



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

DEFINICIÓN DE DEMANDAS SÍSMICAS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS
BASÁNDOSE EN CONCEPTOS DE RESILIENCIA

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

PRESENTA:
CARLOS EMILIANO GONZÁLEZ CALVA

TUTOR PRINCIPAL
DR. MAURO POMPEYO NIÑO LÁZARO
FACULTA DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX., JUNIO, 2023



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.



Agradecimientos

Me gustaría agradecer a todos aquellos que de alguna manera han contribuido a este trabajo de investigación. A mi director, el Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro por su orientación académica, comentarios constructivos, paciencia ante mis errores y amistad incondicional.

Al Dr. Gustavo Ayala Milián, por todas sus valiosas observaciones, además del extenso apoyo y comprensión durante todo el proyecto doctoral.

A los Doctores, Roberto Gómez Martínez, Roberto Meli, Óscar López Bátiz y Eduardo Reinoso Ángulo, por sus valiosas observaciones.

También, me gustaría agradecer a los Ingenieros, Mario González, Cesar Magallón, Nahúm Reyes, Raúl González, Andrea Cabriada, Luis Buendía, Luis Bernabé y Carlos Zárate, ya que cada uno ha contribuido en la obtención de uno o más de los resultados aquí presentados, ya sea por medio de colaboración directa o consultoría.

A la División de Ingeniería Civil y Geomática de la UNAM por brindarme el espacio y las herramientas de trabajo requeridas durante la realización de mis estudios.

Agradezco a la UNAM por el patrocinio durante mi primer semestre de estudios, mediante el programa de becas de posgrados de la UNAM.

Finalmente, al CONACYT por el apoyo económico brindado durante los semestres 2° a 8°, sin el cual no habría podido finalizar el presente documento. Recalcando que, las becas son un apoyo que permite a los jóvenes investigadores desarrollarse, por lo que deben ser aprovechadas, agradecidas y fomentadas.



Índice de figuras

Título de figura	Página
Fig. 2.1 Diagrama de flujo de la metodología propuesta para generar espectros de resiliencia uniforme	13
Fig. 2.2 Tasa de excedencias de magnitudes de una fuente sísmica arbitraria, modelada con un proceso de Poisson. a) Esquema de Gutenberg-Richter, b) Esquema de Ordaz (Tomada de Buendía, 2016)	15
Fig. 2.3 Evolución de la funcionalidad con el tiempo dada la ocurrencia de un evento sísmico	16
Fig. 2.4 Curvas de capacidad a) original b) residual	17
Fig. 2.5 Ejemplo de tiempos de demora	19
Fig. 2.6 a) Caída de luminarias y plafones b) volteo de estantes	20
Fig. 2.7 a) Ejemplo de histograma de tiempo de recuperación b) gráfica de frecuencia acumulada relativa de tiempo de reparación	21
Fig. 2.8 Uso de curvas de tasa de excedencias para interpolar entre resistencias. Objetivo de diseño asociado a una tasa de excedencia de 0.004, periodo de retorno de 250 años y un valor de pérdida de resiliencia del 10%	22
Fig. 3.1 Representación del esquema de simulación sísmica con suma estocástica de EGF. a) fuente puntual dividida en subceldas, b) registros semilla rompiendo en distintos puntos del tiempo, c) registro sintético obtenido con convolución	24
Fig. 3.2 Epicentro de los sismos utilizados como objetivo y como semillas	33
Fig. 3.3 Registros sísmicos para a) semilla A, b) semilla B, c) sismo objetivo, d) simulación con A, e) simulación con B, f) simulación con A+B	34
Fig. 3.4 Distribución de la ruptura de celdas con cada semilla	36
Fig. 3.5 Espectros de respuesta elástica y espectros de Fourier promedio de las 1000 simulaciones con a) d) simulación con A, b) e) simulación con B, c) f) simulación con A+B	36
Fig. 3.6 Comparación de intensidad de Arias para simulaciones con distintos enfoques	37
Fig. 4.1 Geometría de un grupo de escuelas públicas típicas en México a) vista lateral 1 nivel, b) vista lateral 2 niveles, c) vista lateral 3 niveles, d) vista en planta, d) elevación 3 niveles	39
Fig. 4.2 zonificación de daños debido a sismo históricos en la Ciudad de México (Tomada de Morales, 2019)	40
Fig. 4.3 Zona de subducción del Pacífico Mexicano. Brecha de Guerrero (Tomada de Cárdenas, 2018)	41
Fig. 4.4 a) Tasa de excedencias de magnitudes, b) periodo de retorno de sismos característicos asociados a la brecha de Guerrero	41
Fig. 4.5 Ejemplos de registros sintéticos de distintas magnitudes, obtenidos con la formulación de simulación sísmicas propuesta en esta investigación	43
Fig. 4.6 Modelado en SAP2000 para el dimensionamiento de los elementos estructurales en estructuras de a) un nivel, b) dos niveles, c) tres niveles	44
Fig. 4.7 Espectros de diseño sísmico utilizados para el análisis modal espectral	44
Fig. 4.8 Porcentaje de rotaciones plásticas dado un desplazamiento máximo en escuelas a) de 1N87, b) 1N04, c) 2N87, d) 2N04, e) 3N87, f) 3N08, g) 3N77	46
Fig. 4.9 Porcentaje de rotaciones plásticas dada una demanda de ductilidad	47
Fig. 4.10 Comportamiento histerético de los elementos estructurales en una escuela de 1 nivel sometida al sismo del 11 de enero de 1997 registrado en la estación CALE	48
Fig. 4.11 Distintas configuraciones de daño en estructuras de 1 nivel y curva de capacidad asociada	48
Fig. 4.12 Distintas configuraciones de daño en estructuras de 2 niveles y curva de capacidad asociada	49
Fig. 4.13 Distintas configuraciones de daño en estructuras de 3 niveles y curva de capacidad asociada	49
Fig. 4.14 Curvas de comportamiento estáticas para estructuras a) de 1 nivel, b) 2 niveles, c) 3 niveles	50
Fig. 4.15 Pérdida de funcionalidad en función de μ	50
Fig. 4.16 Diagrama de flujo de los métodos de evaluación post sismo. (Adaptado de Alcocer <i>et al.</i> , 2021)	53
Fig. 4.17 a) Tiempos de inspección e ingeniería b) tiempos de movilización como una función de la respuesta estructural	54
Fig. 4.18 Zona de actuación prioritaria (Instituto de Seguridad de las Construcciones, 2019).	55
Fig. 4.19 Daños en la subestación Yautepec. Morelos ocasionados por el sismo del 19 de septiembre de 2017 (Imagen tomada de Excélsior)	56
Fig. 4.20 Fugas en red primaria de la Ciudad de México derivadas del sismo del 19 de septiembre de 2017 (Tomada de Ayala, 2019)	57
Fig. 4.21 Distintas configuraciones de daño en estructuras de 3 niveles y programas de obra propuestos para su rehabilitación a) 2 vigas con daño ligero, b) 6 vigas con daño ligero y 2 vigas con daño moderado, c) 16 vigas con daño moderado, 2 vigas con daño ligero y 18 columnas con daño ligero	58
Fig. 4.22 Distintas configuraciones de daño en estructuras de 3 niveles y programas de obra propuestos para su rehabilitación a) 2 vigas con daño ligero, b) 6 vigas con daño ligero y 2 vigas con daño moderado, c) 16 vigas con daño moderado, 2 vigas con daño ligero y 18 columnas con daño ligero	58



Fig. 4.23 Distintas configuraciones de daño en estructuras de 3 niveles y programas de obra propuestos para su rehabilitación a) 2 vigas con daño ligero, b) 6 vigas con daño ligero y 2 vigas con daño moderado, c) 16 vigas con daño moderado, 2 vigas con daño ligero y 18 columnas con daño ligero	59
Fig. 4.24 Tiempo de reparación vs demanda de ductilidad a) tiempos absolutos, b) tiempos relativos	59
Fig. 4.25 Funciones de fragilidad para distintos estados de daño en a) muros, b) ventanas, c) luminarias y d) plafones	61
Fig. 4.26 Curvas de tiempo de reparación esperado para elementos no estructurales	62
Fig. 4.27 PFA para distintas estructuras y distintos niveles, reales, estimadas con las NTC, el Código Europeo, y con el método de Vukobratovic y Farja (2016).	66
Fig. 4.28 ID para estructuras con distintos niveles y distintos años de construcción	67
Fig. 4.29 Espectro de daño asociado a una resistencia constante de 150 cm/s ² y sometido al sismo del 19 de septiembre de 1985 (Tomada de Buendía, 2016)	69
Fig. 4.30 Espectros de respuesta de seudodesplazamiento. Ejemplos para varios niveles de resistencia	69
Fig. 4.31 Espectros de respuesta de pseudoaceleración. Ejemplos para varios niveles de resistencia	69
Fig. 4.32 Espectros de respuesta en términos de tiempos de recuperación, asociados a una resistencia específica	69
Fig. 4.33 Espectros de respuesta en términos de pérdida de funcionalidad estructural, asociados a una resistencia específica	70
Fig. 4.34 Espectros de respuesta en términos de pérdida de resiliencia considerando solo parte estructural, asociados a una resistencia específica	70
Fig. 4.35 Espectros de respuesta en términos de pérdida de resiliencia considerando parte estructural y no estructural, asociados a una resistencia específica	70
Fig. 4.36 Frecuencia con que se observan valores de tiempos de recuperación mayores a un RT específico, asociado a una resistencia de 1.1 m/s ²	71
Fig. 4.37 Frecuencia con que se observan valores de tiempos de recuperación mayores a un RT específico, asociado a una resistencia de 5.6 m/s ²	72
Fig. 4.38 Frecuencia con que se observan valores de pérdida de funcionalidad menores a un FL específico, asociado a una resistencia de 1.1 m/s ²	72
Fig. 4.39 Frecuencia con que se observan valores de pérdida de funcionalidad menores a un FL específico, asociado a una resistencia de 5.6 m/s ²	72
Fig. 4.40 Frecuencia con que se observan valores de pérdida de resiliencia menores a un RT específico, asociado a una resistencia de 1.1 m/s ²	73
Fig. 4.41 Frecuencia con que se observan valores de pérdida de resiliencia menores a un RT específico, asociado a una resistencia de 5.6 m/s ²	73
Fig. 4.42 a) FDP Beta y b) Función de distribución acumulada Beta para distintos valores de α y β	74
Fig. 4.43 Ajuste de función Beta a datos observados, para distintos periodos, una magnitud M7.2 y una sola resistencia $S_{a_y} = 1.1\text{m/s}^2$. Tiempos de recuperación	75
Fig. 4.44 Ajuste de función Beta a datos observados, para distintos periodos, una magnitud M7.2 y una sola resistencia $S_{a_y} = 1.1\text{m/s}^2$. Pérdida de funcionalidad	75
Fig. 4.45 Ajuste de función Beta a datos observados, para distintos periodos, una magnitud M7.2 y una sola resistencia $S_{a_y} = 1.1\text{m/s}^2$. Pérdida de resiliencia	76
Fig. 4.46 Curvas de probabilidad de excedencia de a) pérdida de resiliencia, b) Tiempos de recuperación	77
Fig. 4.47 Curvas de tasa de excedencias de resiliencia para distintos periodos y resistencias	78
Fig. 4.48 Uso de curvas de tasa de excedencias para interpolar entre resistencias	79
Fig. 4.49 Espectros de diseño para un periodo de retorno de 250 años, a) tiempos de reparación, b) funcionalidad (estructural), c) resiliencia (solo estructural)	80
Fig. 4.50 Espectros de diseño para un periodo de retorno de 125 años, a) tiempos de reparación, b) funcionalidad (estructural), c) resiliencia (solo estructural)	80
Fig. 4.51 Comparativa de espectros de diseño de las NTC2020, riesgo uniforme y a) tiempo re recuperación, b) funcionalidad, c) resiliencia (solo estructural)	81
Fig. 4.52 Comparativa de espectros de diseño de las NTC2004, riesgo uniforme y a) tiempo re recuperación, b) funcionalidad, c) resiliencia (solo estructural)	82
Fig. 4.53 a) Pérdida de resiliencia asociada a elementos no estructurales b) Curva de tasas de excedencia de un valor dado de pérdida de resiliencia	83
Fig. 4.54 Espectros asociados a un valor teórico de resiliencia, tomando en cuenta elementos no estructurales	84
Fig. 4.55 Comparación de espectros de diseño tomando en cuenta elementos no estructurales con espectros de diseño actuales	84
Fig. 4.56 a) Vista en elevación de la estructura simple propuesta, b) espectros de diseño utilizados	85



