3	0.503	0.571	63737

La versión de 1993 del Manual de Obras Civiles (MOC-1993) presenta una zonificación sísmica del país, clasificándolo en cuatro zonas con nomenclatura *A*, *B*, *C* y *D* siendo la zona *A* la de menor actividad sísmica y la zona *D* la de mayor. El suelo, por su parte, se subdivide en tres tipos, I, II, y III, siendo el tipo III el que conlleva a las mayores demandas sísmicas. Siguiendo este criterio, las estructuras analizadas se encuentran en la zona *B*, suelo tipo III. Adicionalmente, se asigna un factor de importancia a la estructura de acuerdo con su uso, lo cual pretende reflejar la gravedad de las consecuencias en caso de que ocurra una falla. También es necesario tomar en cuenta el factor de comportamiento sísmico de la estructura, *Q*, para reducir las ordenadas espectrales por ductilidad. Adicionalmente, deben de aplicarse correcciones en función del periodo dominante del suelo, siendo necesarias modificaciones a los periodos característicos que definen las distintas ramas del espectro.

Los datos relevantes del terreno se obtuvieron de mapas de microzonificación para el estado de Puebla(Figura 20)(Secretaria de Gobernación, 2011).

Tabla 4 Parámetros usados para construir el espectro de diseño de acuerdo al MOC-1993

Parámetro	Valor
Zona sísmica	B
Tipo de suelo	III
Importancia de la estructura	A
Factor de comportamiento sísmico “Q”	2
Periodo dominante del sitio	0.8 s (Secretaria de Gobernación, 2011)

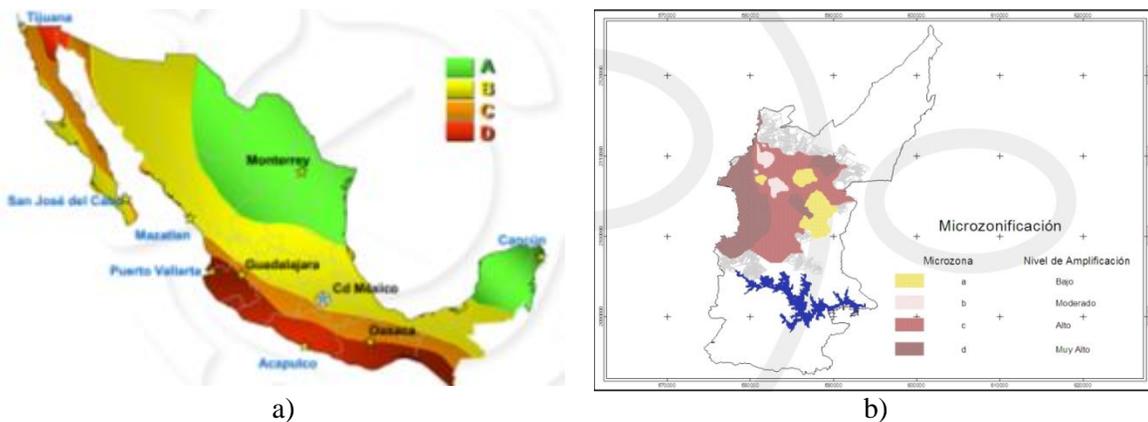


Figura 20a) Zonificación sísmica de México de acuerdo al MOC 1993 (CFE, 1993) b). Microzonificación de la ciudad de Puebla (Secretaria de Gobernación, 2011)

Por otro lado, en la versión 2008 del Manual de Obras Civiles, MOC (CFE, 2008), se llevaron a cabo numerosas modificaciones en relación a su predecesora, que permiten realizar un análisis más refinado de las demandas sísmicas. Uno de los cambios más notorios es la nueva zonificación sísmica, la cual ubica a la ciudad de Puebla en la zona sísmica C. Adicionalmente existen otros cambios importantes; principalmente se toma en cuenta la redundancia estructural, la sobrerresistencia y los efectos de degradación de rigidez y resistencia.

La redundancia estructural toma en cuenta la cantidad de marcos resistentes que existen en la dirección de las fuerzas sísmicas y es diferente para cada dirección ortogonal de análisis, en otras palabras, considera el grado de hiperestaticidad en una dirección dada. Por otro lado, la sobre resistencia está dada por varios factores, el material utilizado, el tipo de sistema estructural y los factores de amplificación de cargas y reducción de resistencias. Además de los parámetros mencionados, se toman en cuenta la aceleración máxima en terreno rocoso, parámetro con que se inicia la construcción del espectro de diseño a partir del peligro sísmico en el sitio, y la velocidad de propagación de ondas de corte en el estrato.

Estos últimos parámetros fueron obtenidos del programa de cómputo PRODISIS (INEEL, 2017)

Tabla 5 Parámetros usados para construir el espectro de diseño de acuerdo al MDOC_2008

Parámetro	Valor
Zona sísmica	C
Tipo de suelo	III
Importancia de la estructura	A
Factor de comportamiento sísmico “Q”	2
Periodo dominante del sitio	0.8 s
Aceleración máxima en terreno rocoso a_0	112.5 cm/s ²
Velocidad de propagación de ondas V_0	720 m/s

En la figura 21 se muestran los espectros elásticos para las estructuras que comprenden los casos de estudio. En ellas se observa que los criterios para considerar demandas sísmicas solían ser menos conservadores en 1993 al presentar aceleraciones menores en comparación al reglamento 2008, tanto para el espectro elástico como para el inelástico, incluso cuando en el reglamento del 2008 se toman en cuenta dos grandes factores de reducción del espectro como lo son la redundancia y la sobre resistencia, esto lleva a estructuras más robustas.

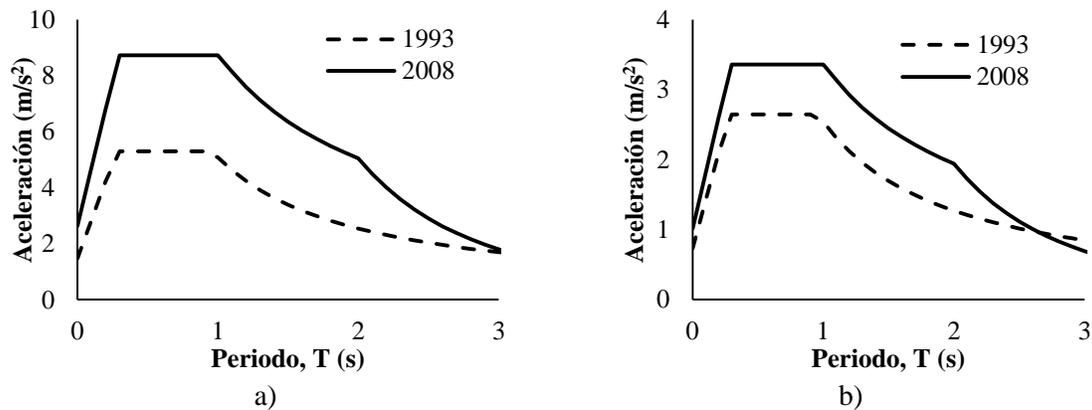


Figura 21 Espectros del MOC para 1993 y 2008 a) elásticos y b) inelásticos

4.1.2 Modelado

Los elementos mecánicos se obtuvieron mediante un análisis modal espectral en SAP 2000 (CSI, 2017) realizando un modelo con elementos tipo “frame” para las columnas y vigas y elementos Shell para las losas (ver figura 22). En dicho modelo las bases se consideraron como empotramientos perfectos, además es importante mencionar que la masa se colocó de manera concentrada con las excentricidades marcadas por el reglamento. Se analizaron nueve combinaciones de carga de acuerdo al diseño típico de estructuras en México, las cuales se presentan en la tabla 6.

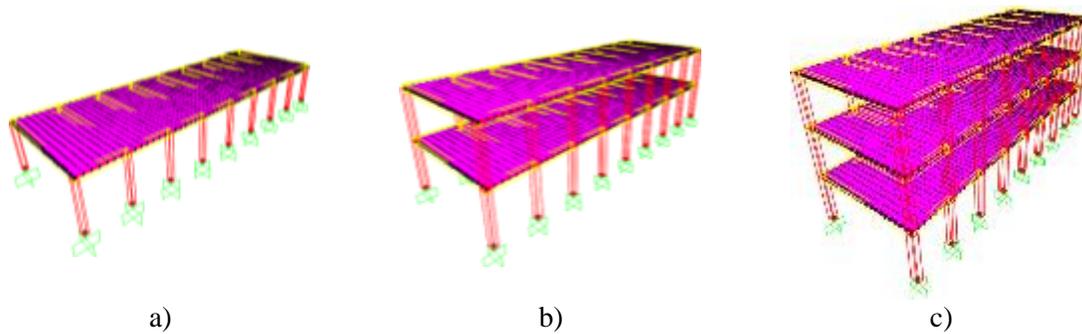


Figura 22 Modelación de las estructuras: a) un nivel, b) dos niveles y c) tres niveles

Tabla 6 Combinaciones de carga consideradas para edificios ubicados en la ciudad de Puebla

Combinaciones de carga
1.4CM+1.4CVm
1.1CM+1.1CVr+1.1Sx+0.33Sy
1.1CM+1.1CVr+1.1Sx-0.33Sy
1.1CM+1.1CVr-1.1Sx+0.33Sy
1.1CM+1.1CVr-1.1Sx-0.33Sy
1.1CM+1.1CVr+0.33Sx+1.1Sy
1.1CM+1.1CVr+0.33Sx-1.1Sy
1.1CM+1.1CVr-0.33Sx+1.1Sy
1.1CM+1.1CVr-0.33Sx-1.1Sy

4.1.3 Diseño estructural

El diseño de las estructuras se realizó siguiendo lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para el diseño de estructuras de concreto (NTCC) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) de 1987 y 2004 (GDF, 1987; GDF, 2004), vigentes para escuelas construidas en 1993 y 2008 respectivamente. Con el fin de disminuir el efecto de la sobre-resistencia, las estructuras se diseñaron de tal manera que el acero de refuerzo correspondiese específicamente al necesario para resistir los elementos mecánicos obtenidos del análisis; sin embargo, es importante notar que no se ha evitado tomar en cuenta la sobre-resistencia que conlleva el uniformizar el armado para todas las vigas y columnas de un mismo nivel.

Posteriormente, por medio de un análisis de sección, realizado con el programa CUMBIA (Kowalsky & Montejó, 2007), se han obtenido los diagramas momento rotación para cada elemento, a partir de los cuales ha sido posible conocer los parámetros necesarios para recrear el modelo de comportamiento histéretico.

En la presente investigación se ha optado por usar el modelo histérico modificado de Ibarra Medina y Krawinkler, *IMK peak-oriented* (Ibarra *et al.*, 2005) pues se ha demostrado que representa de manera adecuada el comportamiento degradante de los elementos de concreto reforzado (Ibarra *et al.*, 2005). El enfoque del modelo *IMK peak-oriented* ha sido seleccionado ya que representa con mejor aproximación el daño esperado en la estructura para rangos de daño severos, de la forma en la que lo hace el modelo *IMK pinching* (Ibarra *et al.*, 2005). En el modelo usado, la envolvente principal se caracteriza por cinco parámetros: la rigidez elástica, la fuerza de fluencia, la rigidez de post fluencia, la rigidez de post ruptura y la resistencia residual, esto se muestra en la figura 23. Además, las tablas 7 y 8 muestran los valores de los parámetros, resultados del análisis de sección momento-rotación, para cada elemento estructural.

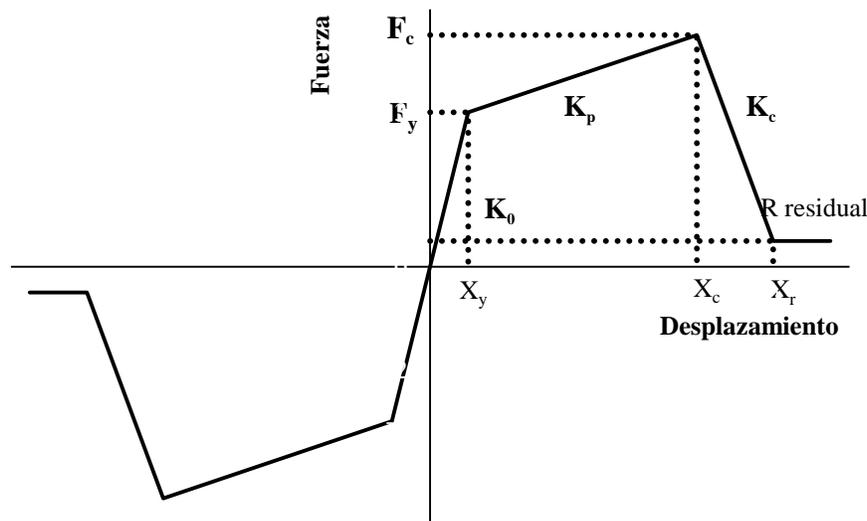


Figura 23 Modelo de histéresis *IMK peak-oriented*(Ibarra *et al.* 2005)

Tablas 7 y 8 Resultados de análisis de sección o momento curvatura para los elementos de todas las estructuras

Año 1993	Parámetro	Col N1	Col N2	Col N3	V azotea	V entrepiso
1 nivel	Rotación de fluencia	0.046	-----	-----	0.041	-----
	Rotación plástica	0.420	-----	-----	0.157	-----
	Distorsión de colapso	0.210	-----	-----	0.079	-----
	Razón de rigidez de post fluencia	0.010	-----	-----	0.005	-----
	Momento de fluencia (T*m)	12.202	-----	-----	7.316	-----
2 niveles	Rotación de fluencia	0.043	0.043	-----	0.041	0.044
	Rotación plástica	0.366	0.366	-----	0.157	0.202
	Distorsión de colapso	0.183	0.183	-----	0.079	0.100
	Razón de rigidez de post fluencia	0.012	0.012	-----	0.005	0.010

	Momento de fluencia (T*m)	23.761	23.761	-----	7.316	14.557
3 niveles	Rotación de fluencia	0.029	0.040	0.032	0.041	0.051
	Rotación plástica	0.266	0.387	0.344	0.157	0.219
	Distorsión de colapso	0.133	0.193	0.172	0.079	0.109
	Razón de rigidez de post fluencia	0.018	0.012	0.015	0.005	0.014
	Momento de fluencia (T*m)	32.273	30.153	28.807	7.316	25.698

Año 2008	Parámetro	Col N1	Col N2	ColN3	V azotea	V entrepiso
1 nivel	Rotación de fluencia	0.039	-----	-----	0.041	-----
	Rotación plástica	0.435	-----	-----	0.157	-----
	Distorsión de colapso	0.217	-----	-----	0.079	-----
	Razón de rigidez de post fluencia	0.010	-----	-----	0.005	-----
	Momento de fluencia (T*m)	14.96	-----	-----	7.316	-----
2 niveles	Rotación de fluencia	0.033	0.044	-----	0.041	0.048
	Rotación plástica	0.248	0.361	-----	0.157	0.206
	Distorsión de colapso	0.124	0.180	-----	0.079	0.103
	Razón de rigidez de post fluencia	0.019	0.011	-----	0.005	0.010
	Momento de fluencia (T*m)	36.17	24.85	-----	7.316	17.696
3 niveles	Rotación de fluencia	0.121	0.137	0.116	0.041	0.051
	Rotación plástica	0.534	0.545	0.490	0.157	0.219
	Distorsión de colapso	0.267	0.273	0.245	0.079	0.110
	Razón de rigidez de post fluencia	0.009	0.006	0.007	0.005	0.013
	Momento de fluencia (T*m)	40.12	28.56	25.58	7.316	26.061

Al observar las tablas anteriores se puede apreciar que algunas columnas de estructuras de 1993 tienen mayor capacidad que su contraparte de 2008, a primera vista se podría pensar que esto es incorrecto, siendo que los espectros de diseño son considerablemente mayores para las estructuras más recientes. Sin embargo, la razón por la cual las columnas del nivel dos y tres de 1993 tienen mayor capacidad que las del 2008 en el sentido del marco analizado es porque existe una sobre resistencia significativa. Esto ha sucedido debido a que para cumplir con el esquema de columna fuerte-viga débil, se ha incrementado significativamente el acero de las columnas de 1993 de tres niveles. Al usar acero uniformemente distribuido, se ha contribuido indirectamente a incrementar la capacidad a flexo compresión en el sentido del marco analizado, de una forma considerable.