Fig. 4.57 Comparación entre diseños de los elementos estructurales, considerando distintos enfoques. a) diseño basado en NTC, b) diseño basado en riesgo con $RT= 250$ años d) diseño basado en resiliencia $RT= 250$ años	85
Fig. 4.58 Interfaz del programa desarrollado para calcular espectros de resiliencia uniforme	86
Fig. 4.59 Procedimiento para validar la eficacia de los espectros de diseño propuestos	87
Fig. 4.60 Registros sísmicos sintéticos para eventos de distintas magnitudes	88
Fig. 4.61 Respuesta de un marco de un nivel y una crujía ante excitaciones sísmicas típicas de sismos $M7.2$ de subducción en el Pacífico Mexicano. a) ductilidades, b) tiempos de reparación, c) pérdida de funcionalidad, d) resiliencia	89
Fig. 4.62 Ajuste de distribución de probabilidad de pérdida de resiliencia para eventos de distintas magnitudes	89
Fig. 4.63 Tasas de excedencia de pérdida de resiliencia para la estructura diseñada con un espectro basado en resiliencia.	90
Fig. 4.64 Comprobación de la eficacia de los espectros de diseño basados en resiliencia.	91
Fig. 4.65 Interfaz del programa desarrollado para calcular espectros de resiliencia uniforme.	92
Fig. 5.1 Tipos de pérdidas (Adaptada de González, 2019)	95
Fig. 5.2 Programa de obra para reparar una rotación plástica con DS1	96
Fig. 5.3 Programa de obra para reparar una rotación plástica en viga con DS2	97
Fig. 5.4 Programa de obra para reparar una rotación plástica en columnas con DS2	98
Fig. 5.5 Programa de obra para reparar una rotación plástica en viga con DS3	100
Fig. 5.6 Programa de obra para reparar una rotación plástica en columna con DS3	100
Fig. 5.7 Relación entre el número de alumnos y la pérdida por mes de inactividad	105
Fig. 5.8 Factor C/B vs demanda de ductilidad	106
Fig. 5.9 Ejemplos de curvas de vulnerabilidad para estructura con distintos números de niveles (Tomada de Jaimes y Niño, 2017)	107
Fig. 5.10 a) Curva de tiempo de reparación relativo esperado, b) pérdida de funcionalidad esperada, c) tiempo de inspección e ingeniería esperados, d) tiempo de movilización esperado	109
Fig. 5.11 Escuelas públicas en la Ciudad de México. Base de datos elaborada por un grupo de trabajo en la División de Ingeniería Civil y Geomática de la UNAM	110
Fig. 5.12 Mapas de tiempo de recuperación esperado para escuelas públicas en la Ciudad de México expuestas a sismos fuertes de magnitudes a) $M6.69$, b) $M7.18$, c) $M7.66$	111
Fig. 5.13 Mapas de pérdida de funcionalidad esperada para escuelas públicas en la Ciudad de México expuestas a sismos fuertes de magnitudes a) $M6.69$, b) $M7.18$, c) $M7.66$	112
Fig. 5.14 Mapas de resiliencia para escuelas públicas en la Ciudad de México expuestas a sismos fuertes de magnitudes a) $M6.69$, b) $M7.18$, c) $M7.66$	113
Fig. 5.15 Perfil de funcionalidad considerando a) enfoque simple, b) tiempos de demora, c) tiempos de demora y parte no estructural	114
Fig. 5.16 Clasificación de la resiliencia calculada de acuerdo a los objetivos propuestos	115



Índice

Capítulo 1: Introducción	8
Alcances y objetivos	11
Capítulo 2: Metodología	13
2.1) Definición de la amenaza sísmica.....	14
2.1.1) Modelo de Poisson.....	14
2.1.2) Modelo de sismo característico	15
2.2) Modelos que relacionan la respuesta estructural con los parámetros de resiliencia	16
2.2.1) Modelos de pérdida de funcionalidad.....	16
2.2.2) Modelos de tiempos de inactividad	18
2.3) Análisis en osciladores de un grado de libertad.....	20
2.4) Frecuencia acumulada de tiempo, pérdida de funcionalidad y pérdida de resiliencia.....	21
2.5) Ajuste de una función de distribución de probabilidad	21
2.6) Tasas de excedencia de tiempo de recuperación, pérdida de funcionalidad o resiliencia	21
2.7) Construir espectros de tiempo de recuperación, funcionalidad o resiliencia constante.....	22
Capítulo 3: Suma estocástica con EGF con dos semillas diferentes	23
3.1) Antecedentes.....	23
3.1.1) Joyner y Boore (1986)	26
3.1.2) Wennerberg (1990).....	27
3.1.3) Ordaz <i>et al.</i> (1995).....	28
3.2) Desarrollo matemático del método de simulación sísmica.....	29
3.3) Aplicación de la formulación propuesta	32
1.3.1) Simulación, sismo M8.1	34
Capítulo 4: Espectros de resiliencia uniforme para escuelas públicas.....	38
4.1) Amenaza sísmica	40
4.1.1) Tasa de excedencia de magnitudes	40
4.2) Modelos que relacionan la respuesta estructural con los parámetros de resiliencia	43
4.2.1) Modelos de pérdida de funcionalidad.....	47
4.2.2) Modelos de tiempos de inactividad	51
4.3) Análisis en osciladores de 1 grado de libertad.....	67
4.3.1) Espectros de respuesta inelásticos	68
4.4) Frecuencia acumulada de tiempo, pérdida de funcionalidad y pérdida de resiliencia.....	71
4.5) Ajuste de función de distribución de probabilidad	73



4.6) Obtención de tasas de excedencia.....	77
4.7) Obtención de espectros de tiempo, funcionalidad o resiliencia constante.....	79
4.8) Comparativa entre espectros de diseño.....	80
4.9) Espectros de diseño tomando en cuenta elementos no estructurales	83
4.10) Diseño estructural con distintos espectros.....	85
4.10.1) Validación de la metodología para obtener espectros.....	87
4.11) Desarrollo del programa para obtener espectros de resiliencia uniforme.....	91
Capítulo 5: Valores objetivo de RT, FL y Resiliencia.....	94
5.1) Análisis de costos	94
5.1.1) Análisis de inversión inicial.....	95
5.1.2) Análisis de pérdidas	95
5.1.1.4) Análisis de pérdidas por tiempos de inactividad (pérdidas indirectas).....	102
5.3) Análisis costo-beneficio	105
5.4) Curvas de tiempo y pérdida de funcionalidad esperada	107
5.5) Cuantificación y clasificación de la resiliencia sísmica en una red de estructuras reales.....	109
5.5.1) Exposición	109
5.5.2) Amenaza sísmica	110
5.5.3) Curvas de tiempo y funcionalidad esperada	110
5.5.4) Análisis probabilista de tiempos, funcionalidad y resiliencia esperada.....	110
Capítulo 6: Conclusiones	116
Referencias bibliográficas.....	118



Capítulo 1: Introducción

El diseño sismo-resistente es una herramienta que surge como consecuencia de los daños provocados durante eventos sísmicos de gran magnitud y ha sido adoptado en distintos puntos del tiempo por los diferentes países con sismicidad relevante. En Estados Unidos, el diseño sísmico formal de edificaciones comenzó después del sismo M6.8 de 1925 en Santa Barbara (Holmes, 2010), con la edición de 1927 de *Uniform Building Code* (UBC, 1927). Japón por su parte reflexionó acerca de los requisitos de resistencia estructural ante cargas sísmicas, posterior al evento de M7.9 de Kanto en 1923 (Otani, 1995). Por otro lado, en México, fue el sismo M7.6 de 1957, el cual impulsó el desarrollo del diseño sismo-resistente con la emisión de códigos de emergencia en 1957 que tomaran en cuenta, de manera explícita, los efectos producidos por acciones sísmicas en las estructuras (Esteva, 1987). Existiendo un frente en común en estas filosofías de diseño: salvaguardar vidas humanas al garantizar la integridad estructural durante movimientos telúricos de importancia. Esto es un enfoque que se mantiene hasta la actualidad por medio del diseño basado en fuerzas (FBD), encontrado en gran parte de los códigos de diseño convencionales, permitiéndose a las estructuras incursionar en el rango inelástico durante la ocurrencia de eventos sísmicos extraordinarios, mientras que, dada la ocurrencia de sismos pequeños, se mantiene un comportamiento elástico. Sin embargo, a pesar del gran avance que representó el FBD en su concepción, las filosofías emergentes en ingeniería sísmica consideran que los métodos de diseño convencionales no siempre son capaces de proporcionar niveles de seguridad y/o funcionalidad satisfactorios, pues los procedimientos basados en fuerzas y análisis elásticos no son capaces de considerar de manera explícita el desempeño estructural (Buendía, 2016). Esto ha dado paso a los procedimientos de diseño basados en desempeño (PBSD), los cuales tienen como objetivo que las estructuras diseñadas presenten un desempeño satisfactorio ante las demandas sísmicas que puedan presentarse durante su vida útil, por medio de un control del daño. El *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER) propone una metodología de PBSD que incorpora la modelación, no solamente del daño, sino también de las pérdidas a través de la estimación del desempeño estructural y su impacto económico en términos probabilistas (Cornell y Krawinkler, 2000; Kazantzi *et al.*, 2020; Ghisbain, 2015). Continuando con esta tendencia, Avelar *et al.* (2003) proponen el uso de espectros de peligro uniforme para niveles de desempeño específicos, aplicables a estructuras ubicadas en terreno blando de la Ciudad de México. Años más tarde Luco *et al.* (2007) proponen las bases para ajustar porciones de mapas de diseño sísmico basados en peligro uniforme y así obtener mapas de probabilidad de colapso uniforme. Niño (2008) y Niño *et al.* (2018) presentan un método basado en desempeño para definir espectros de fragilidad uniforme para probabilidades de excedencia específicas de determinados índices de desempeño, tomando en cuenta las incertidumbres de las características estructurales. Por otro lado, Loth y Baker (2015) proponen el uso de espectros de diseño para la evaluación de la confiabilidad estructural. En esta tendencia, Buendía (2016) propone un método para estimar espectros de riesgo constante que proporcionan la resistencia de diseño necesaria para que exista en promedio un determinado nivel de daño para cada periodo de retorno. Estos enfoques presentan una alternativa a los métodos de diseño tradicionales basados en fuerzas, pues no solo se procura el bienestar de los ocupantes, sino que también se busca garantizar ciertos niveles de desempeño.

Dados los avances anteriormente mencionados, el siguiente paso natural en el diseño sísmico es la incorporación de la resiliencia sísmica, concepto definido como “la habilidad de un sistema para mitigar el peligro, controlar los efectos ocasionados por desastres, y llevar a cabo acciones de recuperación de tal modo que se minimice la interrupción de las actividades y se mitiguen los efectos de futuros sismos” (Bruneau *et al.*, 2003), pues las filosofías anteriores adolecen de no tomar en cuenta las numerosas consecuencias negativas asociadas a los largos periodos de inactividad durante las reparaciones



estructurales y a la baja funcionalidad de la estructura, lo cual provoca contratiempos en el desarrollo de las diligencias sociales cotidianas.

El concepto de resiliencia ha ganado popularidad en los últimos años en la ingeniería estructural, tal como lo muestran numerosos estudios. Entre los más importantes se encuentran las aportaciones realizadas por Bruneau *et al.* (2003) quienes proponen un amplio marco teórico y una serie de medidas para estimar empíricamente la resiliencia de un sistema, aplicando, además, el concepto de funcionalidad como una medida para caracterizar la resiliencia, considerando que puede variar de 100% (sistema completamente funcional) hasta 0% (el sistema no puede proveer ningún servicio). Posteriormente, Cimellaro *et al.* (2010) exponen un modelo matemático para cuantificar la resiliencia sísmica para un evento, R , dada por la Ec. (1.1), en donde; $Q(t)$ es un proceso estocástico no estacionario que representa la funcionalidad del sistema, t_{0E} es el tiempo de ocurrencia del evento y T_{LC} es el tiempo de control, normalmente definido por los propietarios del bien o la sociedad (tiempo proyectado de vida de la estructura). Dicho modelo es el más usado actualmente para calcular la resiliencia sísmica (Bunea *et al.*, 2016), aunque en ocasiones se expresa en términos de la pérdida de resiliencia (RL), de acuerdo a la Ec. (1.2).

$$R = \int_{t_{0E}}^{t_{0E}+T_c} \frac{Q(t)}{T_{LC}} dt \quad (1.1)$$

$$RL = 100 - R \quad (1.2)$$

Algunos autores han usado metodologías que involucran un estudio de amenaza sísmica, modelado y análisis estructural, riesgo sísmico y funciones de recuperación, para cuantificar la resiliencia sísmica de estructuras. Anwar *et al.* (2019) propone un método para cuantificar riesgo y sustentabilidad asociados a un costo de reparación, emisión de carbono y tiempo de inactividad. Después, Samadian *et al.* (2020) se enfocaron en la estimación de la resiliencia sísmica de escuelas de concreto reforzado utilizando funciones de vulnerabilidad y tomando en cuenta el tiempo de demora en el inicio de las actividades de reparación. Por su parte, González *et al.* (2020) definieron el concepto de resiliencia anual esperada (EAR) con una metodología basada en riesgo, en donde se considera todo el ambiente sísmico al que se encuentra expuesta una estructura determinada. Recientemente, Gutiérrez y Ayala (2022) proponen un método probabilista para estimar tiempos y costos de reparación, así como número de trabajadores necesarios para realizar las actividades de restauración, aplicando su metodología a edificaciones de oficinas, sin embargo, no se toman en cuenta los tiempos que retrasan el inicio de las actividades de reparación.

Otro aspecto importante en la resiliencia sísmica y el diseño sismo-resistente en general, es la definición de objetivos de diseño apropiados. En el diseño convencional, se cumplen con criterios de comportamiento en términos de resistencia lateral y desplazamiento relativo entre niveles (estados límite último y de servicio), los cuales se encuentran definidos con el fin de garantizar la integridad estructural y controlar las deformaciones. Por otro lado, el diseño basado en desempeño considera cuatro niveles de desempeño: ocupación inmediata, seguridad de vida, prevención de colapso, y colapso, de los cuales los primeros tres se utilizan para definir los objetivos de diseño. Sin embargo, en particular las investigaciones enfocadas en resiliencia, carecen de objetivos de diseño claros o con un respaldo analítico, existiendo propuestas de objetivos de resiliencia basadas en criterios heurísticos, por ejemplo, Almufti y Willford. (2013) plantean una serie de lineamientos para cumplir con un diseño basado en resiliencia a partir de objetivos específicos que pretenden minimizar el daño y promover planes de contingencia contra la interrupción de servicios. En



su trabajo, estos autores establecen valores aceptables de tiempos de inactividad para clasificar la resiliencia de edificaciones en nivel platino, oro y plata, sin embargo, no se presenta una justificación substancial de dicha clasificación. Otro ejemplo se observa en Mieler *et al.* (2015), quienes señalan la importancia de establecer objetivos de resiliencia comunitaria, en particular para sistemas críticos, tales como hospitales y plantas de energía; sin embargo, se carece de un respaldo analítico de los objetivos propuestos. Hall y Giglio (2016) también sugieren definir límites aceptables de resiliencia en relación a una optimización del costo de construcción en edificaciones, con el fin de evitar gastos innecesarios o un desempeño estructural inadecuado. Otros autores (Yang *et al.*, 2018; Tena-Colunga y Nangullasmú-Hernández, 2023) también hacen énfasis en la importancia de contar con objetivos para el diseño estructural resiliente, por lo que llevan a cabo propuestas en donde se pretende tener escenarios post-sísmicos de ocupación inmediata (IO) ante sismos de servicio, reocupación rápida (RR) para los sismos de diseño y prevención de colapso (CP) para los sismos de mayor intensidad esperada, sin embargo, no se habla explícitamente sobre valores de resiliencia, o de los tiempos de inactividad relacionados a estos estados de IO, RR o CP.

A pesar de las valiosas contribuciones realizadas en los últimos 20 años, el estudio de la resiliencia sigue en desarrollo, identificándose 2 grandes líneas de investigación al respecto, una enfocada en la definición del concepto, sus componentes y la correcta cuantificación de los mismos, mientras que la segunda se encamina hacia la incorporación del concepto de resiliencia en el diseño sismo-resistente de estructuras.

Anteriormente se han descrito métodos para la evaluación de la resiliencia donde, todos ellos, involucran la definición de una amenaza sísmica. Para ello, es conveniente contar con amplios catálogos de registros sísmicos de gran magnitud, lo cual desafortunadamente no siempre es posible debido al poco tiempo de observación y a los grandes periodos entre la ocurrencia de sismos fuertes. Este problema ha motivado el desarrollo de distintos métodos para obtener registros sísmicos sintéticos, tales como el método de diferencias finitas (Ikegami y Koketsu, 2008; Aoi *et al.*, 2008), métodos de relaciones empíricas (Okawa *et al.*, 2012) y los métodos de suma estocástica basado en Funciones Empíricas de Green (EGF).

En particular, los métodos de simulación sísmica que utilizan una suma estocástica con EGF, son de gran interés en la ingeniería, debido a la simpleza de su implementación. Propuestos inicialmente por Hartzell (1978) y, posteriormente, desarrollados y aplicados por Joyner y Boore (1986); estos métodos parten de considerar que la fuente sísmica se puede caracterizar por medio de subfuentes, las cuales contienen registros sísmicos pequeños (EGF) que rompen de manera aleatoria en algún punto del tiempo. Por medio de una convolución se puede obtener un acelerograma correspondiente a un sismo de gran magnitud. Una mejora al método lo proponen Ordaz *et al.* (1995), quienes implementan una distribución de probabilidad de tiempos de ruptura que representa, con mayor precisión, el modelo de escalamiento ω^2 (Aki, 1967), utilizando un esquema de suma de una sola etapa. Posteriormente Kohrs-Sansorny *et al.* (2005) establecen, tomando un enfoque de dos etapas, un esquema de suma que produce una distribución de la liberación de energía más realista que aquellas correspondientes a los esquemas de suma de una etapa. Recientemente, Niño *et al.* (2018) propusieron una modificación al método al presentar un esquema de suma en dos etapas considerando dos frecuencias de esquina, encontrándose que se pueden obtener espectros de fuente más realistas a los generados por los sismos mexicanos intraplaca, que aquellos obtenidos utilizando métodos Kohrs-Sansorny anteriores basados en EGF. Los trabajos descritos anteriormente exponen metodologías para simular registros sísmicos utilizando un solo registro semilla, sin embargo, aún se presentan inconsistencias al dar como resultado registros con un contenido de frecuencias pobre.

Debido a lo descrito en los párrafos anteriores, este trabajo presenta un estudio enfocado en la resiliencia sísmica, definiendo límites apropiados de tiempos de reparación, funcionalidad y resiliencia. Asimismo, se



contribuye a cerrar la brecha existente entre el estudio de la resiliencia y su incorporación al diseño sismo-resistente, con una metodología para estimar demandas sísmicas, definiendo espectros de diseño cuyas ordenadas estén asociadas a una tasa constante de excedencia de un nivel de tiempo de inactividad aceptable, su funcionalidad y su resiliencia. Además, para definir la demanda sísmica que se requiere en esta investigación, en esta tesis también se propone una formulación para definir registros sísmicos sintéticos con un contenido de frecuencias enriquecido, al incorporar una segunda semilla en las formulaciones de simulación existentes (Joyner y Boore, 1986; Ordaz *et al.*, 1995) buscando, de esta manera, representar de manera adecuada la aleatoriedad del proceso de simulación.

Alcances y objetivos

El objetivo de esta tesis es contribuir, tanto al estudio de la resiliencia y los parámetros que la definen, como a su implementación en el diseño sismo-resistente, para lo cual se define una metodología que permite obtener espectros de diseño que tomen en cuenta la resiliencia sísmica de las estructuras desde la concepción de las mismas. En el desarrollo de dicho método, se plantean los siguientes objetivos secundarios:

- Mejorar los procedimientos de simulación sísmica basados en una suma estocástica, utilizando funciones empíricas de Green, para tener una representación fidedigna de la amenaza sísmica de un sitio.
- Proponer modelos de tiempos de inactividad para escuelas del sector público, tomando en cuenta los tiempos de reparación y los tiempos de retraso en el inicio de las reparaciones.
- Proponer modelos de pérdida de funcionalidad estructural para edificaciones correspondientes a escuelas del sector público en México.
- Mejorar las metodologías para la estimación de la resiliencia sísmica en la infraestructura mexicana.
- Definir demandas sísmicas de diseño por medio de espectros cuyas ordenadas estén asociadas a un valor teórico constante de resiliencia, funcionalidad o tiempo de recuperación.
- Determinar por medio de un análisis costo/beneficio, objetivos de diseño basados en resiliencia.
- Comparar diseños estructurales llevados a cabo con distintas demandas sísmicas: espectros convencionales, espectros basados en riesgo y espectros basados en resiliencia.
- Aplicar la metodología para cuantificación de resiliencia sísmica, en estructuras reales, y clasificarlas de acuerdo a los objetivos de diseño previamente definidos.

Por otro lado, es importante resaltar las limitaciones del método propuesto, las cuales incluyen:

- No se toma en cuenta la pérdida de funcionalidad gradual debido al deterioro por corrosión, intemperismo, etc.
- No se ha ahondado en la justificación del tiempo de control utilizado para normalizar la resiliencia.
- No se tomó en cuenta el tiempo de demora causado por las afectaciones a sistemas de servicios (luz, agua, gas y telecomunicaciones).
- No se consideran estructuras cuyo comportamiento esté dominado por múltiples modos de vibrar.
- No se consideró la interacción suelo estructura en ningún análisis.



El texto presentado está compuesto por cinco capítulos principales. La introducción (capítulo 1), en donde se expone la motivación y se da el contexto general de la resiliencia y su estudio en la ingeniería sísmica, así mismo, se presentan los objetivos principales y secundarios y las limitaciones del proyecto. Posteriormente, en el capítulo 2 se describe, de manera detallada, la propuesta metodológica para lograr el objetivo principal que es, la definición de demandas sísmicas que consideren la resiliencia de las estructuras. En dicho capítulo se muestra, con ejemplos, lo que se espera obtener en cada paso, y se dan las bases para que, obedeciendo el método científico, sea posible replicar lo que se propone. El capítulo 3 presenta una formulación mejorada para los métodos de simulación sísmica basados en suma estocástica con EGF, mejoría que consiste en la inclusión de un segundo registro semilla con el fin de enriquecer los contenidos de frecuencia y obtener registros sintéticos de gran realismo que representen de manera adecuada la aleatoriedad del método de simulación. También, se presenta la aplicación de la nueva formulación, obteniéndose registros sísmicos para eventos de gran magnitud. El capítulo 4 muestra la implementación de la metodología (capítulo 2), obteniéndose espectros de diseño para escuelas públicas, con valores uniformes de resiliencia, tiempos de recuperación y funcionalidad. Una comparación entre los espectros de diseño aquí obtenidos y los espectros de diseño establecidos en los reglamentos vigentes de la Ciudad de México, muestra que, las demandas asociadas a valores aceptables de resiliencia no siempre se alcanzan. Más adelante, en el capítulo 5 se hace énfasis en la definición de valores objetivo o valores aceptables de resiliencia, presentándose un análisis costo/beneficio que permite establecer la viabilidad económica de una estructura, dado un valor de resiliencia, posteriormente, se presenta la cuantificación de la resiliencia en una base de datos de estructuras actualmente existentes en la Ciudad de México, seguido de una categorización de la resiliencia en cada escuela, de acuerdo a los límites aceptables, previamente propuestos. Se encuentra que, para ciertos eventos de gran magnitud, la red de escuelas existentes, puede encontrarse poco preparada, en términos de resiliencia. Finalmente, el capítulo 6 presenta las conclusiones de la investigación realizada.