Las columnas del 2008, por otro lado, no tienen esa sobre resistencia en el sentido del marco analizado, pues al tener un peralte considerablemente mayor a las estructuras de 1993 no ha sido necesario incrementar el acero de refuerzo para hacerlas resistir el momento en dicho sentido. En estas estructuras se ha incrementado el peralte para poder

cumplir con las condiciones de estado límite de servicio establecidas en la normativa utilizada (más rigurosas que para 1993).

De lo anterior se pueden concluir dos cosas; primero: que la anomalía en la resistencia incrementada de las estructuras de 1993 ha sido consecuencia de utilizar un criterio de acero uniformemente distribuido, anomalía que pudo haber evitada incrementando el peralte en estos elementos, al igual que se hizo para la estructura de 2008, y segundo: si se hubiese analizado el marco en la dirección “corta” de la estructura, las columnas de las escuelas de 2008 hubiesen tenido capacidades significativamente mayores a las de 1993, ya que se encuentran mucho más peraltadas.

4.2 Definición de la amenaza sísmica

Para evaluar la resiliencia sísmica, en este estudio se ha definido la amenaza por medio de una serie de eventos estocásticos mutuamente excluyentes, los cuales describen la distribución espacial, frecuencia anual y la aleatoriedad de la intensidad de la amenaza en el sitio de interés.

Como ya se mencionó, la intensidad de la amenaza sísmica se cuantifica a través de una medida ingenierilmente relevante, en este caso es la pseudoaceleración espectral (S_a), considerando un amortiguamiento del 5% respecto al crítico, correspondiente al periodo fundamental. La interacción suelo-estructura no se ha tomado en cuenta debido a que se trata de estructuras de poca altura. La intensidad se considera como una variable aleatoria por medio de sus dos primeros momentos estadísticos (1) el valor esperado (media) y (2) la varianza.

Una vez establecida la sismicidad para cada fuente sísmica, los efectos generados por cada fuente se deben evaluar en el sitio de interés en términos de la intensidad sísmica establecida. Esto se logra por medio de las leyes de atenuación, o como se conocen actualmente, ecuaciones de predicción de movimiento fuerte (GMPE por sus siglas en inglés). Dada la gran incertidumbre que se genera en la estimación de la intensidad se utiliza un enfoque probabilístico. Se asume que la intensidad es una variable aleatoria con una distribución log-normal, en donde la media está expresada como una función de la magnitud del sismo y de la distancia epicentral.

4.2.1 GMPE

En este estudio, los tipos de sismos que las distintas fuentes pueden producir se clasifican en tres grupos: subducción, de profundidad intermedia y sismos corticales. Con base en ello se asoció una GMPE diferente a cada tipo de sismo para el sitio de estudio, descritas de la siguiente manera:

1. Sismos subducción: para la aceleración sísmica causada por sismos generados en la costa sur del Pacífico se usó la GMPE de Jaimes *et al.*(2006). Dicha ecuación fue desarrollada con base en numerosos registros de aceleración obtenidos por la red de acelerógrafos de la UNAM, lo cual incluye los registros del sismo de Michoacán ocurrido el 19 de septiembre de 1985.
2. Sismos de profundidad intermedia: En este caso, se usó un modelo de atenuación desarrollado por Jaimes *et al.*(2015) . El modelo mencionado, fue desarrollado a partir de 22 sismos de magnitudes entre 5.2 y 7.4 para profundidades de 40 a 128km.
3. Sismos superficiales: se usó el modelo con datos registrados en California propuesto por Abrahamson y Silva (1997), el cual permite describir los movimientos del suelo ocasionados por sismos que ocurren en la zona del Eje Neovolcánico y en las fallas de Polochic-Motagua (CFE, 2015).

4.3 Vulnerabilidad estructural

Para determinar la respuesta estructural se llevaron a cabo IDA's, empleando 100 registros sísmicos obtenidos de estaciones localizadas en terreno firme (Anexo 1). Debido al gran volumen de trabajo que implican, dichos análisis fueron llevados a cabo en el programa Opensees (McKenna *et al.*, 2009) empleando articulaciones concentradas en los extremos de los elementos con las características definidas en la sección 4.1.3. Los resultados obtenidos de estos análisis permitieron generar una serie de gráficas de gran utilidad, las cuales se muestran en las figuras 24 a 29. Las curvas IDA's de distorsión de entrepiso contra aceleración son útiles para obtener los estados de daño, ya que, como se ha explicado anteriormente, estos se encuentran relacionados con las distorsiones, mientras que las curvas IDA que muestran el desplazamiento y el cortante basal contra la aceleración contribuyen a construir la curva de capacidad dinámica. De esta última se obtuvieron las características estructurales necesarias (rigidez elástica, rigidez de post-fluencia y resistencia a la fluencia) para modelar un sistema de un grado de libertad equivalente que se usó para la estimación de los índices de daño.

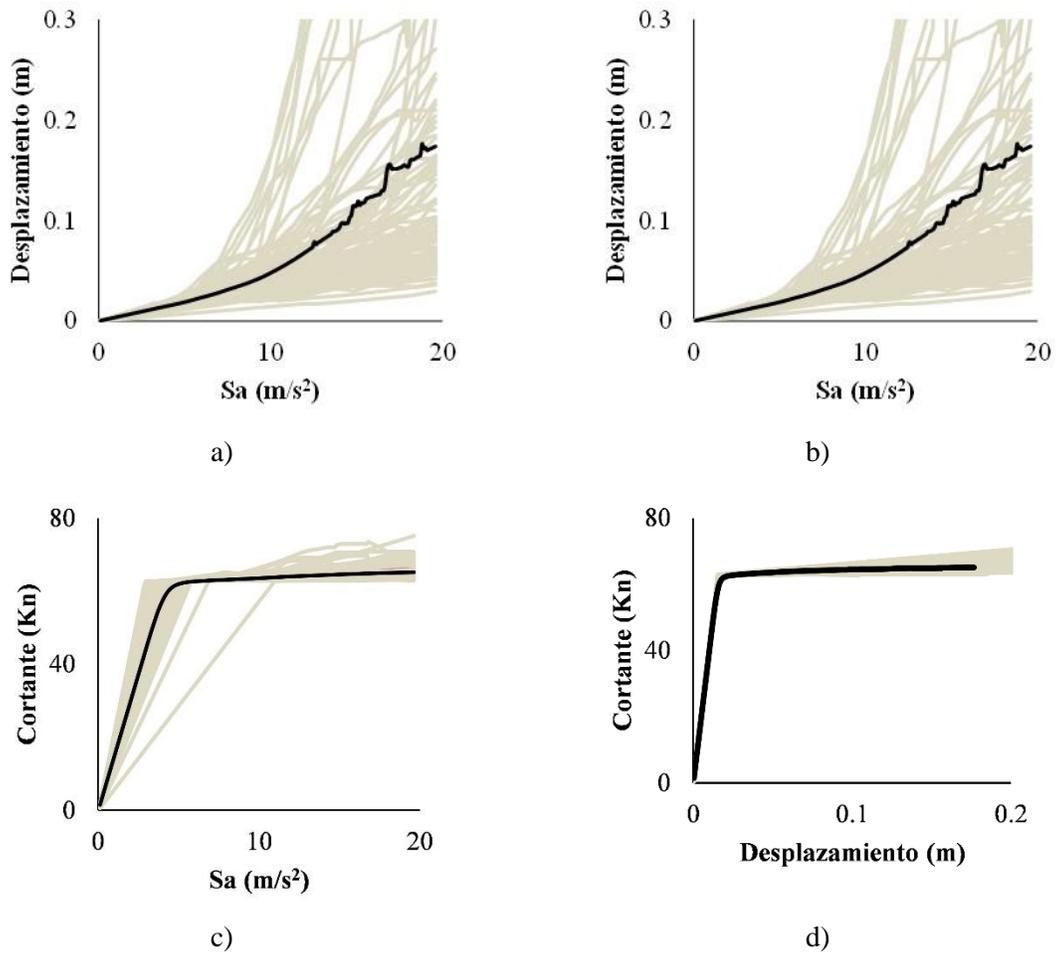
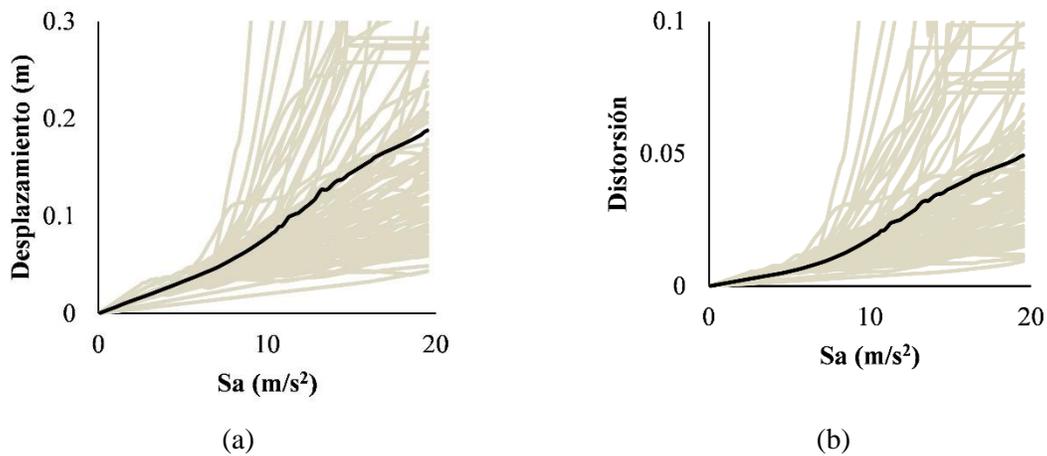


Figura 24 Gráficas IDA para escuelas de un nivel construida en 1993 en donde las líneas negras muestran los valores medios obtenidos de promediar las líneas grises a) Desplazamiento b) Distorsión de entresuelo), c) Cortante, d) Curva de capacidad dinámica



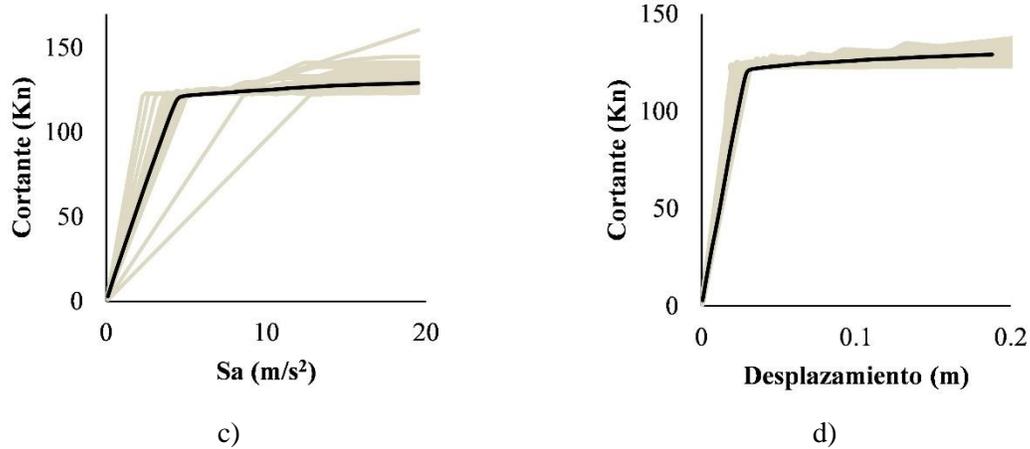


Figura 25 Gráficas IDA para escuelas de dos niveles construidos en 1993 en donde las líneas negras muestran los valores medios obtenidos de promediar las líneas grises a) Desplazamiento, b) Distorsión de entrepiso, c) Cortantes, d) Curva de capacidad dinámica

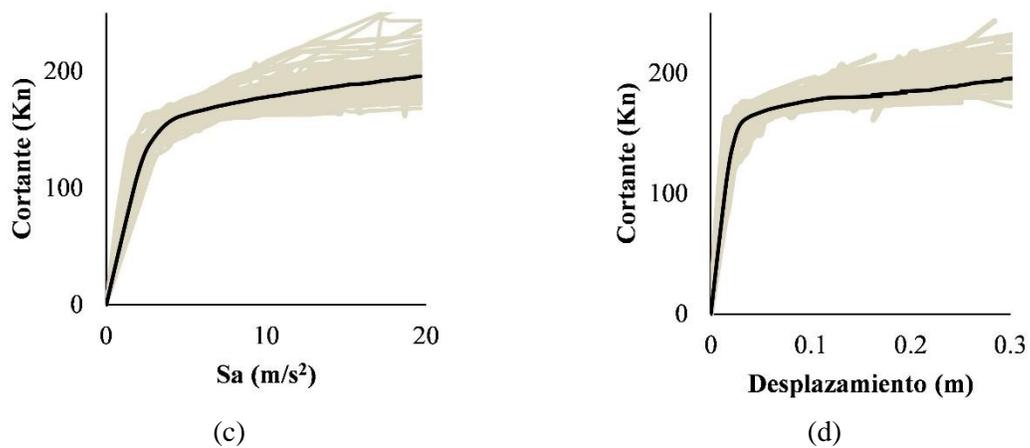
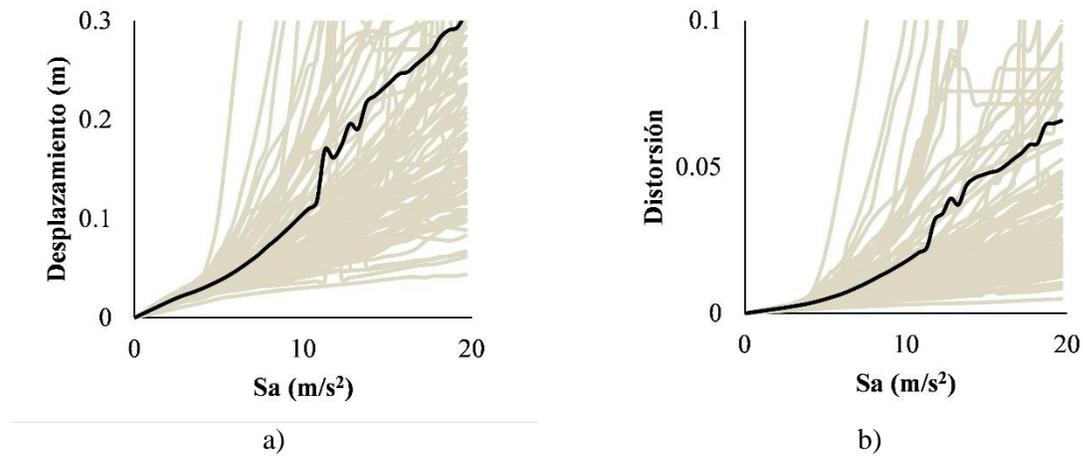


Figura 26 Gráficas IDA para escuelas de tres niveles construida en 1993 en donde las líneas negras muestran los valores medios obtenidos de promediar las líneas grises a) Desplazamiento, b) Distorsión de entrepiso, c) Cortante, d) Curva de capacidad dinámica