Capítulo 2: Metodología

Con el fin de explicar de manera clara y puntual el proceso para obtener espectros de diseño que tomen en cuenta la resiliencia de las estructuras desde su concepción en el diseño, se propone la metodología mostrada en la Fig. 2.1, cuyos pasos se describen a continuación.

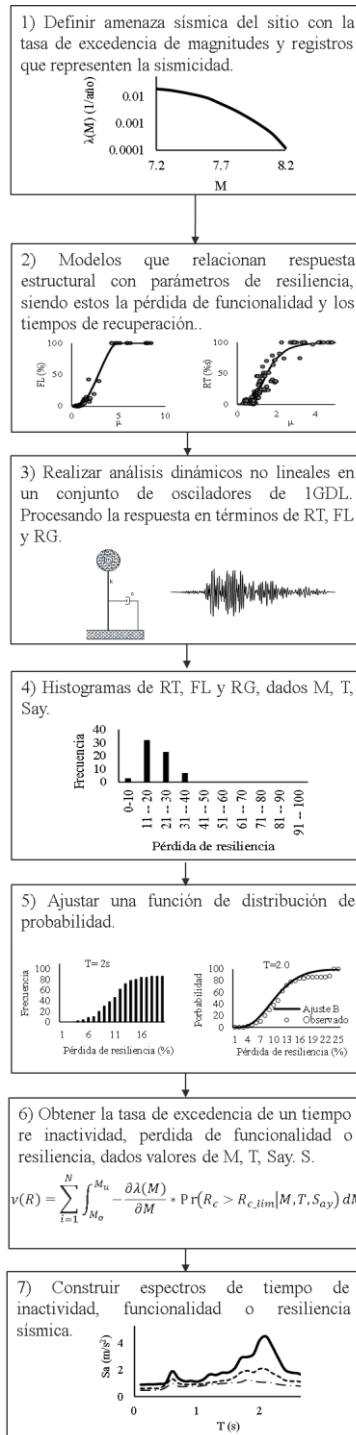


Fig. 2.1 Diagrama de flujo de la metodología propuesta para generar espectros de resiliencia uniforme.



2.1) Definición de la amenaza sísmica

Para poder definir de manera adecuada la amenaza sísmica, es necesario determinar la sismicidad de las fuentes con influencia en el sitio de estudio a través de la tasa de excedencia de magnitudes, utilizando el modelo que mejor defina las características de los temblores de cada fuente.

Por otro lado, es necesario contar con un número de registros sísmicos suficientes para caracterizar la sismicidad del sitio, lo cual no siempre es posible con bases de datos de eventos reales debido al corto tiempo de observación. Como parte del desarrollo de esta investigación, se propone una modificación al método de suma estocástica de Ordaz *et al.*, (1995), al considerar diferentes registros sísmicos como semillas que romperán en la misma fuente sísmica, lo cual se espera permita obtener historias de tiempo, espectros de respuesta y espectros de fuente con una mayor representación de la aleatoriedad del proceso y contenido de frecuencias más realista. Esta formulación se considera una mejora a las propuestas anteriormente por otros investigadores (Hartzell, 1978; Joyner y Boore, 1986; Ordaz *et al.*, 1995).

La definición de la amenaza sísmica involucra también, saber de qué tamaño serán los eventos sísmicos en un sitio de estudio y cuándo es probable que estos sucedan, para lo cual, se utilizan enfoques probabilistas estocásticos que permiten estimar la frecuencia de ocurrencia de sismos de una cierta magnitud, $\lambda(M)$, en una zona sismogénica determinada. Entre dichos enfoques se encuentran los que siguen los modelos de Gutenberg Richter (1958) y los de sismo característico (Young y Coppersmith, 1985).

2.1.1) Modelo de Poisson

Un proceso de Poisson “cuenta” la cantidad de evento raros que suceden en una ventana de tiempo, teniendo como premisa que la ocurrencia de un evento pasado no influye en la ocurrencia de un evento futuro. En la gran mayoría de los casos, la secuencia de los sismos forma un proceso “sin memoria” en donde la ocurrencia de sismos subsecuentes es independiente del tiempo, tamaño y localización de cualquier evento anterior. En otras palabras, la energía liberada por un sismo no afecta la energía almacenada que está disponible para producir futuros eventos (Aki, 1956).

Empleando la ley de Gutenberg-Richter (1958) es posible cuantificar la relación frecuencia de ocurrencia-magnitud de la actividad sísmica de una región (Ec. 2.1).

$$\lambda(M) = \lambda_0 e^{-\beta(M-M_0)} \quad (2.1)$$

donde M es la magnitud cuya frecuencia de ocurrencia se desea conocer, M_0 es la magnitud mínima contemplada en la fuente sísmica, λ_0 representa la frecuencia de ocurrencia de M_0 y β la variación de la frecuencia de ocurrencia entre una magnitud y otra. Dicho modelo, al tratarse de un enfoque lineal, presenta problemas para valores de M cercanos a la máxima magnitud contemplada, M_u , pues se continúa de manera indefinida (Fig. 2.2a), razón que llevó a Ordaz (1997) a proponer una aproximación asintótica a M_u (Fig. 2.2b), por medio de la Ec. (2.2).

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{e^{-\beta M} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_0} - e^{-\beta M_u}} \quad M_0 \leq M \leq M_u \quad (2.2)$$



donde los parámetros que definen la forma de la curva de tasa de excedencia de magnitudes, λ_0 , β , M_0 , M_u , son características de la fuente sismogénica de estudio, proporcionados generalmente por sismólogos.

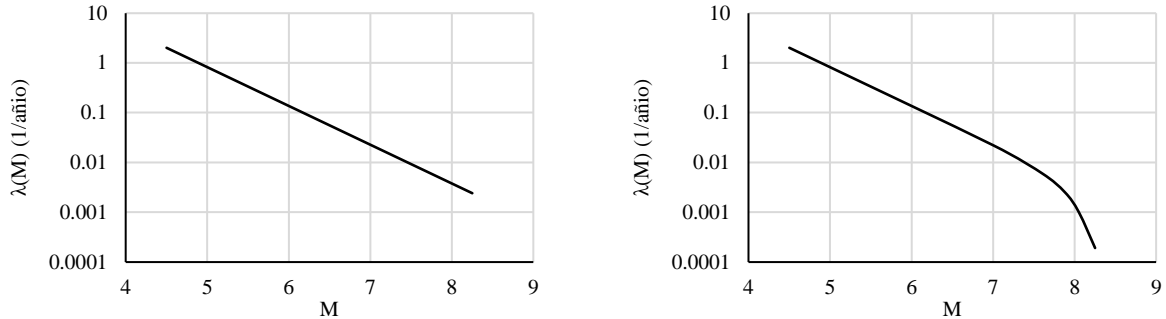


Fig. 2.2 Tasa de excedencias de magnitudes de una fuente sísmica arbitraria, modelada con un proceso de Poisson. a) Esquema de Gutenberg-Richter, b) Esquema de Ordaz (Tomada de Buendía, 2016).

2.1.2) Modelo de sismo característico

En contraste con los procesos de Poisson, el modelo del sismo característico sugiere que la fuente sísmica tiene “memoria”, pues los llamados temblores característicos muestran cierta periodicidad, tal como sucede en los sismos de subducción de la costa oeste de México (Singh *et al.*, 1983).

Entre los modelos para evaluar la tasa de excedencia de sismos característicos, destaca la propuesta por Jara y Rosenblueth (1988), dada por la Ec. (2.3).

$$\lambda(M) = \lambda_0 \left[1 - \Phi \left(\frac{M - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) \right] k \quad M_u \leq M \leq M_0 \quad (2.3)$$

donde $\lambda(M)$ es la tasa de excedencia de magnitudes de sismos característicos, Φ denota la distribución de probabilidad normal estándar, σ_M es la desviación estándar de la magnitud de un evento próximo, k es un factor de normalización para hacer que el área bajo la curva sea uno cuantificado con la Ec. (2.4), y $E(M|T00)$ es el valor esperado de la magnitud de un evento próximo, dado que han transcurrido $T00$ años desde el último evento sísmico característico de la fuente, dado por la Ec. (2.5), en donde D y F son parámetros que definen la variación de la magnitud esperada con el tiempo.

$$k = \frac{1}{\left[\Phi \left(\frac{M_u - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) - \Phi \left(\frac{M_0 - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) \right]} \quad (2.4)$$

$$E(M|T00) = \max (M_0, D + F \cdot \ln(T00)) \quad (2.5)$$

Los dos modelos anteriormente descritos son las principales herramientas que existen actualmente para definir la sismicidad de una fuente a través de la distribución de frecuencias de magnitudes que en ella se podrían generar, y la elección del modelo a utilizar dependerá de cada fuente en particular y de que tan bien se ajustan los datos históricos de sismos sucedidos en dicha fuente a cada modelo (Korkolis *et al.*, 2021).



2.2) Modelos que relacionan la respuesta estructural con los parámetros de resiliencia

Desde un punto de vista práctico, la definición de la resiliencia sísmica involucra dos grandes parámetros, la pérdida de funcionalidad (FL) y el tiempo de inactividad (T_i). Cada uno de los cuales, a pesar de estar estrechamente relacionados, deben de estudiarse de manera independiente, buscando proponer nuevas alternativas para su estimación precisa, manteniendo al mismo tiempo, el objetivo de lograr un consenso con otras investigaciones. Por un lado, la pérdida de funcionalidad se refiere a todos los factores que disminuyen el desempeño de un sistema, mientras que los tiempos de inactividad están definidos por el periodo que involucra la interrupción de las actividades cotidianas en un sistema.

Con el fin de comprender mejor cómo se involucran los parámetros anteriormente mencionados con la cuantificación de la resiliencia, se presenta la Fig. 2.3, en donde se observa la evolución de la funcionalidad, $Q(t)$, con el tiempo, dada la ocurrencia de un sismo. En primera instancia, se presenta un tiempo antes de la ocurrencia del evento sísmico, T_a , en donde existe una degradación gradual de la funcionalidad debido al deterioro ambiental e intemperismo, entre otros factores. Posteriormente, ocurre una caída súbita de la funcionalidad, FL , debido a los daños tanto estructurales como no estructurales. Seguido de esto, una región plana, DT , representa los tiempos que retrasan el inicio de las actividades de reparación, como pueden ser las actividades de inspección post sísmica, desarrollo de la ingeniería, restauración de servicios, obtención de financiamientos, permisos y movilización a obra (Comerio, 2006; Almufti y Willford, 2013). Finalmente, RT_S y RT_{NS} son relativos a los tiempos de reparación estructural y no estructural, respectivamente, presentando una recuperación gradual de funcionalidad hasta alcanzar un nivel objetivo, el cual puede ser igual, inferior o superior al original (Cimellaro *et al.*, 2010).