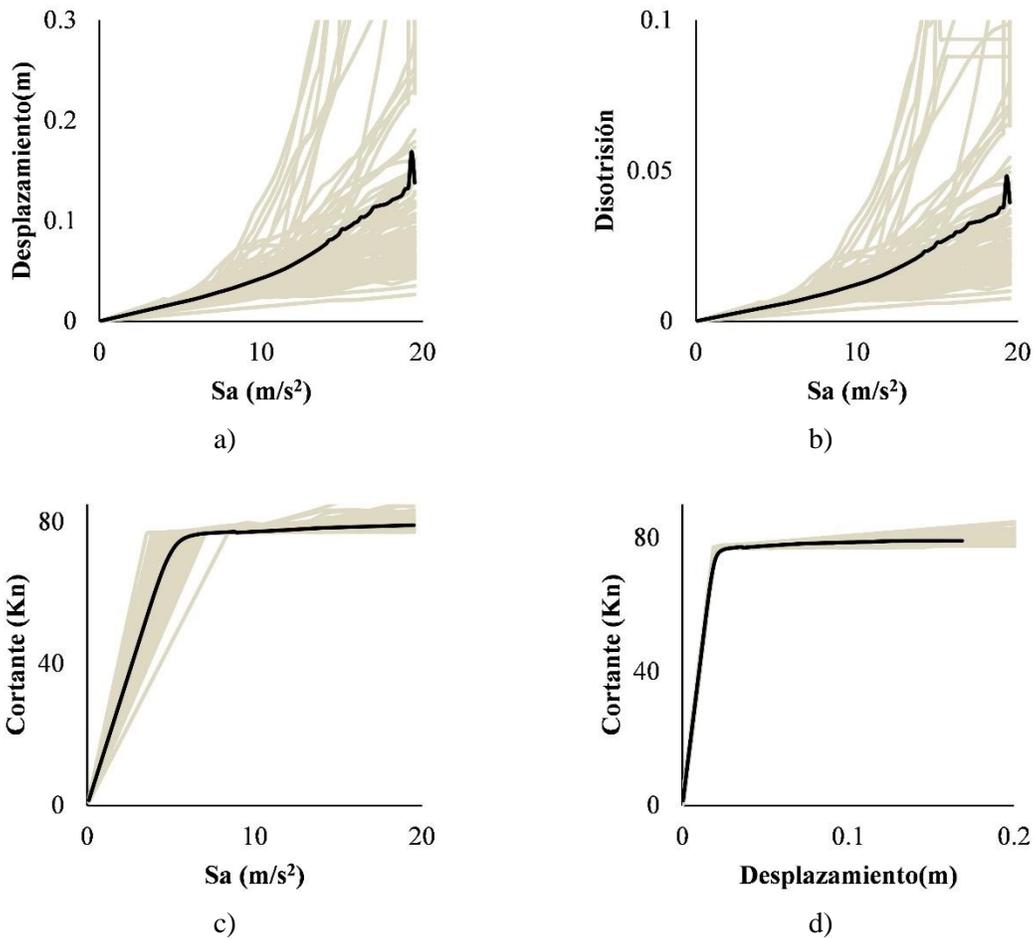
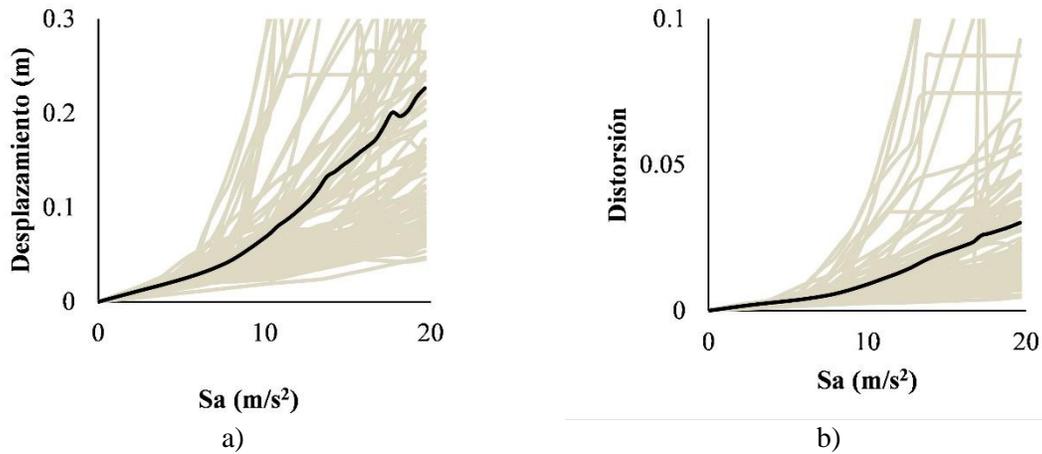


Figura 27 Gráficas IDA para escuelas de un nivel construida en 2008 en donde las líneas negras muestran los valores medios obtenidos de promediar las líneas grises a) Desplazamiento, b) Distorsión de entrepiso, c) Cortante, d) Curva de capacidad dinámica



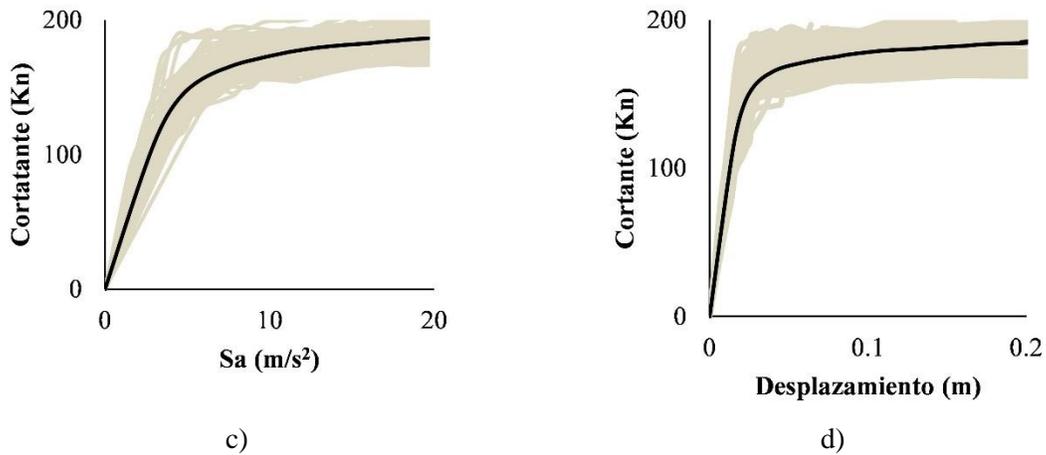


Figura 28 Gráficas IDA para escuelas de dos niveles construida en 2008 en donde las líneas negras muestran los valores medios obtenidos de promediar las líneas grisesa) Desplazamiento, b) Distorsión de entrepiso, c) Cortante, d) Curva de capacidad dinámica

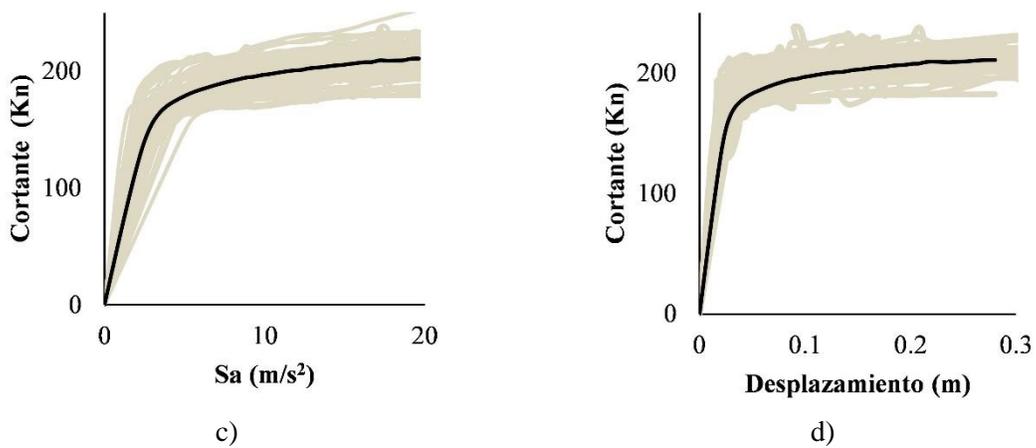
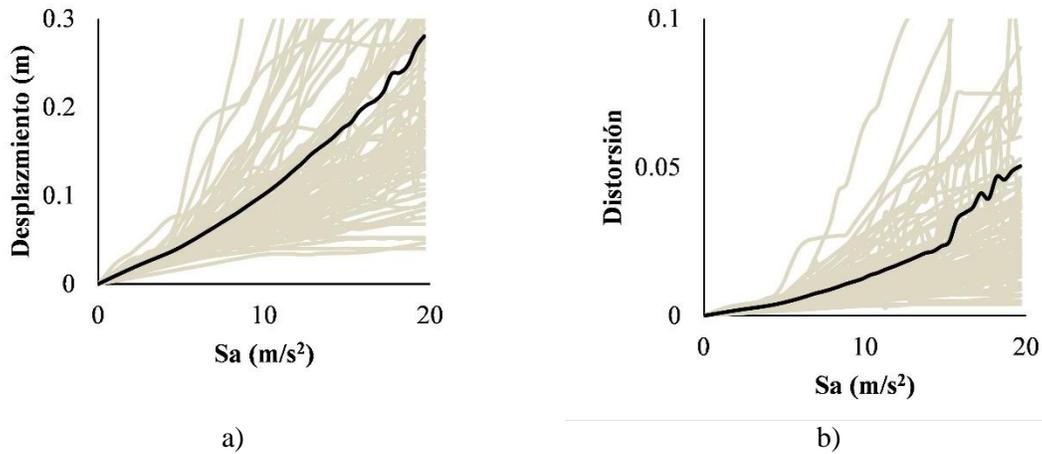


Figura 29 Gráficas IDA para escuelas de tres niveles construida en 2008 en donde las líneas negras muestran los valores medios obtenidos de promediar las líneas grisesa) Desplazamiento, b) Distorsión de entrepiso, c) Cortante, d) Curva de capacidad dinámica

En estas figuras se aprecia como a medida que aumenta el número de niveles, tanto los valores de distorsión de entrepiso como los de desplazamiento tienden a incrementarse, esto significa que para un valor de intensidad sísmica (medida en S_a) las estructuras más grandes tendrán mayores desplazamientos tanto absolutos como relativos, lo cual se atribuye a que, si bien se ha incrementado la rigidez en las estructuras más altas, este incremento no es proporcional al incremento de las fuerzas sísmicas. Por otro lado, para estructuras con la misma tipología (i.e. mismo número de niveles), la respuesta estructural es en general menor para las estructuras más recientes. Las gráficas de cortante muestran mayores valores para las estructuras con mayor número de niveles, lo cual refleja su mayor necesidad de capacidad resistente. La curva de capacidad dinámica en todos los casos, presenta mayores valores de cortante para años más recientes y a medida que se incrementa el número de niveles, lo cual es consistente con lo que se esperaría del diseño estructural. A partir de estas gráficas, es posible conocer la resistencia de fluencia, la rigidez elástica y la rigidez de post-fluencia, parámetros que son de utilidad para generar un modelo de un sistema de un grado de libertad de referencia, necesario para el cálculo de los índices de daño que la metodología requiere para el cálculo de la curva de vulnerabilidad. Los resultados anteriores son consistentes desde dos puntos de vista: las estructuras tienen mayor capacidad a medida que se incrementa su tamaño, y las estructuras más recientes tienen mayor capacidad que su contraparte de 1993, lo cual sucede para todas las estructuras sin importar su número de niveles, sin embargo el incremento de la capacidad si es variable (Tabla 9).

A partir de las curvas de capacidad dinámica, se obtiene la rigidez de post fluencia y el cortante correspondiente a la fluencia, datos que permiten generar un modelo equivalente de un grado de libertad para la obtención de los desplazamientos y cortantes que después llevarán al cálculo de los índices de daño. La tabla siguiente muestra los resultados de rigidez de post fluencia y cortante de fluencia.

Tabla 9 Valores de cortante de fluencia y relación de rigidez elástica a rigidez de post fluencia para todas las estructuras

Estructura		Cortante de fluencia (kgf)	Relación Rigidez de post fluencia/Rigidez elástica (%)
Año	Número de niveles		
1993	1	6434	0.3269
1993	2	12562	0.8849
1993	3	16947	1.4764
2008	1	7831	0.4765
2008	2	17100	1.1541
2008	3	19252	1.3117

4.3.1 Índices de daño

Los índices de daño se obtuvieron a partir de los resultados de las curvas IDA y con base en el modelo de daño propuesto por Terán y Jirsa (2005). Por medio de un análisis de regresión no lineal se obtuvieron ecuaciones que permitieron conocer finalmente las funciones de vulnerabilidad a partir de las distorsiones presentadas en las curvas IDA. La figura 30 muestra los datos de los índices de daño resultados del análisis al oscilador de un grado de libertad, así como su ajuste de regresión no lineal.

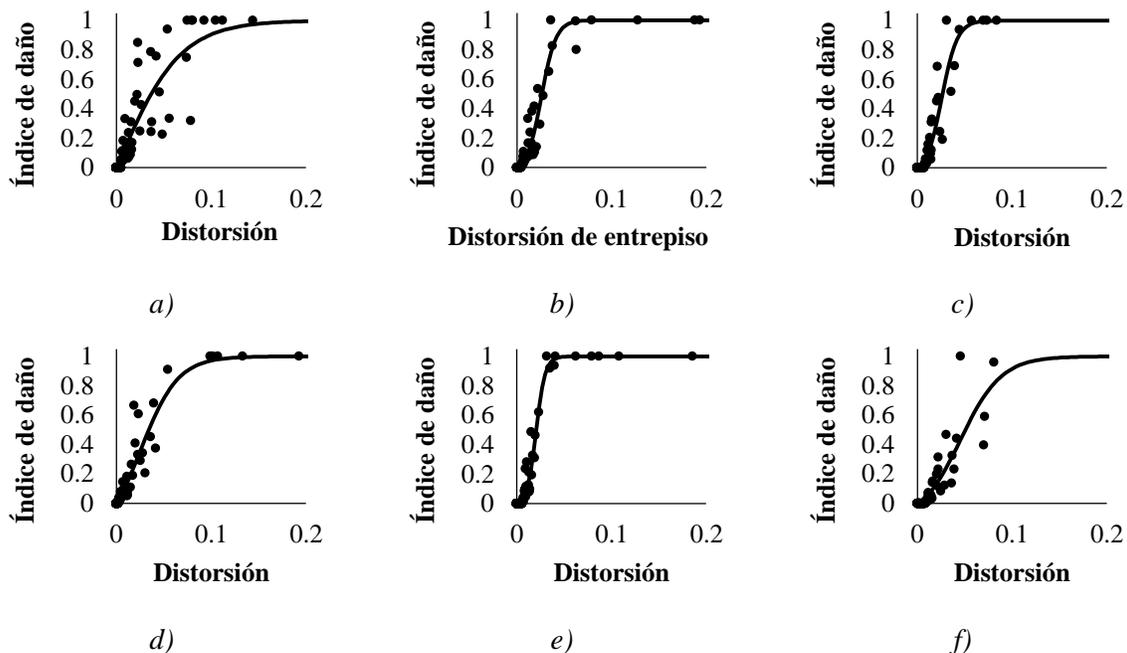


Figura 30 Curvas de regresión de acuerdo a los datos del análisis de daño para estructuras de: a) un nivel construida en 1993, b) dos niveles construida en 1993, c) tres niveles construida en 1993, d) un nivel construida en 2008, e) dos niveles construida en 2008, f) tres niveles construida en 2008.

Es importante mencionar que se ha utilizado el índice de daño de Terán y Jirsa por haber sido calibrado con registros sísmicos percibidos en la zona de Lago de la Ciudad de México y para estructuras construidas en la misma zona. Lo primero no resulta muy relevante, pues este estudio se enfoca en estructuras construidas en la ciudad de Puebla, sin embargo, al tratarse del mismo reglamento de diseño de resistencias (RDC y NTC-Concreto) tanto para la Ciudad de México como para la ciudad de Puebla, las estructuras deberían de contar con características estructurales similares. En este estudio se tomó la recomendación que hace Terán (2005) donde $b=0.15$ y $r=0.75$.