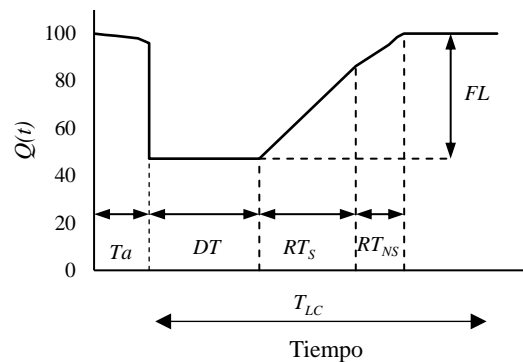


Fig. 2.3 Evolución de la funcionalidad de una edificación con el tiempo dada la ocurrencia de un evento sísmico.

A continuación, se presentan propuestas para la estimación de cada uno de los componentes de la resiliencia anteriormente mencionados.

2.2.1) Modelos de pérdida de funcionalidad

2.2.1.1) Pérdida de funcionalidad estructural

Es difícil establecer una métrica general de funcionalidad que abarque todos los sistemas estructurales, ya que cada estructura tiene una función distinta, por ejemplo, las presas contienen y regulan cierto volumen de agua, mientras que las edificaciones proveen un lugar seguro para que las personas habiten. Algunos autores (Cimellaro *et al.*, 2010; Samadian *et al.*, 2020) han propuesto medir la pérdida de funcionalidad como las pérdidas económicas, tanto directas como indirectas, mientras que, en otros casos, se asocia la funcionalidad con la capacidad de ocupación en edificaciones (Anwar *et al.*, 2019, González y Niño, 2020;



Gutiérrez y Ayala, 2022). A pesar de los esfuerzos realizados, la definición de la funcionalidad en sistemas estructurales aún necesita más investigación, pues no existen un consenso sobre como definir y cuantificar este parámetro.

En este estudio, se propone medir la funcionalidad con un parámetro de relevancia ingenieril, dado que las pérdidas económicas no son un indicativo de que tan bien se desempeñará una estructura en un escenario post-sísmico, además, el enfoque de área disponible o capacidad de ocupación, hace énfasis en la localización del daño, más que en la magnitud del mismo. Si se considera a una estructura como un sistema cuya función es resistir ciertas cargas externas, es razonable considerar la disminución de su capacidad resistente análoga a la disminución de la funcionalidad. Es por esto que la métrica seleccionada para evaluar la funcionalidad en este caso, es la capacidad residual, medida como la integral de la curva de capacidad (curva *Pushover*), tomando en cuenta tanto la degradación de resistencia como de rigidez del sistema. La diferencia entre las integrales de las curvas *Pushover* previa (Fig. 2.4a) y posterior (Fig. 2.4b) al sismo, será la cuantificación de la pérdida de funcionalidad (*FL*) estructural. La bondad de este enfoque es que permite tomar en cuenta el daño teórico, en las propiedades de una estructura, después de un sismo.

La definición de las propiedades residuales o degradadas en elementos estructurales es un tema que aún no se encuentra totalmente estudiado y la literatura existente llega a distintas conclusiones y factores de capacidad residual (*e.g.* Maeda, 2004; Gob CDMX, 2017). En este trabajo se propone usar los factores de reducción de capacidad resistente y de rigidez establecidos por la Norma para Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados (Gob CDMX, 2017). Una vez definidas las propiedades residuales de cada elemento, se puede implementar el método mencionado anteriormente para encontrar la pérdida de funcionalidad estructural a nivel sistema. Finalmente, es posible establecer una relación entre la respuesta estructural y los tiempos de reparación, si se estudian los desplazamientos asociados a cada registro sísmico que provoque ciertos daños físicos en los elementos estructurales.

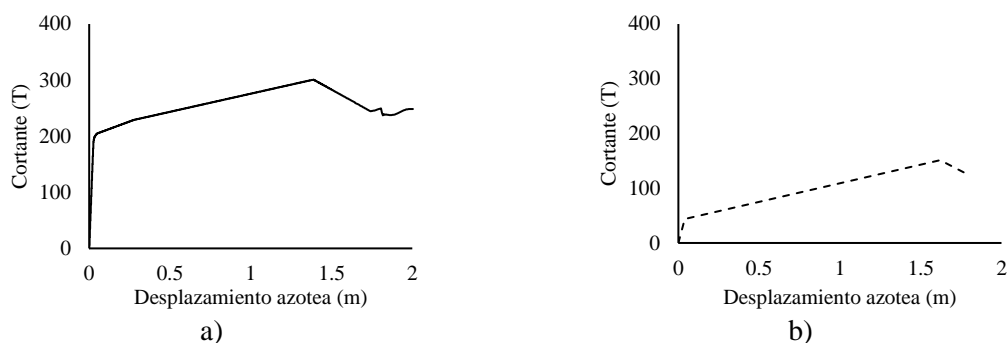


Fig. 2.4 Curvas de capacidad a) original b) residual.

2.2.1.2) Pérdida de funcionalidad no estructural

Los componentes que involucran la parte independiente de la estructura principal, incluyen tanto los elementos no estructurales como los contenidos. Por una parte, Wang *et al.* (2014) definen los elementos no estructurales como aquellos que, a pesar de no contribuir a la resistencia ante cargas gravitacionales o sísmicas, si influyen en la funcionalidad de una edificación y consecuentemente en su resiliencia sísmica.



Por otro lado, Buendía (2012) define a los contenidos como partes elementales de una edificación y que hacen posible que las labores humanas dentro del edificio puedan ser realizadas con eficiencia, ya que, sin estos, cualquier edificación no tendría razón de ser o existir.

Tanto los elementos no estructurales como los contenidos son susceptibles a las acciones sísmicas, siendo posible que, dada la ocurrencia de un sismo, los elementos no estructurales se dañen debido a las deformaciones o aceleraciones de entrepiso, mientras que los contenidos presenten desplazamientos o volteos. A su vez, el daño en estos componentes trae como consecuencia costos de reparación o reemplazo, los cuales pueden ser importantes, llegando a superar el valor de la pérdida estructural en algunas edificaciones (Miranda y Taghavi, 2003; Buendía, 2012), o en el peor de los escenarios, pueden presentarse personas lesionadas o pérdidas de vida humana.

Lo anterior, hace evidente la necesidad de tomar en cuenta tanto la parte no estructura como los contenidos, al evaluar la funcionalidad de una edificación, siendo posible que, como parte de las estrategias para evitar la pérdida de funcionalidad, se busque mitigar el daño a elementos no estructurales, así como los desplazamientos y volteos de contenidos.

Por otro lado, debido a que los elementos no estructurales y los contenidos afectan distintos niveles y en distinta medida, surge la pregunta ¿cómo involucrarlos en la pérdida de funcionalidad global? Para esto se propone tomar valores promedio de la funcionalidad residual por nivel involucrando a la parte no estructural, para posteriormente escalar estos valores de manera proporcional a los tiempos de reparación, de manera similar a lo propuesto en González *et al.* (2020). Este escalamiento o factorización, permite considerar de manera directa, la pérdida de funcionalidad provocada por la parte no estructural, propuesta fundamentada en el hecho de que la funcionalidad está ligada a los tiempos de inactividad.

2.2.2) Modelos de tiempos de inactividad

2.2.2.1) *Tiempos de demora en inicio de reparaciones*

Las pérdidas indirectas causadas por los sismos, comúnmente se asocian a la dificultad para continuar proveyendo bienes y servicios durante el tiempo de inactividad. Es usual que estas pérdidas sean significativas, alcanzando altos porcentajes de las pérdidas totales, particularmente en edificaciones comerciales (Ghorawat, 2011; Ortiz y Reinoso, 2020). Es por esto que deben realizarse esfuerzos para estimar, de manera precisa, los tiempos de inactividad, tarea reconocida como uno de los retos más grandes de la ingeniería sísmica (Comerio, 2006; Almufti y Willford, 2013).

En particular, los factores que retrasan el inicio de las actividades de reparación han sido estudiados por diversos autores, destacando las ideas de Comerio (2006) y Almufti y Willford (2013), quienes identifican lo siguientes factores de demora:

- Inspección post sísmica: Posterior a un sismo, es necesario llevar a cabo una evaluación de la integridad estructural con el fin de garantizar la seguridad para los habitantes de cada estructura.
- Ingeniería: Si la estructura tiene un daño por sismo moderado, severo o incierto, es necesario realizar un estudio de gabinete para garantizar la integridad de las edificaciones, así como proponer las modificaciones al diseño estructural en caso de ser requerido.
- Permisos: Es necesario que la jurisdicción correspondiente apruebe la rehabilitación o reconstrucción de la estructura dañada. Las reparaciones de ciertos elementos no estructurales



pueden requerir permisos; sin embargo, estas usualmente se pueden obtener de manera rápida por lo que no se considera en los tiempos de demora (Almufti y Willford, 2013).

- **Financiamiento:** Es posible que ocurran retrasos significativos debido a la falta de recursos económicos para pagar las reparaciones. El financiamiento puede lograrse por medio de préstamos, aseguramientos o bien, si se trata de infraestructura crítica pública se puede considerar subvenciones de parte del gobierno.
- **Movilización:** Se refiere a los elementos necesarios para comenzar las reparaciones dado que se cuenta con todos los factores anteriormente mencionados. Está regido por la mano de obra disponible, la severidad del daño, el concurso de obra, la importancia de la estructura y la altura (pues en algunos casos es necesario el uso de grúas).

La figura 2.5 ejemplifica los tiempos que retrasan el inicio de las reparaciones debido a los factores anteriormente listados. Es importante notar que algunos de dichos factores pueden desarrollarse en paralelo, siendo el tiempo de demora, la combinación de tiempos que lleve al máximo.

Factor de demora\ Tiempo(días)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
Inspección																											
Ingeniería																											
Movilización de contratistas																											
Financiamiento																											
Permisos																											

Fig. 2.5 Ejemplo de tiempos de demora.

Como se ha mencionado anteriormente, lograr una estimación precisa de los tiempos de inactividad es uno de los retos más grandes de la ingeniería sísmica, lo cual se puede atribuir a que cada uno de los factores de demora posee grandes incertidumbres y son afectados por una gran cantidad de variables, entre las que se encuentran: la magnitud del daño, la altura de la estructura, su importancia social y los recursos disponibles (Almufti y Willford, 2013). Más aún, cada una de estas variables cuenta con incertidumbres propias. A pesar de ello, si se define una estructura de estudio en particular, se considera que se pueden obtener mejores aproximaciones al eliminar algunas de las variables anteriormente mencionadas, como su importancia social y el tipo de recursos que se les destina en situaciones de desastres naturales.

En esta investigación, se propone, habiendo definido un tipo de estructura de estudio, obtener tiempos promedio para cada factor de demora, relacionando los tiempos mencionados con el daño observado. Los tiempos promedio serán diferentes para cada ambiente socioeconómico y pueden obtenerse por medio del análisis estadístico de eventos históricos, encuestas con especialistas en reparación post-sísmica, estipulaciones de códigos de construcción o bien en la literatura disponible. En el caso de los procedimientos de inspección post-sísmica, la literatura existente en México, si bien es limitada, cuenta con valiosa información que sirve de guía para este proyecto de investigación. Por ejemplo, Alcocer *et al.* (2021) indica que una inspección parcial en escuelas públicas en México no debe tomar más de 30 minutos. Por otro lado, los procesos de ingeniería que se realizan para proponer refuerzos o diseños mejorados, no cuentan con un estándar de tiempo, es por eso que, la recopilación de opiniones de profesionales con experiencia en dichos procesos es de gran utilidad. De manera similar, se pueden obtener tiempos de movilización al consultar a profesionales de la industria de la construcción.



2.2.2.2) Tiempo de reparación estructural

En este trabajo, se propone estimar los tiempos de reparación estructural a partir del daño observado en los elementos viga y columna. El daño puede estimarse realizando análisis no lineales paso a paso en marcos planos o tridimensionales, cuya tipología represente, de manera adecuada, las estructuras típicas a estudiar. Esto permite conocer la ubicación y magnitud de las rotaciones plásticas, las cuales sugieren ciertos daños físicos en los elementos estructurales, tal como lo expresa la literatura (*e.g.* FEMA, 2018). Al tener una descripción del daño físico, es posible proponer estrategias de reparación, generalmente representadas mediante un programa de obra en un diagrama de Gantt. En particular, para estructuras de concreto reforzado, la rehabilitación típica incluye el uso de resinas epóxicas para rellenado de grietas, cuando el daño es leve, y encamisado con planchas de acero o incremento de la sección con concreto reforzado en casos de daño moderado o severo (Morales, 2019). Este enfoque permite estudiar la respuesta de las estructuras de tal manera que se establezca una relación entre dicha respuesta y los tiempos de reparación.