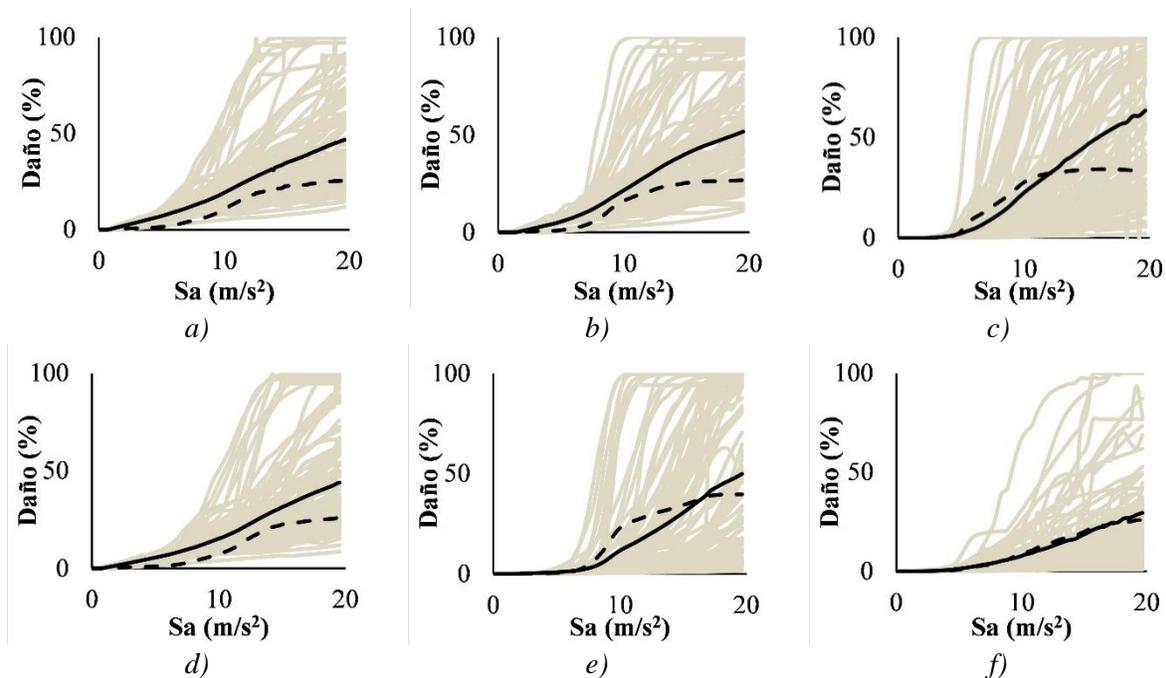


Figura 31 Funciones de vulnerabilidad estructural a) un nivel construida en 1993, b) dos niveles construida en 1993, c) tres niveles construida en 1993, d) un nivel construida en 2008, e) dos niveles construida en 2008, f) tres niveles construida en 2008. La línea negra continua muestra la media y la línea punteada la desviación estándar.

Las curvas de vulnerabilidad presentadas en la figura 31 muestran que, para todos los casos, la actualización de las normativas de diseño ha provocado estructuras menos vulnerables, pues para un mismo valor de intensidad sísmica se presentan menores pérdidas en las estructuras más recientes. Adicionalmente, para las escuelas de 1993 se observa que se presentan menores niveles de daño, a medida que se incrementa el número de niveles, para el rango inicial de intensidades sísmicas, lo cual se debe a que, al tener menor capacidad, la fluencia ocurre primero en las estructuras de menor nivel y por lo tanto, los daños comienzan antes. Una vez superada la etapa de fluencia, se alcanzan mayores niveles de daño en las estructuras más grandes, tal como lo refleja la pendiente de las curvas mostradas. Algo similar ocurre en las estructuras de 2008, sin embargo; para éstas últimas, la resistencia de la escuela de tres niveles (figura 31f) no permite que se presenten grandes niveles de daño para las intensidades sísmicas presentadas, por lo tanto, resulta poco vulnerable.

4.4 Riesgo

El estudio de riesgo de un bien en particular permite conocer las pérdidas que se presentarán con base en una amenaza sísmica previamente definido. En esta tesis, el análisis de pérdidas se ha realizado por medio del programa CAPRA GIS (ERN-LA., 2010). Para esto, se ha utilizado un archivo de amenaza sísmica generado en CRISIS 2007 (Ordaz *et al.* 2007) y las funciones de vulnerabilidad obtenidas anteriormente. Estas últimas deben

de contar con los valores medios, así como la desviación estándar para tomar en cuenta las incertidumbres asociadas a estas funciones. Como parte del proceso del cálculo se creó un archivo de exposición en formato shape para cada estructura, el cual contiene sus coordenadas de localización, así como el nombre de la función de vulnerabilidad asociada y los valores de los bienes físicos, indispensable para generar el cálculo de pérdidas. Estos valores se establecieron igual a 100 para obtener los resultados como un porcentaje de pérdida. El riesgo se presenta en términos de la pérdida esperada para eventos individuales con el fin de definir la variación en la funcionalidad y con ello, calcular la resiliencia sísmica por eventos, además, la pérdida anual esperada se utilizará para cuantificar la resiliencia global de la estructural. Dichos valores de pérdidas se muestran en la tabla 10 para los cinco escenarios más críticos, en donde se observa que, acorde a lo mostrado en las curvas de vulnerabilidad (Figura 31), dado un evento sísmico específico, las estructuras más recientes presentan menores valores de pérdida esperada. Por otro lado, la tabla 11 muestra los resultados de la pérdida anual esperada para todas las estructuras.

Tabla 10 Pérdida esperada en escuelas de un nivel, para los cinco escenarios más críticos

Escuelas de 1 nivel				Escuelas de 2 niveles				Escuelas de 3 niveles			
M	Frec	EP(%)	EP(%)	M	Frec	EP(%)	EP(%)	M	Frec	EP(%)	EP(%)
		1993	2008			1993	2008			1993	2008
7.66	0.00030	6.2	4.9	7.66	0.00030	5.6	2.4	7.66	0.00030	1.1	0.5
7.66	0.00031	5.5	4.3	7.66	0.00031	4.8	2.0	7.66	0.00031	0.9	0.4
7.18	0.00064	2.6	2.0	7.66	0.00030	4.7	1.9	7.66	0.00030	0.8	0.4
7.66	0.00030	5.4	4.2	7.18	0.00064	1.7	8.9	7.66	0.00031	0.5	0.2
7.18	0.00066	2.0	1.6	7.66	0.00031	3.1	9.0	7.66	0.00030	0.4	0.2

Tabla 11 Pérdida anual esperada para todas las estructuras

Estructura		EAL(%)
Año	Número de niveles	
1993	1	3.3
1993	2	1.9
1993	3	0.2
2008	1	2.6
2008	2	0.4
2008	3	0.1

Adicionalmente, en la figura 32 se muestran las curvas de excedencia de pérdidas para todas las estructuras obtenidas de CAPRA, las cuales representan la frecuencia anual con cual una pérdida de cierta magnitud será excedida. En dichas gráficas se observa que para un mismo nivel de pérdida, las estructuras de menos niveles presentan una mayor

frecuencia anual de excedencia de dicho nivel, siendo esto consistente con lo expuesto en las curvas de vulnerabilidad (figura 31). Por otro lado, la tendencia en las curvas expuestas muestra que la diferencia entre pérdidas se incrementará para mayores tasas de excedencia a las mostradas (para periodos de retorno mayores a 10 años).

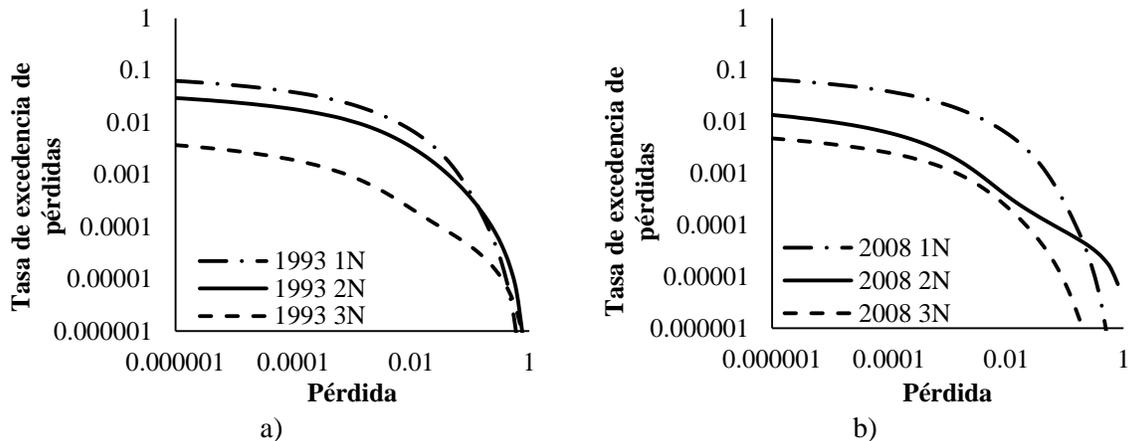


Figura 32 a) Tasa de excedencia de pérdidas a) estructuras de 1993, b) estructuras de 2008

4.5 Función de recuperación

El tiempo de recuperación depende del nivel de daño presentado en los elementos estructurales, en este caso el daño se presenta en las vigas, siguiendo el esquema de columna fuerte-viga débil, por lo tanto, se ha podido utilizar lo publicado por FEMA (2012) en donde se plantea una descripción de daños físicos sobre elementos, clasificando el daño en cuatro niveles, DS1 representa un estado de daño ligero (e.g. agrietamientos menores), DS2 representa daños moderados (e.g. desprendimiento de concreto), DS3 daños severos (e.g. fractura de refuerzo longitudinal) y DS4 un estado de daño igual o cercano al colapso. Lo anterior ha sido usado como una guía para establecer las actividades y posteriormente los tiempos reparación.

Las tablas 12 y 13 muestran una descripción de los daños físicos sobre elementos estructurales a partir de los valores de distorsiones de entrepiso alcanzados y la descripción de la severidad de los daños en la cimentación, respectivamente. Si bien esto es una guía de gran utilidad y de lo cual existe muy poca bibliografía disponible, no es totalmente preciso y existe cierta incertidumbre en lo expuesto. Además, es notable que, en la tabla 12, la diferencia de daños físicos entre un estado de daño y su sucesor es significativa y abrupta, y en realidad el incremento de los daños es gradual por lo que deberían de existir puntos medios entre los estados de daño descritos.

Tabla 12 Descripción de estados de daño-adaptación FEMA (2012)

Estado de daño	Descripción del daño físico sobre elementos	Distorsión de entrepiso
----------------	---	-------------------------

DS1	<p>No es necesaria rehabilitación estructura para garantizar estabilidad, sin embargo, el edificio puede requerir ajustes y reparaciones en elementos no estructurales.</p> <p>Las vigas exhiben grietas residuales con anchos mayores de 0.06 pulgadas. No existe desprendimiento de concreto significativo ni tampoco fractura o pandeo del refuerzo. Medidas de reparación: Remover muebles, techos y sistemas mecánicos, elementos y de plomerías 8 pies a cada lado de las áreas dañadas. Limpiar el área adyacente al concreto dañado. Preparar concreto desprendido y grietas para ser rellenadas y para recibir el epóxico. Rellenas con grout. Reemplazar y reparar acabados. Reemplazar muebles, techos (plafones) y elementos de sistemas mecánicos, eléctricos y de plomerías.</p>	0.2%
DS2	<p>Es necesario realizar reparaciones a los elementos estructurales para mantener los límites de distorsión permisibles para elementos no estructurales y para limitar la degradación de la estabilidad estructural.</p> <p>Las vigas exhiben grietas residuales de anchos mayores a 0.06 pulgadas. Desprendimiento de recubrimiento hasta exponer el refuerzo transversal, pero no el longitudinal. No existe fractura ni pandeo del refuerzo longitudinal. Reparación: Remover muebles, techos y sistemas mecánicos, elementos y de plomerías 15 pies s a cada lado de las áreas dañadas. Limpiar el área adyacente al concreto dañado. Apuntalar miembros dañados. Remover concreto dañado al menos 1 pulgada más allá del refuerzo expuesto. Colocar cimbra, vaciar concreto. Remover cimbra, remover apuntalamientos después de una semana. Reemplazar y reparar acabados. Reemplazar muebles, techos (plafones) y elementos de sistemas mecánicos, eléctricos y de plomerías.</p>	0.5%
DS3	<p>Se necesitan reparaciones estructurales importantes para recuperar un margen de seguridad en la estabilidad lateral, sin embargo, es posibles que las reparaciones no sean viables desde el punto de vista económico (puede que la estructura presente pérdidas económicas totales)</p> <p>Las vigas exhiben grietas residuales con anchos mayores a 0.06 pulgadas. Desprendimiento de recubrimiento hasta exponer una parte significativa del refuerzo longitudinal. Falla por aplastamiento del concreto de la viga puede ocurrir. Puede ocurrir fractura o pandeo del refuerzo longitudinal, requiriendo reemplazarlo. Remover muebles, techos y elementos de sistemas mecánicos, eléctricos y de plomería 15 pies a cada lado de los elementos dañados. Apuntalamiento de elementos dañados. Remover elementos dañados, colocar o añadir nuevo refuerzo al existente no dañado. Cimbra, vaciado, quitar cimbra, desapuntalar después de una semana. Reemplazar acabados. Reemplazar muebles, techos, sistemas de elementos mecánicos, eléctricos y de plomería.</p>	1%
DS4	<p>La distorsión residual es tan grande que la estructura se encuentra en riesgo de colapso debido a los daños del sismo.</p>	<p>Sistema de alta ductilidad $4\% < 0.5 V_{\text{diseño}}/W$</p>



		Sistema de moderada ductilidad $2\% < 0.5 V_{\text{diseño}}/W$
		Sistema de limitada ductilidad $1\% < 0.5 V_{\text{diseño}}/W$

Tabla 1 Descripción de estados de daño (Birdet *et al.*, 2004)

Estado de falla del terreno	Descripción	Interpretación
GF0	No existe falla del terreno observable	Sin asentamiento, desplomes o desplazamiento lateral
GF1	Falla de terreno mínima	Asentamiento $\Delta < 10\text{cm}$, Desplome de edificios mayores a 3 niveles $< 1^\circ$, sin desplazamiento lateral
GF2	Falla de terreno moderada	$10\text{ cm} < \Delta < 25\text{cm}$; $1^\circ < \text{Desplome} < 3^\circ$; desplazamiento lateral $< 10\text{ cm}$
GF3	Falla de terreno severa	$\Delta > 25\text{ cm}$; Desplome $> 3^\circ$, desplazamiento lateral $> 25\text{ cm}$

La figura 33 muestra un diagrama de Gantt con la periodización de las actividades de reparación individuales y su tiempo de ejecución correspondiente. Las actividades de reparación se basan en la rehabilitación de las zonas agrietadas con productos químicos (resinas) y el refuerzo de los elementos con fibra de carbono, pues se ha encontrado que son soluciones eficientes para enmendar las fallas en elementos de concreto reforzado (Olivová y Bilcík, 2008; Phan *et al.*, 2013). Otros métodos de reparación tendrán tiempos significativamente diferentes; sin embargo, la evaluación de distintas técnicas de rehabilitación se encuentra fuera del alcance de esta tesis. Para obtener los tiempos de reparación, se ha considerado la posibilidad de asignar recursos ilimitados a cada estructura; sin embargo, esto llevaría a valores de resiliencia mejorados en las estructuras con mayor número de niveles en contraste con las de un nivel. Es decir, que el hecho de asignar recursos humanos ilimitados a las actividades de restauración de estructuras con gran número de niveles, podría llevar a tiempos de recuperación similares a los de la escuela de un nivel, debido a la operación con actividades simultáneas en múltiples niveles; sin embargo, para que suceda esto, se requiere que se cumplan ciertas condiciones socioeconómicas (disponibilidad de recursos materiales, humanos, presión social). Debido a que se asume que no se tienen datos precisos del contexto social, se ha optado por otro



enfoque, en el cual se asignan los mismos recursos humanos a la restauración de todas las estructuras, de esta forma, se descartará la influencia de los recursos disponibles en los valores de resiliencia (es decir, de la propiedad de resiliencia, inventiva), pues esto se encuentra fuera del alcance de esta investigación.