2.2.2.3) Tiempo de reparación no estructural

Tanto la parte no estructural como los contenidos, son de vital importancia para llevar a cabo las operaciones cotidianas en las edificaciones, además de ser históricamente susceptibles a daños por sismo (Fig. 2.6), por lo que es conveniente que sean considerados al estimar la resiliencia. Para ello, se propone primero, identificar aquellos componentes no estructurales y contenidos que se encuentran comúnmente presentes en las edificaciones a estudiar. Posteriormente, a través de estudios analíticos, experimentales o una revisión de la literatura disponible, recurrir a curvas de fragilidad que indiquen la probabilidad de daño en un elemento dada una medida de respuesta estructural, con el objetivo de relacionar esto con los parámetros de resiliencia. Por ejemplo, la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA), a través de su herramienta PACT (*Performance Assessment Calculation Tool*) (FEMA, 2018), permite conocer las consecuencias, en términos de tiempos de reparación, para distintos estados de daño en distintos elementos no estructurales.



a)



b)

Fig. 2.6 a) Caída de luminarias y plafones b) volteo de estantes.

2.3) Análisis en osciladores de un grado de libertad

Después de definir la relación entre la respuesta estructural y los parámetros de resiliencia (tiempos de reparación, tiempos de demora y pérdida de funcionalidad), se procede a crear una familia de osciladores de un grado de libertad, cuyo valor del periodo de vibrar y amortiguamiento sea igual al del modo



fundamental del grupo de estructuras estudiadas, los cuales se someten a una serie de análisis no lineales. La respuesta de dichos osciladores está dada a través de desplazamientos, ductilidades, distorsiones y aceleraciones, parámetros que, en conjunto con los modelos previamente obtenidos, permiten obtener tiempo, funcionalidad y finalmente, resiliencia sísmica. Posteriormente, es posible obtener espectros de respuesta inelásticos en términos de RT , FL y RL al utilizar los modelos definidos en el paso 2.

2.4) Frecuencia acumulada de tiempo, pérdida de funcionalidad y pérdida de resiliencia

Con los espectros de respuesta obtenidos en el paso anterior se puede observar la distribución de frecuencias de ocurrencia de distintos valores, ya sea de tiempo, funcionalidad o resiliencia y construir gráficas acordes (Fig. 2.7), dada una magnitud, resistencia, periodo y número de niveles.

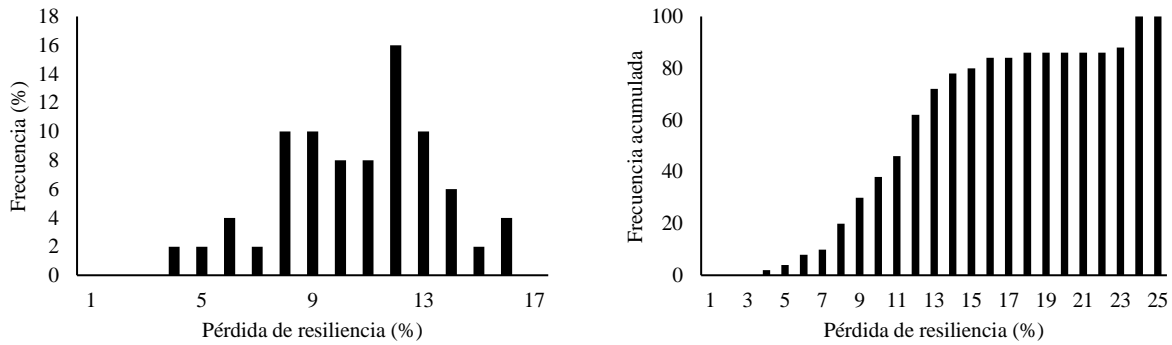


Fig. 2.7 a) Ejemplo de histograma de tiempo de recuperación b) gráfica de frecuencia acumulada relativa de tiempo de reparación.

2.5) Ajuste de una función de distribución de probabilidad

A partir de las gráficas de frecuencia, es posible obtener una función de distribución acumulada (FDA) del parámetro estudiado (ya sea de RT , FL o RL). Posteriormente, el complemento de la FDA resulta en la probabilidad de que se exceda cierto valor de un parámetro de resiliencia, RP_{Lim} , dada una magnitud M , un periodo T , una resistencia Sa_y y un número de niveles, S (Ec. 2.5).

$$P(RP_j > RP_{Lim} | M, T, Sa_y, S) = 1 - FDA \quad (2.5)$$

2.6) Tasas de excedencia de tiempo de recuperación, pérdida de funcionalidad o resiliencia

Una vez obtenida la probabilidad de excedencia de un tiempo de recuperación y con la tasa de excedencia de magnitudes definida para la amenaza, es posible calcular las curvas de tasa de excedencia para cada parámetro de resiliencia mediante la Ec. 2.6.

$$v(P) = \sum_{i=1}^N \int_{M_0}^{M_{ui}} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} \Pr(RP > RP_{lim} | M, T, Sa_y, S) dM \quad (2.6)$$



donde, N representa el total de las fuentes sísmicas con influencia en el sitio de estudio; M_{ui} es la máxima magnitud que puede generarse en la i -ésima fuente; M_0 es la magnitud para la cual el catálogo de magnitudes de cada fuente está completo; $Pr(P > P_{lim}|M, T, Sa_y, S)$ es la probabilidad de que un valor del parámetro de resiliencia RP_{lim} sea excedido dada una resistencia de fluencia Sa_y , un periodo estructural T , una magnitud sísmica M y un número de niveles S . Finalmente, $\lambda(M)$ representa la sismicidad local de la i -ésima fuente.

2.7) Construir espectros de tiempo de recuperación, funcionalidad o resiliencia constante
Por último, si se selecciona un valor de tasa de excedencia, o bien de periodo de retorno, y un valor objetivo de tiempo de recuperación, funcionalidad o resiliencia, se puede usar la familia de curvas de tasas de excedencia construidas en el paso anterior para interpolar entre distintos valores de resistencias, y encontrar un valor de resistencia asociado a dicho periodo de retorno y valor objetivo de RT, FL o RL .

Lo anterior se ejemplifica en la Fig. 2.8, la cual muestra curvas de tasas de excedencia para resistencias, Sa_y , variables, desde 2.1 m/s^2 hasta 18.1 m/s^2 , y para estructuras con periodos de $T=0.8\text{s}$. El valor objetivo de la tasa de excedencias es de 0.004 (periodo de retorno de 250 años) y está representado por la línea horizontal roja, mientras que, el valor objetivo de la pérdida de resiliencia es del 10% y está dado por la línea vertical roja. Las coordenadas definidas por estos dos valores están representadas por el punto rojo, el cual se encuentra entre las curvas de tasas de excedencia asociadas a una resistencia de 4.1 m/s^2 y 6.1 m/s^2 . Al interpolar entre dichas curvas, se encuentra una resistencia de 4.8 m/s^2 , siendo esta la ordenada espectral requerida para garantizar un valor teórico de pérdida de resiliencia del 10% en estructuras representativas de las curvas de tasas de excedencia mostradas. Al replicar esto para todos los periodos deseados, se puede construir un espectro de diseño cuyas ordenadas estén asociadas a un mismo valor de pérdida de resiliencia.

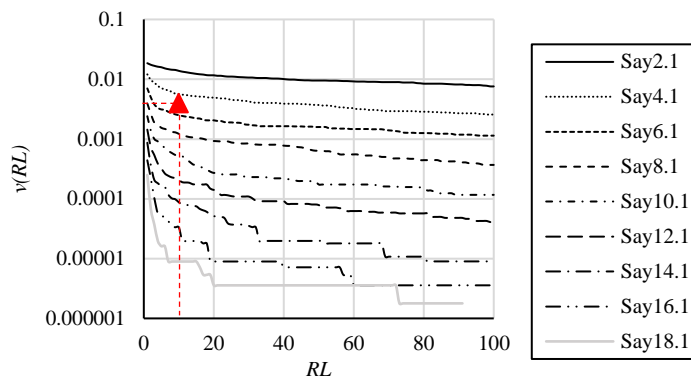


Fig. 2.8 Uso de curvas de tasa de excedencias para interpolar entre resistencias. Objetivo de diseño asociado a una tasa de excedencia de 0.004 , periodo de retorno de 250 años y un valor de pérdida de resiliencia del 10% .



Capítulo 3: Suma estocástica con EGF con dos semillas diferentes

En la ingeniería sísmica se estudia el movimiento del terreno con el fin de obtener información que sea de utilidad en la definición de la amenaza sísmica de una región y que, posteriormente, contribuya al diseño sísmo-resistente de estructuras. En particular, las lecturas de los sismógrafos son de gran interés pues al contar con registros sísmicos en una cantidad suficiente, es posible caracterizar de manera adecuada la amenaza sísmica de cada fuente generadora de sismos. Desafortunadamente el poco tiempo de observación y la falta de instrumentación, dificulta la obtención de registros sísmicos reales en muchas zonas de sismicidad relevante, particularmente de sismos de gran magnitud. Lo anterior dificulta la obtención de espectros de diseño, pues en dicha tarea se toma en cuenta el peligro sísmico de la zona de estudio, haciendo menester la correcta definición de la amenaza.

La falta de registros sísmicos de sismos intensos en los sitios de interés ha motivado el desarrollo de técnicas que permitan obtener registros sísmicos sintéticos, tales como el método de diferencias finitas (Ikegami y Koketsu, 2008; Aoi *et al.*, 2008), métodos de relaciones empíricas (Okawa *et al.*, 2012) y métodos basados en suma estocástica (Hartzell, 1978; Ordaz *et al.*, 1995; Niño *et al.*, 2018). Dentro de estos últimos, destacan aquellos que utilizan EGF pues se trata de métodos de cómoda aplicación, que requiere pocos parámetros fácilmente obtenibles y que conducen una gran cantidad de simulaciones con relativo bajo costo computacional. No obstante, las técnicas actuales basadas en EGF utilizan como semilla un solo registro sísmico, los cuales producen sismos cuyos espectros de respuesta elásticos, son idénticos a los de los registros semilla utilizados, es por esto que en esta tesis se pretende solventar este problema al implementar una segunda semilla en la formulación de generación de registros. A continuación, se dará una breve descripción de los principios y antecedentes de los métodos que utilizan EGF, seguido del desarrollo de una nueva formulación que se construye sobre los métodos de simulación actuales, mejorándolos al incluir dos registros semilla en la concepción del método.

3.1) Antecedentes

Los procedimientos de simulación sísmica basados en suma estocástica utilizando EGF, se le pueden atribuir a Hartzell (1978), quien propone generar señales sísmicas de eventos de gran magnitud a partir de registros de sismos pequeños obtenidos en el sitio de estudio. A estos registros pequeños se les trata como Funciones de Green, pues representan la respuesta (desplazamiento, velocidad, aceleración) en un sitio, dada la aplicación de una fuerza puntual o impulso en la fuente (sismo pequeño). En este procedimiento, la fuente se considera puntual debido a su tamaño relativo a la distancia con el sitio de estudio y la longitud máxima de onda del sismo a estudiar. Luego, si se asume que dicha fuente puntual se subdivide en celdas (Fig. 3.1a), cada una de las cuales contiene el evento semilla o la EGF, y que estas rompen de manera independiente en distintos instantes de la duración total del evento sísmico (Fig. 3.1b), es posible llevar a cabo una convolución para así obtener un registro sísmico sintético asociado a un evento de gran magnitud (Fig. 3.1c), tomando en cuenta de esta manera los efectos de sitio y de propagación de ondas de manera implícita.