Actividad\Días	1			2			3		
Limpiar área dañada	■								
Relleno de zonas desprendidas con epóxico comercial		■							
Redondeo de esquinas			■	■					
Eliminar bultos e imperfecciones del área del elemento				■					
Mezcla de componentes de primera resina comercial					■				
Aplicar primera base de resina comercial						■			
Mezclar componentes de segunda resina							■		
Aplicar segunda resina en superficie del elemento								■	
Cortar la fibra de carbono									■
Mezclar componentes de tercera resina comercial									
Aplicar capa de tercera resina con rodillo en toda la superficie									
Colocar fibra de carbono									
Pasar rodillo para garantizar uniformidad y mejorar adherencia									
Aplicar otra capa de tercera resina									
Espolvorear arena sobre la resina para facilitar adherencia de la capa final									
Limpieza									

Figura 33 Tiempos de ejecución de actividades de reparación para estructuras de uno, dos y tres niveles con estado de daño DS1

De los diferentes modelos de recuperación presentados en el capítulo 3, se usó el lineal, descrito por la ecuación 16, ya que no existe mucha información disponible acerca de los recursos disponibles y respuesta social. El uso del modelo trigonométrico también podría ser interesante, pues representa una respuesta lenta, es decir, con un avance inicial limitado por la falta de recursos, pero con una aceleración posterior en la respuesta debido a la organización y reestructuración de los recursos o a la llegada de nuevos recursos, ya que esto refleja la realidad de los países en vías de desarrollo, como México.

$$f_{rec}(t) = a \left(\frac{t - t_{0E}}{T_{RE}} \right) + b \quad (16)$$

Es importante hacer notar que, a pesar de que en la presente investigación los daños están atribuidos a fallas en los elementos estructurales, las fallas del terreno, por ejemplo, la licuación del suelo, pueden provocar grandes daños por medio de asentamientos, deslizamientos o desplomes excesivos. Para considerar esto, existen índices de falla de terreno, análogos a los estados de daño. Estos índices identifican la severidad de las fallas, que van desde el índice que describe condiciones normales, hasta el cual significa asentamientos mayores a 25 cm, desplomes mayores a 3° y desplazamientos laterales mayores a 25cm (Brayet *al.*, 2000). En los casos en donde los edificios se han asentado o desplomado excesivamente, estos serán demolidos, por lo tanto, el costo de reparación será el mismo que el costo de remplazo total de la misma forma que para una estructura que

haya colapsado debido a las fuertes demandas sísmicas (Birdet *al.*, 2004). Lo anterior implica tiempos de ejecución elevados, así que existen alternativas de rehabilitación, como lo es la re-nivelación desde trincheras auxiliares bajo la cimentación, técnicas que se basan en la excavación de ventanas en los estratos de suelo blando bajo la cimentación con el fin de compensar las inclinaciones de los edificios en las direcciones más desfavorables (Avelar *et al.* 2004). Está claro que las actividades que abarcan estos métodos (*e.g.* estudio geotécnico, excavación, mejoramiento de las propiedades del suelo) presentan costos elevados; sin embargo, son una alternativa interesante ya que los tiempos de rehabilitación son considerablemente menores a aquellos de la reconstrucción total del inmueble, lo cual llevará a funciones de recuperación más eficientes.

La tabla 14 muestra los tiempos de reparación máximos para cada estructura de acuerdo a los niveles de pérdidas presentados. Se observa que los tiempos de reparación máximos estimados son mayores para las estructuras de 1993 pues el nivel de daños es mayor en este grupo de estructuras en contraste a las de 2008.

Tabla 14 Resumen de tiempos de ejecución máximos

Año de construcción	Número de niveles	Tiempo de reparación(días)
1993	1	6.6
	2	16
	3	13
2008	1	4.9
	2	5.8
	3	6.2

Por otro lado, en la figura 34 se presenta la función de recuperación global, la cual muestra los tiempos de reparación para todo el rango de pérdidas presentadas en cada estructura debido a todos los potenciales eventos sísmicos que los afectarán. Ya que esta gráfica está construida a partir de la contribución de todas las funciones recuperación, es decir, que cada punto de esta curva, representa un conjunto de datos que caracterizan una función de recuperación individual, los tiempos están asociados a técnicas de rehabilitación enfocadas a la reparación con mallas de fibra de carbono. Se observa que, para un mismo nivel de pérdida los tiempos de recuperación se incrementan con el número de niveles, lo cual era de esperarse pues la cantidad de daños en términos absolutos es mayor para las estructuras más altas. Además, se observan cambios en la pendiente de estas gráficas, los cuales están asociados a la aparición de un nuevo estado de daño, previamente descrito. Estos tiempos se presentan a distintos valores de pérdidas para cada estructura. Finalmente es destacable que, si bien los tiempos de reparación máximos son distintos para las estructuras de 1993 y

2008 con la misma tipología, estos siguen presentando la misma trayectoria de recuperación global, pues a menos que se usen técnicas de reparación diferentes, no pueden variar los tiempos de reparación para un mismo nivel de pérdida en estructuras de configuración geométrica idénticas.

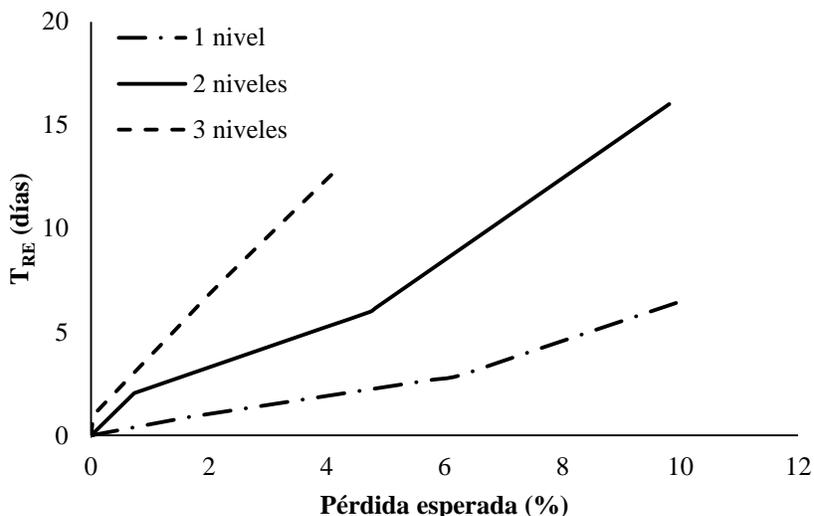


Figura 34 Función de recuperación global, muestra la variación del tiempo de reparación en función del nivel de pérdidas para estructuras de distintos niveles

Usando los tiempos de reparación y las pérdidas obtenidas de CAPRA fue posible generar funciones de recuperación utilizando tres modelos de recuperación: el lineal, el trigonométrico y el exponencial (ejemplos en la figura 35). Si recordamos que la resiliencia se cuantifica como el área bajo la curva de un perfil de funcionalidad, queda claro que cada modelo de recuperación llevará a valores distintos de resiliencia. Al utilizar los modelos lineal y trigonométrico el área bajo la curva será muy similar, la diferencia radica en el tiempo para el cual se evaluó la resiliencia. Por otro lado, el modelo exponencial lleva a valores de resiliencia significativamente mayores al tener un área más grande que los otros modelos.

Fue necesario construir funciones de recuperación asociadas a cada escenario sísmico posible y para todas las estructuras estudiadas, sin embargo en esta sección solo se presentan algunos ejemplos que ilustran cómo varía la recuperación entre estructuras de distintos años de construcción sometidas al mismo evento sísmico. Al comparar las funciones de recuperación de una estructura de un nivel construida en 1993 (figura 35a) con una construida en 2008 (figura 35d), es evidente que tanto las pérdidas como el tiempo de recuperación resultan menores en la edificación más reciente, es decir, que la actualización del reglamento ha mejorado tanto la robustez como la rapidez (propiedades de resiliencia) de los sistemas estructurales. Esto se corrobora al realizar comparativas entre estructuras de dos y tres niveles (figuras 35b-35e y 35c-35f respectivamente)

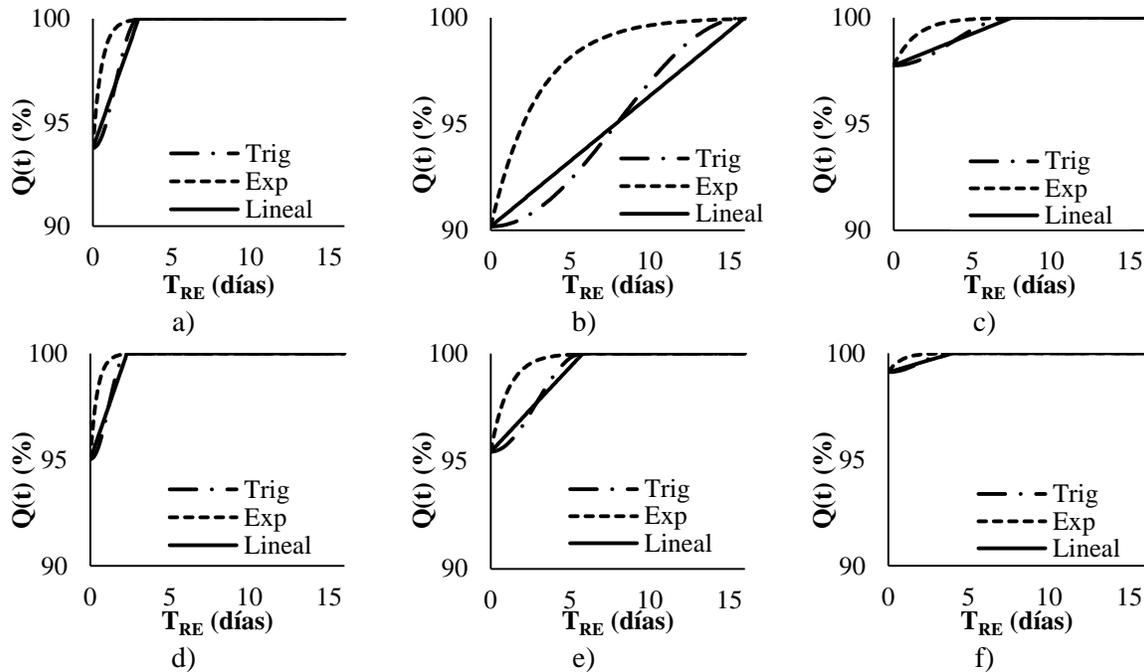


Figura 35 Funciones de recuperación de estructuras construidas en 1993 y 2008; a) un nivel 1993, b) dos niveles 1993 c) tres niveles 1993, d) un nivel 2008, e) dos niveles 2008 y f) tres niveles 2008

Cabe mencionar que aunque anteriormente se ha mencionado que las reparaciones con fibra de carbono pueden llevar la resistencia del elemento más allá de su resistencia inicial (lo cual impacta en la resiliencia), el presente documento solo contempla una recuperación de funcionalidad igual al nivel de funcionalidad previa a la ocurrencia del sismo.

4.6 Resiliencia sísmica

En la presente tesis, se han tomado tres valores distintos de T_{LC} con el fin de observar la influencia de este factor en el cálculo de la resiliencia sísmica. Los valores de T_{LC} se han definido a partir de los tiempos de recuperación máximos para cada tipología estructural, siendo valores relativamente bajos, al compararlos a lo recomendado en la literatura. Lo anterior se ha hecho así debido a que la resiliencia fue calculada para eventos sísmicos aislados y por lo tanto asignar un tiempo de control muy grande llevaría a valores de resiliencia cercanos a la unidad.

Las tablas 15 a 17 muestran valores de resiliencia en escuelas de distintos niveles, utilizando un T_{LC} de 16 días, y dada la ocurrencia de los cinco eventos sísmicos más desfavorables en términos de pérdidas. El tiempo de control se ha considerado de 16 días correspondiendo al tiempo de reparación máximo en las estructuras de este estudio, pues de esta forma es consistente a lo realizado en otros estudios (Cimellaro *et al.*, 2010) en donde se evaluó la resiliencia para un T_{LC} igual al tiempo de reparación máximo. Se puede observar que, para todos los casos, las estructuras construidas en 2008 presentan mayores

valores de resiliencia sísmica que su contraparte de 1993. Lo cual era de esperarse, ya que las curvas de vulnerabilidad reflejan daños menores para las escuelas más recientes.

Tabla 15 Valores de resiliencia evaluada para un $T_{LC} = 16$ días por eventos para escuelas de un nivel

Pérdida (%)		Magnitud	Frecuencia	Resiliencia (%)	
1993	2008			1993	2008
5.51	4.29	7.66	0.0003	99.56	99.73
5.82	4.53	7.02	0.00001	99.51	99.70
6.23	4.97	7.66	0.00029	99.44	99.64
7.42	5.83	6.65	0.00004	99.07	99.51
10.17	8.38	7.02	0.00002	97.89	98.73

Tabla 16 Valores de resiliencia evaluada para un $T_{LC} = 16$ días por eventos para escuelas de dos nivel

Pérdida (%)		Magnitud	Frecuencia	Resiliencia (%)	
1993	2008			1993	2008
4.83	1.51	7.66	0.0003	99.07	99.81
5.08	1.97	7.02	0.00001	98.94	99.80
5.60	2.43	7.66	0.00029	98.66	99.72
6.83	2.84	6.65	0.00004	97.85	99.64
9.81	4.56	7.02	0.00002	95.09	99.17

Tabla 17 Valores de resiliencia evaluada para un $T_{LC} = 16$ días por eventos para escuelas de tres nivel

Pérdida (%)		Magnitud	Frecuencia	Resiliencia (%)	
1993	2008			1993	2008
0.84	0.41	7.02	0.00001	99.90	99.97
1.08	0.47	7.66	0.00030	99.86	99.97
1.42	0.63	7.02	0.00001	99.78	99.94
2.24	0.89	6.65	0.00004	99.47	99.90
4.24	1.66	7.02	0.00002	98.28	99.68

Como se ha mencionado, el procedimiento anterior se aplicó para una serie de eventos sísmicos analizando cada uno de manera individual, es por esto que estos valores, de manera aislada, no representan todo el ambiente sísmico en el cual se encuentra la estructura. Para lograr esto, se ha implementado el concepto de resiliencia global, RG , expresado por la ecuación 17. De este modo, se toma en cuenta la probabilidad de ocurrencia de cualquier evento sísmico.

Al evaluarse la resiliencia para todo el conjunto de eventos estocásticos que definen el ambiente sísmico en el que se encuentran, se determinó que los eventos de importancia son 3,600; sin embargo por cuestiones de practicidad, en la tabla 18 se presentan solamente los

resultados de valores de resiliencia ponderados por su frecuencia de ocurrencia, para los cinco escenarios que provocaron los mayores números de pérdidas. Al realizar la sumatoria de la resiliencia para todos los escenarios considerados se obtiene valores de resiliencia global para cada estructura, presentados en la sección de resultados.

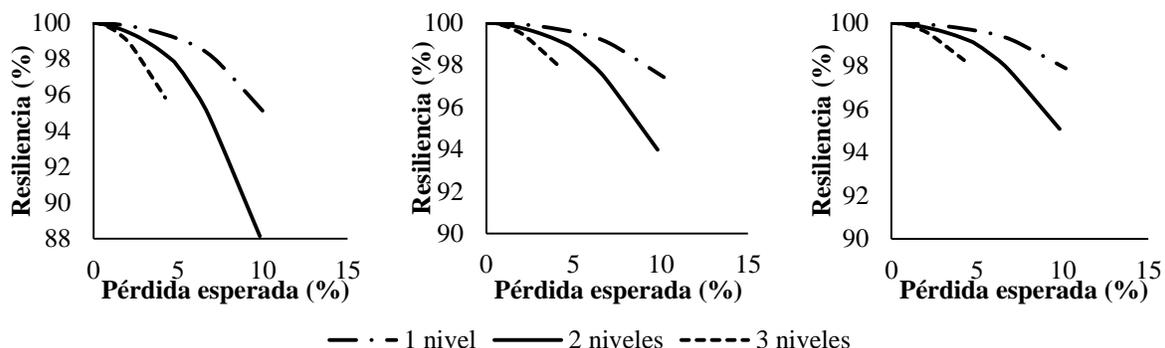
Tabla 18 Valores de resiliencia ponderadas por su frecuencia de ocurrencia

M	F	Resiliencia x frecuencia de ocurrencia					
		1993 1N	2008 1N	1993 2N	2008 2N	1993 3N	2008 3N
7.66	0.0003056	0.0003024	0.0003036	0.0002988	0.0002985	0.0000786	0.00001386
7.02	0.0000138	0.0000137	0.0000138	0.0000135	0.0003042	0.00029886	0.0002996
7.66	0.0002998	0.0002958	0.0002972	0.0002901	0.0002978	0.00001379	0.00001385
6.65	0.0000394	0.0000386	0.0000390	0.0000374	0.0000391	0.00003899	0.00003939
7.02	0.0000197	0.0000188	0.0000192	0.0000174	0.0000194	0.0000189	0.00001963

4.7 Resultados

La metodología implementada ha permitido obtener valores de resiliencia para cada escenario en las diferentes estructuras, así como valores de resiliencia global. Con el fin de compararlos, se han construido gráficas y tablas con los valores normalizados, lo cual se presenta a continuación.