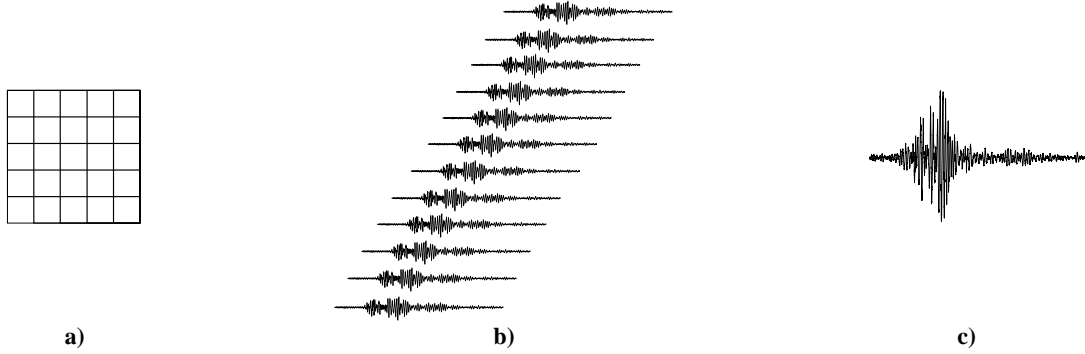


Fig. 3.1 Representación del esquema de simulación sísmica con suma estocástica de EGF. a) fuente dividida en celdas, b) registro semilla rompiendo en distintos instantes de tiempo, c) registro sintético obtenido.

El párrafo anterior describe la Ec. (3.1), en donde se indica que, para obtener la amplitud de un registro sísmico objetivo, $A_e(t')$, se lleva a cabo una sumatoria de η sub-eventos puntuales (celdas) cada uno de los cuales está representado por una semilla A_s , los cuales rompen en distintos puntos de la duración total del evento a simular ($t' - \tau_j$), siendo afectados por un factor de escalamiento ξ , para normalizar los registros semilla a una excitación unitaria.

$$A_e(t') = \xi \sum_{j=1}^N A_s(t' - \tau_j) \quad (3.1)$$

Expresando la ecuación anterior en el dominio de la frecuencia se obtiene:

$$A_e(\omega) = \xi \sum_{j=1}^N A_s(\omega) e^{-i\omega t'_j} \quad (3.2)$$

donde $A_e(\omega)$ es el espectro de Fourier del evento simulado y $A_s(\omega)$ es el espectro de Fourier de la señal semilla $A_s(t')$. Además, se puede apreciar que ahora el desfase o retraso de tiempo está en el coeficiente del exponente complejo.

Al tratarse de una función con componentes complejos, la magnitud de $A_e(\omega)$ se puede encontrar con su módulo cuadrado $|A_e(\omega)|^2$, es decir con el producto entre $A_e(\omega)$ y su conjugado complejo, que es por definición el espectro de potencia.

$$E[A_e(\omega) \cdot A_e^*(\omega)] = E \left\{ \left(\sum_{j=1}^N \xi A_{s_j}(\omega) e^{-i\omega t'_j} \right) \left(\sum_{k=1}^N \xi A_{s_k}^*(\omega) e^{i\omega t'_k} \right) \right\} \quad (3.3)$$

Dado que el valor esperado de una función está dado por la integral del producto de una función x por su función de densidad de probabilidad $f(x)$, Ec. (3.4), y si se considera que A_{s_j} y A_{s_k} son independientes de t'_j y t'_k y para $j \neq k$, t'_j es independiente de t'_k , la energía esperada del evento sísmico simulado puede expresarse con las Ec. (3.5) y (3.6) para los casos $j = k$ y $j \neq k$, respectivamente.



$$E(x) = \int xf(x)dx \quad (3.4)$$

$$\sum_{j=1}^N \sum_{k=j+1}^N \xi^2 A_{S_j}(\omega) A_{S_k}(\omega)^* e^{-i\omega t'_j} e^{i\omega t'_k} \quad (3.5)$$

$$\sum_{j=1}^N \sum_{k=1}^N \xi^2 A_{S_j}(\omega) A_{S_k}^*(\omega) e^{-i\omega t'_j} e^{i\omega t'_k} \quad (3.6)$$

Al considerar una distribución de probabilidad uniforme para los tiempos de ruptura (Joyner y Boore, 1986), la probabilidad de que t' tome un valor cualquiera entre 0 y T' es igual a $1/T'$ y la probabilidad de que tome un valor fuera de dichos límites es cero. Esto permite reescribir la solución del espectro de potencia del evento a simular, de acuerdo a la Ec. (3.7). Si se considera que A_{S_j} y A_{S_k} son independientes entre sí, y se resuelven las integrales, se obtiene la solución general para el valor esperado del espectro de potencia del evento simulado (Ec. 3.8) y la solución para el caso en donde los registros sísmicos semilla son idénticos (Ec. 3.9).

$$E|A_e(\omega)|^2 = \sum_{j=1}^N \int_0^{T'} \frac{dt'_j}{T'} \xi^2 E|A_{S_j}(\omega)|^2 + \sum_{j=1}^N \sum_{k=1}^N \int_0^{T'} e^{-i\omega t'_j} \frac{dt'_j}{T'} \int_0^{T'} e^{i\omega t'_k} \frac{dt'_k}{T'} \xi^2 E(A_{S_j}(\omega) A_{S_k}^*(\omega)) \quad (3.7)$$

$$E|A_e(\omega)|^2 = \eta \xi^2 |A_s(\omega)|^2 + (\eta^2 - \eta) \frac{\text{sen}^2\left(\frac{\omega T'}{2}\right)}{\left(\frac{\omega T'}{2}\right)^2} \xi^2 A_{S_j}(\omega) A_{S_k}^*(\omega) \quad (3.8)$$

$$E|A_e(\omega)|^2 = \xi^2 |A_s(\omega)|^2 \left(\eta + (\eta^2 - \eta) \frac{\text{sen}^2\left(\frac{\omega T'}{2}\right)}{\left(\frac{\omega T'}{2}\right)^2} \right) \quad (3.9)$$

Más aún, si $P(\omega)$ representa la transformada de Fourier de la distribución $p(t')$, entonces se pueden reescribir las ecuaciones anteriores de la siguiente forma.

$$E|A_e(\omega)|^2 = \eta \xi^2 |A_{S_j}(\omega)|^2 + (\eta^2 - \eta) |P(\omega)|^2 \xi^2 A_{S_j}(\omega) A_{S_k}^*(\omega) \quad (3.10)$$

$$E|A_e(\omega)|^2 = \xi^2 |A_{S_j}(\omega)|^2 (\eta + (\eta^2 - \eta) |P(\omega)|^2) \quad (3.11)$$

Las Ec. 3.10 y 3.11, permiten conocer el espectro de potencia del evento sintético a generar, a partir de tres variables: el número de celdas, η , en las que se divide la fuente a estudiar, el factor de escala, ξ , que conduce



el evento semilla hasta una excitación unitaria y la distribución de probabilidad, $P(\omega)$, de los tiempos de ruptura de cada celda.

3.1.1) Joyner y Boore (1986)

Como se mencionó anteriormente, el número de celdas, η , y el factor de escalamiento, ξ , son requeridos para obtener el espectro del evento a simular (Ec. 3.11), por lo que Joyner y Boore (1986), proponen utilizar los límites de frecuencia alta y baja para crear restricciones en el método de suma y poder deducir ecuaciones para η y ξ .

Para frecuencias suficientemente altas, la forma del espectro dado por la Ec. 3.11, está controlada por el espectro del sub-evento. Para frecuencias menores a la frecuencia de esquina del sub-evento, el espectro del sub-evento es plano, y la forma del espectro del evento simulado, depende de la cantidad dentro del paréntesis en la Ec. 3.11. Para frecuencias bajas, el espectro del evento simulado es plano, y para frecuencias intermedias, existe una tendencia proporcional a ω^{-1} (consecuencia de la distribución de probabilidad uniforme propuesta por estos autores). Finalmente, es importante señalar que, las frecuencias altas e intermedias, se intersecan en una frecuencia, f , dada por la Ec. 3.12 en donde f_0 es la frecuencia de esquina.

$$f = \frac{f_0}{\pi} \quad ; \quad f_0 = \frac{1}{T} \quad (3.12)$$

Si se evalúa la Ec. (3.11) en los límites de frecuencia angular, $\omega=0$ y $\omega=\infty$ se encuentran las Ec. (3.13) y (3.14) respectivamente.

$$A_e(\omega) = \xi\eta A_s(\omega) \quad ; \omega = 0 \quad (3.13)$$

$$A_e(\omega) = \xi\sqrt{\eta} A_s(\omega) \quad ; \omega = \infty \quad (3.14)$$

Para establecer restricciones cerca de los límites de frecuencia angular, se define la tendencia del espectro de desplazamiento para altas frecuencias por medio de la Ec. (3.15). En donde M_{oe} es el momento sísmico del evento objetivo y γ es el factor de potencia.

$$M_o \left(\frac{f_0}{f} \right)^\gamma \quad (3.15)$$

Al considerar el modelo ω^2 como la ley de escalamiento sísmico, es posible definir las expresiones (3.16) y (3.17) para obtener el número de celdas (sub-eventos) y el factor de escala necesarios para caracterizar el espectro de fuente del evento a simular. En donde M_{os} representa el momento sísmico del evento semilla.

$$\eta = \left(\frac{M_{oe}}{M_{os}} \right)^{\frac{4}{3}} \quad (3.16)$$



$$\xi = \left(\frac{M_{oe}}{M_{os}} \right)^{-\frac{1}{3}} \quad (3.17)$$

Este modelo se basa en las restricciones mencionadas para frecuencias muy bajas y muy altas (con tendencia a cero y a infinito, respectivamente); sin embargo, para frecuencias intermedias existe un error significativo debido a que el espectro de fuente presenta inconsistencias, lo cual se atribuye a la distribución de probabilidad uniforme en los tiempos de ruptura, cuya transformada de Fourier tiene una secuencia periódica de ceros (Wennerberg, 1990).

3.1.2) Wennerberg (1990)

A vista de la practicidad que Wennerberg observó en la formulación de Joyner y Boore, este autor decide proponer una distribución de probabilidad para tiempos de ruptura que no ocasione inconsistencias en el espectro del evento a simular. Para ello, se utilizó un espectro de fase cero, pues este no cambia la información de la propagación en las Funciones Empíricas de Green. Dicha función de distribución se puede encontrar a partir de una función que tenga como espectro de Fourier la Ec. (3.18).

$$A_e(\omega) = \frac{1 + i \left(\frac{\omega}{\omega_e} \right)}{1 + i \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)} \quad (3.18)$$

La transformada de Fourier inversa está dada entonces, por la Ec. (3.19), en donde $H_e(t)$ es una función escalón de Heaviside, con valor igual a 1 para $t \geq 0$ y valor cero en caso contrario, finalmente $\delta(t)$ representa su derivada.

$$A_e(t) = \left(\frac{\omega_0}{\omega_e} \right) (\delta(t) + \omega_e - \omega_0) e^{-\omega_0 t} H_e(t) \quad (3.19)$$

Utilizando la ecuación anterior, la distribución de probabilidad de fase cero (ZPD por sus siglas en inglés), para los tiempos de ruptura, $P(t)$, está dada por la Ec. (3.20), cuya transformada de Fourier, $P(\omega)$, la define la Ec. (3.21).

$$P(t) = \left(\frac{\omega_0}{\omega_e} \right)^2 \left(\delta(t) + \frac{1}{2\omega_0} (\omega_e^2 - \omega_0^2) e^{-\omega_0 |t|} \right) \quad (3.20)$$

$$P(\omega) = \frac{1 + \left(\frac{\omega}{\omega_e} \right)^2}{1 + \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^2} \quad (3.21)$$



3.1.3) Ordaz *et al.* (1995)