En la figura 36 se compara la resiliencia de escuelas de distintos niveles construidas con un mismo reglamento, se observa que, para un mismo nivel de pérdida, la estructura de un nivel es la más resiliente, seguida de la de dos y finalmente la de tres niveles. Esto se debe a que, para una pérdida esperada dada, los daños físicos absolutos entre estructuras varían significativamente, lo cual implica tiempos de reparación mayores a medida que se incrementa el número de niveles. También, se observa que todas las gráficas presentan una zona con pendiente ligera seguida de una zona con un rápido decremento de la resiliencia con los valores de pérdidas, sin embargo hace falta más información para poder observar el comportamiento de las curvas para valores muy altos de pérdidas (superiores al 40%).



a)

b)

c)

Figura 36 Gráficas pérdidas vs resiliencia para estructuras con a) $T_{LC}= 6.5$ días, b) $T_{LC}= 13$ días y c) $T_{LC}= 16$ días

Es claro que el tiempo de control T_{LC} tiene gran relevancia en el cálculo de los valores de resiliencia, pues tal como se observa en la figura anterior, al modificar este parámetro, los valores absolutos de resiliencia varían notoriamente.

Para ejemplificar lo anterior se analizará el caso de una estructura de un nivel construida en 1993. Dicha estructura tras ser sometida a un evento sísmico de M7, presenta una pérdida esperada de 10 %. De la gráfica de recuperación global (Figura 34) se puede observar que, dicho valor de pérdida está asociado a un tiempo de recuperación de 6.5 días (solo para las técnicas de reacondicionamiento descritas). Una vez establecidos dichos parámetros, se calcula el área bajo la curva para obtener el valor de resiliencia (Figura 36), obteniéndose para un T_{LC} de 6.5 días una resiliencia de 95%, mientras que asignando un T_{LC} de 16 días al mismo evento, la resiliencia se incrementa a 98%. Este ejemplo corresponde solo a un evento; sin embargo, algo similar ocurre para los demás casos.

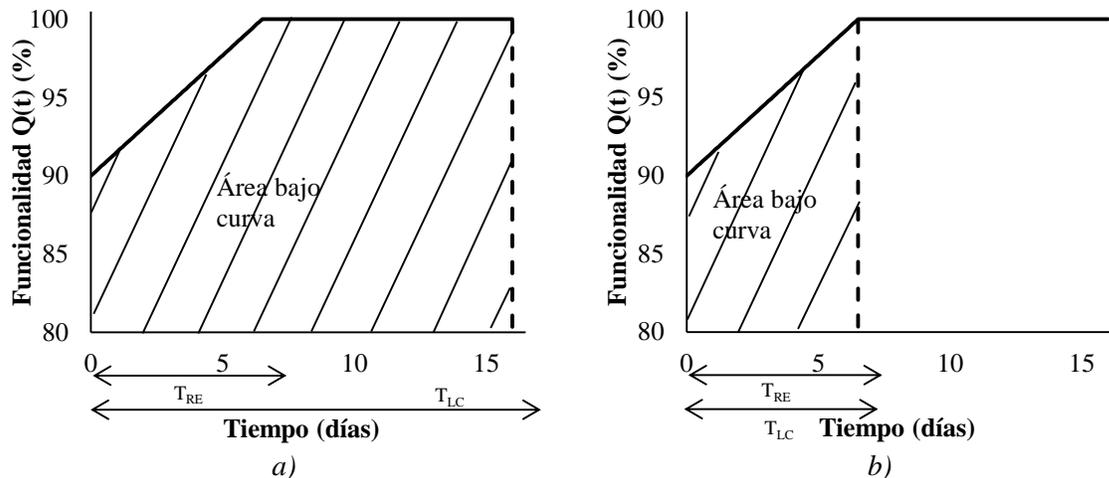


Figura 37 Representación del cálculo de resiliencia para distintos tiempos de control a) $T_{LC}= 16$ días b) $T_{LC}= 6.5$ días

Es evidente de la figura 37, que al incrementar el T_{LC} de referencia y hacer que este incursiones significativamente en la etapa de recuperación de funcionalidad total, el valor de resiliencia, dado un evento sísmico, se incrementará significativamente. Caso contrario, al disminuir el periodo para el cual se evalúa la resiliencia (T_{LC}), esta será menor (Figura 37b).

Con el fin de cuantificar la variación de resiliencia entre estructuras de distinta geometría, se obtuvo la diferencia relativa entre los valores de resiliencia dado un valor de pérdida. De acuerdo a esto se encontró que el incremento promedio de resiliencia, para el rango de pérdidas presentadas, entre estructuras de uno y dos niveles es de 1.8%, mientras que entre

estructuras de 2 y 3 niveles corresponde a 2.2%. Los resultados utilizados para este cálculo se muestran en la tabla 19. Ya que la forma de las curvas de resiliencia es idéntica para las estructuras de distintos años (*i.e.* la de 1993 es igual a la de 2008 para el mismo número de niveles), el patrón se repite para ambos reglamentos.

Tabla 19 Valores de resiliencia sísmica asociados a distintas pérdidas y para distintos tiempos de control, T_{LC}

EP (%)	Resiliencia con $T_{LC} = 6.5$ días, (%)			Resiliencia con $T_{LC} = 13$ días, (%)			Resiliencia con $T_{LC} = 13$ días, (%)		
	1N	2N	3N	1N	2N	3N	1N	2N	3N
0.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
0.5	100.0	99.9	99.9	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
1.0	99.9	99.8	99.7	100.0	100.0	99.9	100.0	100.0	99.9
1.5	99.8	99.6	99.4	100.0	99.9	99.7	100.0	99.9	99.8
2.0	99.7	99.3	99.0	100.0	99.8	99.5	100.0	99.9	99.6
2.5	99.5	99.0	98.5	99.9	99.7	99.2	99.9	99.8	99.4
3.0	99.4	98.6	97.8	99.8	99.5	98.9	99.9	99.6	99.1
3.5	99.2	98.1	97.1	99.8	99.3	98.5	99.8	99.5	98.8
4.0	99.0	97.6	96.3	99.7	99.1	98.1	99.8	99.3	98.5
4.5	98.7	97.0	95.3	99.6	98.9	97.6	99.7	99.1	98.1
5.0	98.5	96.4	94.3	99.5	98.6	97.1	99.6	98.8	97.6
5.5	98.2	95.7	93.1	99.4	98.3	96.5	99.5	98.6	97.1
6.0	97.8	94.9	91.8	99.2	97.9	95.8	99.4	98.3	96.6
6.5	97.5	94.1	90.5	99.1	97.5	95.1	99.3	98.0	96.1
7.0	97.1	93.2	89.0	98.9	97.1	94.4	99.1	97.7	95.4
7.5	96.7	92.2	87.4	98.7	96.7	93.6	99.0	97.3	94.8
8.0	96.3	91.2	85.7	98.6	96.2	92.7	98.8	96.9	94.1
8.5	95.9	90.1	83.9	98.4	95.7	91.8	98.7	96.5	93.3
9.0	95.4	88.9	82.0	98.1	95.1	90.8	98.5	96.0	92.5
9.5	94.9	87.7	80.0	97.9	94.5	89.8	98.3	95.6	91.7
10.0	94.4	86.4	77.8	97.7	93.9	88.7	98.1	95.1	90.8

Las discusiones presentadas anteriormente hablan sobre valores de resiliencia que no toman en cuenta la frecuencia de ocurrencia de los eventos asociados a esa resiliencia, es decir, que no consideran su probabilidad de ocurrencia. Por medio de la ecuación 17 se han obtenido valores probabilísticos de resiliencia para cada estructura (Tabla 20). Se observa que, al igual que ocurre con la resiliencia calculada para eventos específicos, la resiliencia global presenta mayores valores en las estructuras más recientes, con esto queda establecido que las actualizaciones en las normativas de diseño llevan a estructuras más resilientes, no solo para eventos individuales, sino también considerando todo el ambiente sísmico en el que ésta se encuentra, tomando en cuenta la frecuencia de ocurrencia de cada evento.

$$RG = \sum_{i=1}^n R_c * f_i \quad (17)$$

Al analizar las estructuras construidas con el MOC-93 (CFE, 1993) se encuentra que el nivel de pérdidas para la escuela de dos niveles fue el mayor de todas, ocasionado por los tiempos de recuperación asociados también altos, por lo que esta estructura presenta el nivel de resiliencia global mínimo (Tabla 20). Entre las escuelas de uno y tres niveles, la segunda presenta la mayor resiliencia, pues las intensidades sísmicas obtenidas del análisis de peligro sísmico, asociadas al periodo fundamental de esta estructura, es la menor entre todas las estructuras, provocando menores daños y consecuentemente menores tiempos de reparación. En cuanto a las estructuras construidas con el MOC-08 (CFE, 2008) ocurre que la escuela de un nivel presenta los valores más bajos de resiliencia global, lo cual se debe a que la mayor parte de los eventos sísmicos provocan aceleraciones altas en el rango en el cual se encuentran estas estructuras. Caso contrario, se observa un incremento de resiliencia en las estructuras de dos niveles. La estructura de tres niveles ha presentado el valor de resiliencia más alto por la misma razón que en el grupo de estructuras construidas con el MOC-93 (CFE, 1993).

Tabla 20 Resiliencia probabilística global para distintas tipologías de escuelas del sector público de México

Número de niveles	Año de construcción	Resiliencia Global probabilística (RG)
1	1993	82.99
	2008	86.66
2	1993	74.11
	2008	77.53
3	1993	82.86
	2008	86.86

Se esperaba que las estructuras de un nivel tuviesen una gran resiliencia gracias a una combinación de pérdidas y tiempos de recuperación relativamente bajos; sin embargo, se observó que las estructuras de tres niveles presentaron los valores de resiliencia global más altos, lo cual es consistente con las curvas de vulnerabilidad obtenidas y con lo observado al momento de realizar el cálculo de pérdidas, pues los valores de intensidad asociados a periodos mayores a 0.5s (escuelas de tres niveles) resultaron menores a aquellos asociados a las estructuras de un nivel en el sitio de estudio, sin embargo esta situación podría cambiar dependiendo de la ubicación que tengan las estructuras, pues a demanda sísmica será diferente.

CAPITULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

La metodología que se propone permite obtener valores de resiliencia para cada escenario gracias a los precedentes existentes en la literatura. Sin embargo, en este estudio se ha dado un paso más al considerar toda la serie de eventos sísmicos relevantes al sitio analizado y ponderar los resultados por su frecuencia de ocurrencia, obteniendo un valor único que representa la resiliencia de una estructura bajo todo el ambiente sísmico al que estaría sujeta la construcción. Las comparativas entre valores correspondientes a distintas estructuras han tenido resultados interesantes, los cuales se mencionan a continuación.

Las funciones de resiliencia obtenidas muestran que, para un mismo nivel de pérdida, la resiliencia sísmica disminuye a medida que aumenta el tamaño de la construcción, lo cual se debe al incremento en los tiempos de reparación debido a la existencia de mayor cantidad de daños en términos absolutos. Además, estas funciones prueban que existe una gran relación entre los tiempos de reparación y los valores de resiliencia por eventos, consecuentemente las técnicas de rehabilitación elegidas para regresar la estructura a un nivel de funcionalidad deseado son un factor de gran impacto y, por lo tanto, se debe invertir el tiempo adecuado en la elección de la opción de reparación más eficiente. Para esto, es necesario medir cuantitativamente la contribución de un método de rehabilitación en particular, siendo conveniente compararlo con otros aplicados a estructuras con las mismas características.

El tiempo de control, T_{LC} , juega un papel decisivo en los resultados de resiliencia por eventos, ya que, si se incrementa lo suficiente este parámetro, el valor de resiliencia tenderá a la unidad y no se podrán identificar cuáles son las estructuras que requieren una pronta intervención, por lo tanto la elección del T_{LC} se debe fundamentar adecuadamente.

Parte de la innovación de este trabajo se basa en la obtención de un valor de resiliencia global que toma en cuenta la probabilidad de ocurrencia de los eventos sísmicos. Al evaluar este parámetro, se esperaba que las estructuras con menor número de niveles estuviesen asociados a los mayores valores de resiliencia global; sin embargo, no ha sucedido así, lo cual indica que, al menos para la ciudad de Puebla, las escuelas con la tipología presentadas serán menos resilientes a medida que se incrementa su periodo en un rango de 0.3 a 0.4 s. Después de esto, es probable que la resiliencia global se incremente nuevamente; sin embargo, este incremento dependerá en gran medida del peligro sísmico de la región.

A pesar que se esperaba que las actualizaciones en las NTC de concreto y los MOC de la CFE fueran eficaces en producir estructuras más resilientes, este parámetro no se había

cuantificado anteriormente en nuestro país, lo que representa un gran avance en el conocimiento de la situación en la que se encuentran un gran número de estructuras del sector educativo público. En este caso, una simple inspección a los códigos utilizados permite determinar que tanto el aumento de las demandas sísmicas en la versión 2008 del MOC, como el ajuste de los límites de servicio de las NTC 2004, son los principales factores que contribuyen al aumento de resiliencia, pues esto es lo que llevó a elementos más robustos.

Los valores de resiliencia presentados son de gran relevancia, pues permiten tomar decisiones sociales de gran impacto, tales como la designación de posibles albergues en caso de desastres, además de ayudar a decidir cómo administrar los recursos disponibles; por ejemplo, se podrá destinar una mayor cantidad de recursos a ciertas estructuras para mejorar su resiliencia por medio de técnicas de reparación y/o reforzamiento más eficientes.

Actualmente el diseño estructural se basa en garantizar la conservación de la vida humana, sin embargo no se toma en cuenta los tiempos de recuperación que repercuten directamente en el desarrollo socioeconómico, afectando por lo tanto, la calidad de vida en las comunidades. Lo anterior es clave en el diseño basado en resiliencia, tomando en cuenta la preparación para recuperación post-sismo, asegurando operaciones continuas y condiciones adecuadas para vivir después del temblor. En conclusión, los avances realizados en el estudio de la resiliencia pretenden ayudar a mejorar la calidad de los sistemas a largo plazo.

5.2 Recomendaciones

Es importante mencionar que si bien los resultados obtenidos son de gran relevancia en el avance del conocimiento, se requieren llevar a cabo actividades adicionales que permitan fortalecer y respaldar lo ya obtenido, por esta razón, en trabajos futuros se pretende:

- Comparar los resultados de resiliencia obtenidos hasta el momento, con aquellos obtenidos de emplear otras técnicas de reparación, de esta forma se sabría cuál de ellas tiene un mayor impacto en la resiliencia de las estructuras, de igual forma, es necesario realizar un análisis costo/beneficio para evaluar la eficiencia de los distintos métodos para producir sistemas más resilientes, tanto desde el punto de vista económico como técnico, además, es necesario tomar en cuenta las pérdidas ocasionadas por fallas estructurales ocasionadas por acciones diferentes a la aceleración del suelo, como aquellas asociadas a problemas geotécnicos, por ejemplo, la licuefacción del suelo y los desplomes de las estructuras que se generan por asentamientos diferenciales.
- Llevar a cabo un estudio que permita conocer con detalle las condiciones socioeconómicas en las que estarían inmersas las estructuras estudiadas, tales como la disponibilidad de recursos, el tiempo de respuesta social y las condiciones previas

al sismo (si existe deterioro en la estructura por otras causas) e implementar estas variables en la presente metodología, con el fin de obtener una aproximación más refinada a los valores reales de resiliencia.

- Aplicar la presente metodología a edificaciones con distintas características estructurales, mayor variedad de periodos y ubicadas en las distintas zonas sísmicas de México.

REFERENCIAS

- Alcocer, S., Cesín, J., Flores, L., Hernández, O., y Meli, R. (2005). Los cambios más importantes en las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería del Distrito Federal. *SMIE*.
- Al-Hassani, H. M., Al-Ta'an, S. A., y Mohammed, A. A. (2013). Behaviour of damaged reinforced concrete beams strengthened with externally bonded steel plate. *Tirik Journal of Engineerin Sciences*, 48-59.
- Almulti, I., y Willford, M. (2013). *Resilience-based Earthquake Design Initiative fot the Next Generation of Buildings*. Arup.
- Anbazhagan, P. (2011). Introduction to Engineering Seismology. NPTEL.
- Atkinson, G. (2004). An overview of developments in seismic hazard analysis. *13th World conference on earthquake engineering*. Vancouver, Canada.
- Avelar, C., Veras, L., y Hernández, J. (2004). Observaciones estructurales durante la re-nivelación de edificios de mampostería en el Estado de México. Acapulco, Guerrero: SMIE.
- Avila, J. M. (1987). *Análisis de la respuesta de edificios típicos ante el sismo del 19 de septiembre de 1985.D.F.*, México: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Baber, Thomas T., y Noori, Mohammad (1985). Random vibration of degrading, pinching systems. *Journal of Engineering Mechanics*. 412-420
- Baumgart, F. (2000). *Stiffness an unknown world of mechanical science*. Elsevier.
- Biondini, F., Camnasio, E., y Titi, A. (2015). Seismic resilience of concrete structures under corrosion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2445-2466.
- Bird, J., Sancio, R., Bray, J., y Bommer, J. (2004). The ground failure component of earthquake loss estimations: A case study of Adapazari, Turkey. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 803.
- Bormann, P., y Saul, J. (2011). Earthquake magnitud. En R. Meyers, *Extreme Environmental Events*. New York: Springer.
- Bouc, R. (1967). Forced vibration of mechanical systems with hysteresis, *Proceedings of the fourth conference on non-linear oscillation*. Prague, Czechoslovakia.

- Bray, J., Stewart, J., Baturay, M., Durgunoglu, T., Onalp, A., Sancio, R., y otros. (2000). Damage patterns and foundation performance in Adapzari. *Earthquake Spectra Vol. 16*, 163-189.
- Brosens, K., Ahmed, O., y Van Gemert, D. (2001). Strengthening of concrete structures with externally bonded reinforcement-Design philosophy and practical applications. *10th International Congress On Polymer in Concrete*. Honolulu, Hawaii, EU.
- Bruneau, M., y Reinhorn, A. (2007). Exploring the concept of seismic resilience for acute care facilities. *Earthquake Spectra*, 41-62.
- Bruneau, M., Chang, S. E., Eguchi, R. T., Lee, G. C., O'Rourke, T. D., Reinhorn, A. M., y otros. (2003). A framework to quantitatively assess and enhance the seismic resilience of communities. *Earthquake Spectra*, 733-752.
- C.F.E. (1993). *Manual De Diseño De Obras Civiles-Diseño Por Sismo*. Distrito Federal: Comisión Federal De Electricidad.
- C.F.E. (2008). *Manual De Diseño De Obras Civiles-Diseño Por Sismo*. Distrito Federal: Comisión Federal De Electricidad.
- C.F.E. (2015). *Manual De Diseño De Obras Civiles-Diseño Por Sismo*. Distrito Federal: Comisión Federal De Electricidad.
- Campbell, K. (1985). Strong motion attenuation relations: A ten-year perspective. *Earthquake spectra*, 759-804.
- Cárdenas, R. (2010). *Estudio comparativo de análisis sísmicos simplificados y el análisis dinámico incremental en el cálculo de la curva de capacidad*. México D.F.: UNAM.
- Cardona, O., Ordaz, M., Reinoso, E., y Yamín, L. B. (2010). CAPRA- Comprehensive approach to probabilistic risk assessment: International initiative for risk management effectiveness. *Proceedings of the 14th European conference on earthquake engineering, Ohrid, Macedonia (2010)*.
- Chang, S. E., y Shinozuka, M. (2004). Measuring improvements in the disaster resilience of communities. *Earthquake spectra*, 739-755.
- Cimellaro, G., Reinhorn, A., y Bruneau, M. (2005). Resilience of a health care facility. In: *Proceedings of annual meeting of the Asian Pacific network of centers for earthquake engineering research*.
- Cimellaro, G. P., Reinhorn, A. M., y Bruneau, M. (2006). *Multi-Dimensional fragility of structures: Formulation and evaluation*. Buffalo, New York: State University of New York.

- Cimellaro, G. P., Reinhorn, A., y Bruneau, M. (2010). Framework for analytical quantification of disaster resilience. *Engineering Structures*, 3639-3649.
- Clough, R.W., y Johnson, S.B. (1966). Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements. *Proceedings, Second Japan National Conference on Earthquake Engineering*, 227-232.
- Cornell, C. (1964). *Stochastic processes in civil engineering*. Department of Civil Engineering, Stanford University.
- Cruz, F., y Rojas, C. A. (1996). El Terremoto en México. *Conferencia Internacional Sobre Mitigación de Desastres en Instalaciones de Salud*. Ciudad de México.
- Daniell, J., Schaefer, A., y Wenzer, F. (2017). Losses associated with secondary effects in earthquakes. *Frontiers in Built Environment, Vol. 3*, Article 30.
- Davidson, R., y Cagnan, Z. (2004). Restoration modeling of lifeline systems.
- Dávila Villagrán, A. (1986). *Datos Relevantes del Terremoto del 19 de Septiembre de 1985*. Ciudad de México: Asociación Mexicana de Instituciones de Seguros, A.C.
- Donovan, N. B. (1978). Uncertainties in seismic risk analysis. *Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE*, 104, 869-887.
- Doughlas, J. (2003). Earthquake ground motion estimation using strong-motion records: A review of equations for the estimation of peak ground acceleration and response spectral ordinates. *Earth-Science Reviews*, 61, 43-104.
- Esteva, L. (1976). *Sismicity*. London: Elsevier Scientific Publications.
- FEMAP-58-1. (2012). *Seismic Performance Assessment of Buildings*. Redwood City: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY.
- FEMAP-58-3. (2012). *Seismic Performance Assessment of Buildings*. Raleigh: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY.
- García, J. (2001). *Atenuación sísmica. Aplicación a terremotos intraplaca en México central*. Madrid, España: Facultad de ciencias físicas, Universidad Complutense de Madrid.
- Gavin, H. P. (2014). Bilinear hysteresis. *CEE. 541 Structural Dynamics*.
- Goel, R., y Chopra, A. (1996). Evaluation of codes formulas for fundamental periods of buildings. *Memorias del XI World conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Guerrero, México.

- Grajeda, E. (2 de Septiembre de 2005). *El universal*. Recuperado el 2018, de <http://archivo.eluniversal.com>
- Gupta, I. (2006). Definign source to site distances for evaluation of design earthquake ground motion. *13th Simposium on Earthquake Engineering*, (págs. 295-306).
- Gutenberg, B., y Richter, C. (1945). Seismicity of the earth. *GSA Bulletin*, 603-667.
- Han, S., Oh, Y.-H., Lee, L.-Y., y Foutch, D. (2008). Effect of hysteretic models on the inelastic responce spectra.
- Hanks, T., y Kanamori, H. (1979). A moment magnitude scale. *Journal of Geophysical Research*, 2348-2350.
- Hermite, R.L. y Bresson, J. (1967). Concrete reinforced with glued plates. *RILEM International Symposium, Synthetic Resins in Building Constructions*, Paris,175-203.
- Holling, C. (1973). Resilience and stability of ecological systems. *Annual Review of Ecology and Systematics*, 1-23.
- Hong, L., y Hwang, W. (2000). Empirical formula for fundamental vibration periods of reinforced concrete building in Taiwan. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 327-337.
- Ibarra, L. F., Medina, R. A., y Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffnes deterioration. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 1489-1511.
- INEEL. (2017). Programa De Diseño Sísmico. Cuernavaca, Morelos, México: Instituto Nacional de Electricidad y Energías Limpias.
- INEGI. (2017). *Estadísticas sobre las afectaciones de los sismos de septiembre de 2017 en las actividades económicas*. Ciudad de México: Instituto Nacional de Estadísticas y Geografía.
- Jackson, D., y Kagan, Y. (1993). Reply to Nishenko and Sykes. *Journal of Geophysical Research*, 9917-9920.
- Jaimes, M., y Niño, M. (2017). Cost-Benefit analysis to assess seismic mitigation options in Mexican public school buildings. *Bull Earthquake Engineering*.
- Jaimes, M., Gaytan, A., y Reinoso, E. (2015). Ground-Motion prediction model for intermediate-depth intraslab earthquakes at the hill and lake-bed zones of Mexico City. *Jounarl of Earthquake Engineering*, 1260-1278.

- Jaimes, M., Lermo, J., y García-Soto, A. (2016). Ground-motion prediction model from local earthquakes of the Mexico basin at the hill zone of Mexico City. *Bulletin of seismological society of America*, 1-13.
- Jaimes, M., Reinoso, E., y Ordaz, M. (2006). Comparison of methods to predict response spectra at instrumented sites given the magnitude and distance of an earthquake. *Journal of earthquake engineering*, 887-902.
- Joyner, W. B. (1981). Peak horizontal acceleration and velocity from strong motion record including records from 1979 Imperial Valley, California earthquake. *BSSA* 71, 2011-2038.
- kafali, C., y Grigoriu, M. (2005). Fragility based rehabilitation decision analysis. *Proceedings of the ninth international conference on structural safety and reliability*.
- Khot, S. R., y Jadhav, H. S. (2015). Repair of damaged reinforced concrete beam externally bonded with CFRP plates. *International research journal of engineering and technology*, 1777-1784.
- Kowalsky, M. J., y Montejó, L. A. (2007). *CUMBIA, SET OF CODES FOR THE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS*. Raleigh, North Carolina: NC State University, Constructed facilities laboratory, Department of Civil, Construction, and Environmental Engineering.
- Lavan, O., Cimellaro, G., y Reinhorn, A. (2008). Noniterative Optimization Procedure for Seismic Weakening and Damping of Inelastic Structures. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 1638-1648.
- Lesur, L. (2002). *Manual del residente de obra*. Ciudad de México: Trillas.
- Llobera, J. R. (2003). *An Invitation to Anthropology. The Structure, Evolution and Cultural Identity of Human Societies*. Berghahn books.
- Lorenzo, M., González, B., Matos, J., Aguado, L., Kharin, V., y Toribio, J. (2009). Análisis del efecto Bauschinger en aceros de alta resistencia. *Anales de Mecánica de la Fractura* 26, Vol 1, 319-324.
- Mayunga, J. S. (2007). Understanding and Applying the Concept of Community Disaster Resilience: A capital-based approach.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M., y Fenves, G. (2009). *Open System for Earthquake Engineering Simulation*. Berkeley, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.

- McGuire, R. (2007). Probabilistic Seismic Hazard analysis: Early history. *Advanced composites materials in civil engineering structures*, ASCE, New York, 224-232.
- Meier y Kaiser (1991). Strengthening of structures with CFRP laminates. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 329-338.
- México, G. d. (2012). *Bases técnicas para la determinación de la prima de riesgo y la pérdida máxima probable de los seguros de terremoto*. Ciudad de México: Diario Oficial de la Federación.
- Mieler, M., Stojadinovic, B., Budnitz, R., Comerio, M., y Mahin, S. (2014). A framework for linking community-resilience goals to specific performance targets for the built environment. *Earthquake Spectra*.
- Miles, S., y Chang, S. (2006). Modeling community recovery from earthquakes. *Earthquake Spectra*, 39-58.
- Mileti, D. (1999). *Disasters by design: a reassessment of natural Hazards in the United States*. Washington: Joseph Henry Press.
- Múria, D., Chávez Cano, M. M., García Arróliga, N. M., Jaimes Téllez, M. A., López Lopez, A., Nava Sánchez, S., y otros. (2015). *El Huracán Odile y sus Efectos en la Infraestructura del Sur de la Península de Baja California*. Ciudad De México: IIUNAM.
- Nishenko, S., y Sykes, L. (1993). Comment on "Seismic gap gypothesis: ten years after". *Journal of Geophysical Research*, 9909-9916.
- Normas Técnicas Complementarias Del Reglamento De Construcciones Para El D.F.* (1987). Distrito Federal: Gaceta Oficial Del Departamento Del D.F.
- Normas Técnicas Complementarias Del Reglamento De Construcciones Para El D.F.* (2004). Distrito Federal: Gaceta Oficial Del Departamento Del D.F.
- NRC. (2011). *National earthquake resilience: research, implementation and outreach*. Washington, DC: National Research Council of the National Academies, The National Academies Press.
- Olivová, K., y Bilcík, J. (2008). Strengthening of concrete columns with CFRP. *Slovak Journal of civil engineering*, 1-9.
- Ordaz, M., Martinelli, F., Aguilar, A., Arboleda, J., Meletti, C., y D'Amico, V. (2015). CRISIS2015, Program for Computing Seismic Hazzard.

- Park, Y., y Ang, A. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of structural engineering, ASCE*.
- Parsons, T., Console, R., Falcone, G., y Murru, M. Y. (2012). Comparasion of characterisitic and Gutenberg-Richter models for time-dependent $M > 7.9$ earthquake probability in the Nankai-Tokai subduction zone, Japan. *Geophysical Journal International*, 1673-1688.
- Paul, D. S. (1978). A guide to acceleration, velocity and displacement relations with distance and magnitude. *Bulletin of the Indian Society of Earthquake Technology* 15, 73-88.
- Peek-Asa, C., Kraus, J., LB., B., Vimalachandra, D., y Yu, J. A. (1998). Fatal and hospitalized injuries resulting from the 1994 Northridge earthquake. *International Journal of Epidemiology*, 459-465.
- Pencereci, K., Toprak, E., Merrifield, S., Paul, N., Almufti, I., y Anadolu, C. (2018). Resilience-Based Seismic Evaluation of an Existing Mid-Rise Commercial Building in Turkey.
- Phan, T. M., Doan, V. L., y Hadi, M. N. (2013). Strengthening square reinforced concrete columns by circularisation and FRP confinement. *Construction and building materiales*, 490-499.
- Porter, K. (2018). *A beginner's guide to fragility, vulnerability and risk*. University of Colorado Boulder.
- Porter, K. A., y Kiremidjian, A. S. (2001). *Assembly-based vulnerability of buildings and its use in seismic performance evaluation and risk-management decision-making*. Stanford: John A. Blume earthquake engineering research center.
- Priestley, M., Grant, D., y Blandon, C. (2005). Direct displacement-based seismic design. *2005 New Zeland society for earthquake engineering*. Pavia, Italy: European schoon for advaced studies in reduction of seismic risk.
- Quiroz R., A., Ayala M., A., y Flores M., E. (2004). Caracterización del periodo fundamental de las estructuras como una variable aleatoria. *XIV Congreso de ingeniería estructural*. Acapulto, Guerrero, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Reinhorn, A., Viti, S., y Cimellaro, G. (2005). Retrofit of Structures: Strength Reduction with Damping Enhancement. Tsukuba, Japón.

- Rong, Y., Jackson, D., y Kagan, Y. (2003). Seismic gaps and earthquakes. *Journal of Geophysical Research*.
- Schwartz, D. P., y Coppersmith, K. J. (1984). Fault behavior and characteristic earthquakes: examples from the Wasatch and San Andreas fault zones. *Journal of Geophysical Research*, 5681-5698.
- Secretaria Gobernación. (2011). *Atlas de Peligros Naturales*. Puebla: Secretaria de gobernación.
- SEP. (20 de Septiembre de 2017). *Sitio web de la Secretaría de Educación Pública*. Recuperado el 26 de Noviembre de 2017, de <https://www.gob.mx/sep/articulos/actualizacion-de-planteles-afectados-por-sismo-e-informe-sobre-la-suspension-de-clases>
- Soudki, K. A. (s.f.). *Concrete problems and repair techniques*. Ontario: University of Waterloo.
- Soudki, K. A., Sherwood, T., y Masoud, S. (2006). *FRP Repair of corrosion-damaged reinforced concrete beams*. Waterloo: University of Waterloo.
- Sowerby, R., y Uko, D. (1979). A review of certain aspect of the Bauschinger effects in metals. *Materials Science and Engineering*, 41, 43-58.
- Stirling, M., Wesnousky, S., y Shimazaki, K. (1996). Fault trace complexity, cumulative slip, and the shape of the magnitude frequency distribution for strike-slip faults: a global survey. *Geophysical Journal International*, 833-868.
- Takeda, T., Sozen, M., y Nielsen, N. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division*, 96, 2557-2573.
- Teran, G. A., y Jirsa, J. (2005). A damage index for practical seismic design that accounts for low cycle-fatigue. *Earthquake spectra* 21, 803-832.
- Tsionis, G. (2014). *Seismic resilience: concept, metrics and integration with other hazards*. Ispra, Italia: Joint Research Center.
- Urías, L. A. (2005). *Rendimientos en la construcción: Edificación*. Hermosillo, Sonora: Universidad de Sonora.
- Vamvatsikos, D., y Cornell, C. A. (2001). The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. *12th European conference on earthquake engineering*. Elsevier science.

- Vamvatsikos, D., y Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 491-514.
- Viti, S., Cimellaro, G., y Reinhorn, A. (2006). Retrofit of a hospital through strength reduction and enhanced damping. *Smart Structures and Systems, Vol. 2*, 339-355.
- Wang, Z. (2008). Understanding seismic hazard and risk; a gap between engineers and seismologists. *The 14th World conference on earthquake engineering*.
- Wesnousky, S. (1994). The Gutenberg-Richter or characteristic earthquake distribution, which is it? *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1940-1959.
- Wesnousky, S. C. (1983). Earthquake frequency distribution and the mechanism of faulting. *Journal of Geophysical Research, Vol. 88*, 9331-9340.
- Wen, Y.K. (1976). Method for random vibration of hysteretic systems. *ASC Journal of Engineering Mechanics, Vol. 102*, 249-263.
- Whitman, R. V., Anagnos, T., Kircher, C. A., Lagorio, H. J., Scott, L. R., y Schneider, P. (1997). Development of a national earthquake loss estimation methodology. *Earthquake spectra*, 643-661.
- Wilde, R. E. (2004). *ACI A Century of Progress*. American Concrete Institute.

ANEXOS

1) Registros sísmicos

Registro	Estación	Fecha	Orientación	Magnitudes	Clave
Sismo 1	Arteaga	14/01/1991	Este-Oeste	Mb=5.30/Ms=5.00/Mc=5.10	ARTG140191E W
Sismo 2	Arteaga	14/01/1991	Norte-sur	Mb=5.30/Ms=5.00/Mc=5.10	ARTG140191N S
Sismo 3	Arteaga	19/06/1986	Este-Oeste	Mb=5.20/Mc=4.80	ARTG190686E W
Sismo 4	Arteaga	19/06/1986	Norte-sur	Mb=5.20/Mc=4.80	ARTG190686N S
Sismo 5	Arteaga	29/10/1990	Este-Oeste	Mb=5.40/Ms=4.40/Mc=5.10	ARTG291090E W
Sismo 6	Arteaga	29/10/1990	Norte-sur	Mb=5.40/Ms=4.40/Mc=5.10	ARTG290190N S
Sismo 7	Arteaga	30/04/1986	Este-Oeste	Mb=6.20/Ms=7.00/Mc=6.40	ARTG300486E W
Sismo 8	Arteaga	30/04/1986	Norte-sur	Mb=6.20/Ms=7.00/Mc=6.40	ARTG300486N S
Sismo 9	Caleta de campos	05/05/1986	Este-Oeste	Mb=6.20/Ms=7.00/Mc=6.40	CALE050586E W
Sismo 10	Caleta de campos	05/05/1986	Norte-sur	Mb=6.20/Ms=7.00/Mc=6.40	CALE050586N S
Sismo 11	Caleta de campos	11/01/1997	Este-Oeste	Mb=6.5/Ms=6.9	CALE110197E W
Sismo 12	Caleta de campos	11/01/1997	Norte-sur	Mb=6.5/Ms=6.9	CALE110197N S
Sismo 13	Caleta de campos	10/09/1985	Este-Oeste	Mb=6.80/Ms=8.10/Mc=8.10	CALE190985E W
Sismo 14	Caleta de campos	10/09/1985	Norte-sur	Mb=6.80/Ms=8.10/Mc=8.10	CALE190985N S
Sismo 15	Caleta de campos	22/05/1997	Este-Oeste	Mb=5.9/Ms=6.0	CALE220597E W
Sismo 16	Caleta de campos	22/05/1997	Norte-sur	Mb=5.9/Ms=6.0	CALE220597N S
Sismo 17	Caleta de campos	29/01/1990	Este-Oeste	Mb=5.40/Ms=4.40/Mc=5.10	CALE290190E W
Sismo 18	Caleta de campos	29/01/1990	Norte-sur	Mb=5.40/Ms=4.40/Mc=5.10	CALE290190N S
Sismo 19	Caleta de campos	30/04/1986	Este-Oeste	Mb=6.20/Ms=7.00/Mc=6.40	CALE300486E W
Sismo 20	Caleta de campos	30/04/1986	Norte-sur	Mb=6.20/Ms=7.00/Mc=6.40	CALE300486N S
Sismo 21	CENAPRED	15/06/1999	Este-Oeste	Mb=6.4/Ms=6.5/Ma=6.3/Me=7.0	CENA150699E W
Sismo 22	CENAPRED	15/06/1999	Norte-sur	Mb=6.4/Ms=6.5/Ma=6.3/Me=7.0	CENA150699N S
Sismo 23	CENAPRED	30/09/1999	Este-Oeste	Mb=6.5/Ms=7.5/Mc=5.2/Ma=7.1/Me=7.6	CENA300999E W
Sismo 24	CENAPRED	30/09/1999	Norte-sur	Mb=6.5/Ms=7.5/Mc=5.2/Ma=7.1/Me=7.6	CENA300999N S

Sismo 25	Copala	14/09/1995	Este-Oeste	Mb=6.4/Ms=7.2/Mc=7.3	COPL140995E W
Sismo 26	Copala	14/09/1995	Norte-sur	Mb=6.4/Ms=7.2/Mc=7.3	COPL140995NS
Sismo 27	Copala	15/06/1999	Este-Oeste	Mb=6.4/Ms=6.5/Ma=6.3/Me=7.0	COPL150699E W
Sismo 28	Copala	15/06/1999	Norte-sur	Mb=6.4/Ms=6.5/Ma=6.3/Me=7.0	COPL150699NS
Sismo 29	Copala	21/01/1997	Este-Oeste	Mb=5.10/Ms=5.0	COPL210197E W
Sismo 30	Copala	21/01/1997	Norte-sur	Mb=5.10/Ms=5.0	COPL210197NS
Sismo 31	Copala	24/10/1993	Este-Oeste	Mb=6.20/Ms=6.60/Mc=6.50	COPL241093E W
Sismo 32	Copala	24/10/1993	Norte-sur	Mb=6.20/Ms=6.60/Mc=6.50	COPL241093NS
Sismo 33	Copala	25/04/1989	Este-Oeste	Mb=4.4/Mc=4.6	COPL250489E W
Sismo 34	Copala	25/04/1989	Norte-sur	Mb=4.4/Mc=4.6	COPL250489NS
Sismo 35	Copala	30/09/1999	Este-Oeste	Mb=6.5/Ms=7.5/Mc=5.2/Ma=7.1/Me=7.6	COPL300999E W
Sismo 36	Copala	30/09/1999	Norte-sur	Mb=6.5/Ms=7.5/Mc=5.2/Ma=7.1/Me=7.6	COPL300999NS
Sismo 37	Coyuca	01/06/1998	Este-Oeste	Mb=4.5/Mc=4.8	COYC010698E W
Sismo 38	Coyuca	01/06/1998	Norte-sur	Mb=4.5/Mc=4.8	COYC010698N S
Sismo 39	Coyuca	05/07/1998	Este-Oeste	Mc=3.7	COYC050798E W
Sismo 40	Coyuca	05/07/1998	Norte-sur	Mc=3.7	COYC050798N S
Sismo 41	Coyuca	08/05/1996	Este-Oeste	Mb=4.0/Mc=4.6	COYC080596E W
Sismo 42	Coyuca	08/05/1996	Norte-sur	Mb=4.0/Mc=4.6	COYC080596N S
Sismo 43	Coyuca	08/05/1997	Este-Oeste	Mb=5.0/Ms=4.3/Mc=4.8	COYC080597E W
Sismo 44	Coyuca	08/05/1997	Norte-sur	Mb=5.0/Ms=4.3/Mc=4.8	COYC080597N S
Sismo 45	Coyuca	11/01/1997	Este-Oeste	Mb=6.5/Ms=6.9	COYC110197E W
Sismo 46	Coyuca	11/01/1997	Norte-sur	Mb=6.5/Ms=6.9	COYC110197N S
Sismo 47	Coyuca	14/09/1995	Este-Oeste	Mb=6.4/Ms=7.2/Mc=7.3	COYC140995E W
Sismo 48	Coyuca	14/09/1995	Norte-sur	Mb=6.4/Ms=7.2/Mc=7.3	COYC140995N S
Sismo 49	Coyuca	15/06/1999	Este-Oeste	Mb=6.4/Ms=6.5/Ma=6.3/Me=7.0	COYC150699E W
Sismo 50	Coyuca	15/06/1999	Norte-sur	Mb=6.4/Ms=6.5/Ma=6.3/Me=7.0	COYC150699N S
Sismo 51	Coyuca	19/07/1997	Este-Oeste	Mb=4.6/Ms=3.8/Mc=4.9	COYC190797E W

Sismo 52	Coyuca	19/07/1997	Norte-sur	Mb=4.6/Ms=3.8/Mc=4.9	COYC190797N S
Sismo 53	Coyuca	19/09/1985	Este-Oeste	Mb=6.80/Ms=8.10/Mc=8.10	COYC190985E W
Sismo 54	Coyuca	19/09/1985	Norte-sur	Mb=6.80/Ms=8.10/Mc=8.10	COYC190985N S
Sismo 55	Coyuca	21/09/1985	Este-Oeste	Mb=6.30/Ms=7.60/Mc=7.50	COYC210985E W
Sismo 56	Coyuca	21/09/1985	Norte-sur	Mb=6.30/Ms=7.60/Mc=7.50	COYC210985N S
Sismo 57	Coyuca	22/03/1997	Este-Oeste	Mc=4.6/Mb=4.7	COYC220397E W
Sismo 58	Coyuca	22/03/1997	Norte-sur	Mc=4.6/Mb=4.7	COYC220397N S
Sismo 59	Coyuca	25/04/1989	Este-Oeste	Mc=4.10	COYC250489E W
Sismo 60	Coyuca	25/04/1989	Norte-sur	Mc=4.10	COYC250489N S
Sismo 61	Coyuca	27/08/1997	Este-Oeste	Mc=4.10	COYC270897E W
Sismo 62	Coyuca	27/08/1997	Norte-sur	Mc=4.10	COYC270897N S
Sismo 63	Coyuca	30/09/1999	Este-Oeste	Mb4.0/Mc=4.3	COYC300999E W
Sismo 64	Coyuca	30/09/1999	Norte-sur	Mb4.0/Mc=4.3	COYC300999N S
Sismo 65	Ciudad Serdán	15/05/1993	Este-Oeste	Mb=5.90/Ms=5.90/Mc=6.00	CSER150593E W
Sismo 66	Ciudad Serdán	15/05/1993	Norte-sur	Mb=5.90/Ms=5.90/Mc=6.00	CSER150593NS
Sismo 67	Ciudad Serdán	15/06/1999	Este-Oeste	Mb=6.4/Ms=6.5/Ma=6.3/Me=7.0	CSER150699E W
Sismo 68	Ciudad Serdán	15/06/1999	Norte-sur	Mb=6.4/Ms=6.5/Ma=6.3/Me=7.0	CSER150699NS
Sismo 69	Ciudad Serdán	16/09/1989	Este-Oeste	Mb=5.90/Mc=5.60	CSER160989E W
Sismo 70	Ciudad Serdán	16/09/1989	Norte-sur	Mb=5.90/Mc=5.60	CSER160989NS
Sismo 71	Ciudad Serdán	23/02/1994	Este-Oeste	Mb=5.40/Mc=5.00	CSER230294E W
Sismo 72	Ciudad Serdán	23/02/1994	Norte-sur	Mb=5.40/Mc=5.00	CSER230294NS
Sismo 73	Ciudad Serdán	25/04/1989	Este-Oeste	Mb=6.30/Ms=6.90/Mc=6.50	CSER250489E W
Sismo 74	Ciudad Serdán	25/04/1989	Norte-sur	Mb=6.30/Ms=6.90/Mc=6.50	CSER250489NS
Sismo 75	Ciudad Serdán	25/07/1991	Este-Oeste	Mb=5.30/Mc=5.20	CSER250791E W
Sismo 76	Ciudad Serdán	25/07/1991	Norte-sur	Mb=5.30/Mc=5.20	CSER250791NS
Sismo 77	Ciudad Serdán	30/09/1999	Este-Oeste	Mb=6.5/Ms=7.5/Mc=5.2/Ma=7.1/Me=7.6	CSER300999E W
Sismo 78	Ciudad Serdán	30/09/1999	Norte-sur	Mb=6.5/Ms=7.5/Mc=5.2/Ma=7.1/Me=7.6	CSER300999NS

Sismo 79	Cuernavaca	10/12/1994	Este-Oeste	Mc=6.3	CUER101294EW
Sismo 80	Cuernavaca	10/12/1994	Norte-sur	Mc=6.3	CUER101294NS
Sismo 81	Cuernavaca	14/09/1995	Este-Oeste	Ms=6.4/Mb=7.2/Mc=7.3	CUER140995EW
Sismo 82	Cuernavaca	14/09/1995	Norte-sur	Ms=6.4/Mb=7.2/Mc=7.3	CUER140995NS
Sismo 83	Cuernavaca	15/06/1999	Este-Oeste	Mb=6.0/Ms=5.8/Mc=5.8/Ma=5.9/Me=6.2	CUER150699EW
Sismo 84	Cuernavaca	15/06/1999	Norte-sur	Mb=6.0/Ms=5.8/Mc=5.8/Ma=5.9/Me=6.2	CUER150699NS
Sismo 85	Cuernavaca	23/05/1994	Este-Oeste	Mc=5.6	CUER230594EW
Sismo 86	Cuernavaca	23/05/1994	Norte-sur	Mc=5.6	CUER230594NS
Sismo 87	Cuernavaca	30/09/1999	Este-Oeste	Mb=6.5/Ms=7.5/Mc=5.2/Ma=7.1/Me=7.6	CUER300999EW
Sismo 88	Cuernavaca	30/09/1999	Norte-sur	Mb=6.5/Ms=7.5/Mc=5.2/Ma=7.1/Me=7.6	CUER300999NS
Sismo 89	Central UPAEP	14/09/1995	Este-Oeste	Mb=6.40/Ms=7.20/Mc=7.30	RIPC140995EW
Sismo 90	Central UPAEP	14/09/1995	Norte-sur	Mb=6.40/Ms=7.20/Mc=7.30	RIPC140995NS
Sismo 91	Central UPAEP	23/02/1994	Este-Oeste	Mb=5.40/Mc=5.00	RIPC230294EW
Sismo 92	Central UPAEP	23/02/1994	Norte-sur	Mb=5.40/Mc=5.00	RIPC230294NS
Sismo 93	SISMEX Puebla	19/09/1985	Este-Oeste	Mb=6.80/Ms=8.10/Mc=8.10	SXPU190985EW
Sismo 94	SISMEX Puebla	19/09/1985	Norte-sur	Mb=6.80/Ms=8.10/Mc=8.10	SXPU190985MS
Sismo 95	SISMEX Puebla	21/09/1985	Este-Oeste	Mb=6.30/Ms=7.60/Mc=7.50	SXPU210985EW
Sismo 96	SISMEX Puebla	21/09/1985	Norte-sur	Mb=6.30/Ms=7.60/Mc=7.50	SXPU210985NS
Sismo 97	Yautepec	15/06/1999	Este-Oeste	Mb=6.4/Ms=6.5/Ma=6.3/Me=7.0	YAIG150699EW
Sismo 98	Yautepec	15/06/1999	Norte-sur	Mb=6.4/Ms=6.5/Ma=6.3/Me=7.0	YAIG150699NS
Sismo 99	Yautepec	30/09/1999	Este-Oeste	Mb=6.5/Ms=7.5/Mc=5.2/Ma=7.1/Me=7.6	YAIG300999EW
Sismo 100	Yautepec	30/09/1999	Norte-sur	Mb=6.5/Ms=7.5/Mc=5.2/Ma=7.1/Me=7.6	YAIG300999NS