La formulación propuesta por Wennerberg representó un avance importante; sin embargo, se sobrestima el espectro de Fourier para valores altos de frecuencia, por lo que, Ordaz *et al.*, proponen un esquema de suma, en donde se logra un ajuste apropiado al modelo escalamiento ω^2 , para todo el rango de frecuencias consideradas, al deducir una distribución de probabilidad de los tiempos de ruptura adecuada, y de manera similar a autores anteriores, se usan las relaciones espectrales para definir restricciones cerca de los límites superior e inferior de frecuencias, lo que da lugar a las ecuaciones para definir el número de sumandos (Ec. 3.22) y el factor de escalamiento (Ec. 3.23).

$$\eta = \left(\frac{M_{oe}}{M_{os}}\right)^{4/3} \left(\frac{\Delta\sigma_e}{\Delta\sigma_s}\right)^{-4/3} \quad (3.22)$$

$$\xi = \left(\frac{M_{oe}}{M_{os}}\right)^{-1/3} \left(\frac{\Delta\sigma_e}{\Delta\sigma_s}\right)^{4/3} \quad (3.23)$$

donde, $\Delta\sigma_e$ es la caída de esfuerzos del evento objetivo, y $\Delta\sigma_s$, es la caída de esfuerzos del evento semilla, parámetros que se relacionan con la frecuencia de esquina, ω_c , con la Ec. (3.24) (Brune, 1970). En donde β' es la velocidad de ondas S en km/s.

$$\omega_c = 2\pi 4.9 \times 10^6 \beta' \left(\frac{\Delta\sigma}{M_0}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.24)$$

Con el fin de encontrar una distribución de probabilidad de tiempos de ruptura que se ajustase al modelo ω^2 en todo el rango de frecuencias, Ordaz *et al.* igualaron las relaciones espectrales $R(\omega)$ y $H(\omega)$, deduciendo la siguiente expresión.

$$|P(\omega)| = \frac{\sqrt{1 + \alpha(\omega/\omega_{ce})^2}}{1 + (\omega/\omega_{ce})^2} \quad (3.25)$$

donde ω_{ce} es la frecuencia de esquina del evento objetivo y α se calcula con la Ec. (3.26).

$$\alpha = \frac{2\omega_{ce}^2}{\omega_{ce}^2 + \omega_{cs}^2} \quad (3.26)$$

Al aplicar la transformada inversa de Fourier se obtiene la función de densidad de probabilidad de los tiempos de ruptura, $p(t)$, Ec. (3.27), asociada a un espectro de fuente que obedece el modelo de escalamiento ω^2 en todo el rango de frecuencias.

$$p(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\sqrt{1 + \alpha(\omega/\omega_{ce})^2}}{1 + (\omega/\omega_{ce})^2} e^{i\omega t} d\omega \quad (3.27)$$



3.2) Desarrollo matemático del método de simulación sísmica

Las formulaciones de simulación sísmicas basadas en suma estocástica, presentadas anteriormente, representan un avance importante en la ingeniería sísmica; sin embargo, aún existen carencias que solventar, por ejemplo, sería interesante enriquecer el contenido de frecuencias entre registros generados, para dar mayor aleatoriedad al proceso de simulación. Además, en el caso de sismos de gran magnitud, pueden existir variaciones en la propagación de las ondas en el trayecto entre la fuente y el sitio de interés, lo cual no puede representarse de manera adecuada con una sola EGF. Estos son los problemas que se pretenden abordar al incluir una segunda semilla en la formulación de Ordaz *et al.* (1995), lo cual se logra al modificar la Ec. (3.2), como se indica a continuación.

$$A_e(\omega) = \xi \sum_{j=1}^N A_s(\omega) e^{-i\omega t_j} \quad (3.2)$$

$$A_e(\omega) = \xi_A \sum_{j=1}^{N_A} A_{s_{A_j}}(\omega) e^{-i\omega t_j} + \xi_B \sum_{h=1}^{N_B} A_{s_{B_h}}(\omega) e^{-i\omega t_h} \quad (3.28)$$

donde $A_{s_{A_j}}(\omega)$ y $A_{s_{B_h}}(\omega)$ representan los espectros de Fourier de eventos semilla distintos, η_A es el número de celdas con evento semilla A y η_B el número de celdas con evento semilla B , mientras que ξ_A y ξ_B son los factores de escalamiento asociados a los eventos semilla A y B respectivamente.

De manera similar al desarrollo explicado por Joyner y Boore (1986), el espectro de Fourier esperado se obtiene al aplicar la Ec. (3.29), en donde E representa el valor esperado, la cual se calcula como la integral del producto de una función x por su función de densidad de probabilidad $f(x)$.

$$E(x) = \int x f(x) dx \quad (3.29)$$

En donde la función x se obtiene como la magnitud de $A_e(\omega)$, es decir como el cuadrado del espectro objetivo, Ec. (3.30).

$$|A_e(\omega)|^2 = \left(\xi_A \sum_{j=1}^{N_A} A_{s_{A_j}}(\omega) e^{-i\omega t_j} + \xi_B \sum_{h=1}^{N_B} A_{s_{B_h}}(\omega) e^{-i\omega t_h} \right) \cdot \left(\xi_A \sum_{j=1}^{N_A} A_{s_{A_j}}(\omega) e^{-i\omega t_j} + \xi_B \sum_{h=1}^{N_B} A_{s_{B_h}}(\omega) e^{-i\omega t_h} \right)^* \quad (3.30)$$

Por lo tanto, el valor esperado del espectro del evento a simular, considerando registros semilla distintos puede definirse por la Ec. (3.31). En donde $P_A(\omega)$ y $P_B(\omega)$ son los espectros de Fourier de las funciones de densidad de probabilidad para cada evento semilla.

$$E|A_e(\omega)|^2 = \xi_A^2 \eta_A |A_{s_A}(\omega)|^2 (1 + (\eta_A - 1) |P_A(\omega)|^2) + 2 \xi_A \xi_B \eta_A \eta_B P_A(\omega) P_B(\omega) (A_{s_A}(\omega) A_{s_B}^*(\omega)) + \xi_B^2 \eta_B |A_{s_B}(\omega)|^2 (1 + (\eta_B - 1) |P_B(\omega)|^2) \quad (3.31)$$



Con el fin de encontrar los parámetros que caracterizan el espectro de fuente: η_A , η_B , ξ_A y ξ_B , se define la relación espectral $R(\omega)$, Ec. (3.32). Al mismo tiempo, se considera el modelo de fuente puntual, pues la distancia entre fuente y sitio es lo suficientemente grande en relación al tamaño de la fuente y a la máxima longitud de onda, con lo que el espectro de desplazamientos provocado por la fuente sísmica tiene la forma dada en la Ec. (3.33). En donde $A(\omega)$ es el espectro de fuente, M es el momento sísmico, ω , es la frecuencia angular y ω_c es la frecuencia de esquina.

$$R(\omega) = \frac{\sqrt{E[(A_e(\omega))^2]}}{\sqrt{|A_{s_A}(\omega)|^2 |A_{s_B}(\omega)|^2}} \quad (3.32)$$

$$A(\omega) = \frac{M}{1 + (\omega/\omega_c)^2} \quad (3.33)$$

Posteriormente, si se define la relación espectral entre eventos semilla como una función de transferencia, $G(\omega)$, Ec. (3.34).

$$G(\omega) = \frac{A_{s_B}(\omega)}{A_{s_A}(\omega)} = \frac{\frac{M_{0B}}{1 + (\omega/\omega_{cB})^2}}{\frac{M_{0A}}{1 + (\omega/\omega_{cA})^2}} = \frac{M_{0B} \cdot (1 + (\omega/\omega_{cA})^2)}{M_{0A} \cdot (1 + (\omega/\omega_{cB})^2)} \quad (3.34)$$

Y definiendo los límites de $G(\omega)$ cuando $\omega \rightarrow 0$ y cuando $\omega \rightarrow \infty$

$$\lim_{\omega \rightarrow 0} G(\omega) = \frac{M_{0B}}{M_{0A}} \quad (3.35)$$

$$\lim_{\omega \rightarrow \infty} G(\omega) = \frac{M_{0B} \cdot \omega_{cS_B}^2}{M_{0A} \cdot \omega_{cS_A}^2} \quad (3.36)$$

Al desarrollar la relación espectral $R(\omega)$ se obtiene la siguiente expresión.

$$R(\omega) = \sqrt{\frac{\xi_A^2 \eta_A (1 + (\eta_A - 1) |P_A(\omega)|^2)}{G(\omega)} + 2 \xi_A \xi_B \eta_A \eta_B P_A(\omega) P_B(\omega) + \xi_B^2 \eta_B G(\omega) (1 + (\eta_B - 1) |P_B(\omega)|^2)} \quad (3.37)$$

Si se evalúa $R(\omega)$ en los límites de frecuencia angular, por definición $|P(0)| = 1$, además de que se requiere que $P(\omega)$ se disipe cuando $\omega \rightarrow 0$:



$$R(0) = \sqrt{\frac{\xi_A^2 \eta_A^2}{G(0)} + 2\xi_A \xi_B \eta_A \eta_B + \xi_B^2 \eta_B^2 G(0)} \quad (3.38)$$

$$R(\infty) = \sqrt{\frac{\xi_A^2 N_A}{G(\infty)} + \xi_B^2 N_B G(\infty)} \quad (3.39)$$

Por otro lado, al incorporar dos eventos semilla se requiere definir el espectro de desplazamientos para cada evento. De esta manera la relación entre la amplitud del evento a simular y los eventos semilla está dada por la Ec. (3.40).

$$H(\omega) = \sqrt{\frac{(A_e(\omega))^2}{A_{sA}(\omega) \cdot A_{sB}(\omega)}} = \sqrt{\frac{M_{0e}^2 \left[1 + \left(\frac{\omega}{\omega_{csA}}\right)^2\right] \left[1 + \left(\frac{\omega}{\omega_{csB}}\right)^2\right]}{M_{0sA} M_{0sB} \left[1 + \left(\frac{\omega}{\omega_{ce}}\right)^2\right] \left[1 + \left(\frac{\omega}{\omega_{ce}}\right)^2\right]}} \quad (3.40)$$

donde M_{0e} , M_{0sA} y M_{0sB} son los momentos sísmicos del evento objetivo, evento semilla A y B , ω_{ce} , ω_{csA} y ω_{csB} son las frecuencias de esquina del evento a simular y los eventos semilla A y B respectivamente, dadas por las Ecs. (3.41), (3.42) y (3.43).

$$\omega_{ce} = 2\pi 4.9 \times 10^6 \beta \left(\frac{\Delta\sigma_e}{M_{0e}}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.41)$$

$$\omega_{csA} = 2\pi 4.9 \times 10^6 \beta \left(\frac{\Delta\sigma_{sA}}{M_{0sA}}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.42)$$

$$\omega_{csB} = 2\pi 4.9 \times 10^6 \beta \left(\frac{\Delta\sigma_{sB}}{M_{0sB}}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.43)$$

donde β es la velocidad de ondas S , en km/s, M_0 es el momento sísmico en dina-cm y $\Delta\sigma$ es la caída de esfuerzo expresada en bares. Posteriormente, se evalúa la Ec. (3.40) en los límites inferior y superior de ω , obteniéndose las Ec. (3.44) y (3.45) respectivamente.

$$H(0) = \sqrt{\frac{M_{0e}^2}{M_{0sA} M_{0sB}}} \quad (3.44)$$

$$H(\infty) = \sqrt{\frac{M_{0e}^2 \omega_{ce}^2 \omega_{ce}^2}{M_{0sA} M_{0sB} \omega_{csA}^2 \omega_{csB}^2}} \quad (3.45)$$

Al igualar $H(\omega) = R(\omega)$, para $\omega = 0$ y $\omega = \infty$, se crean restricciones que definen la forma del espectro a muy altas y muy bajas frecuencias. Más aún, si se considera que ambas semillas tienen la misma contribución a la energía del espectro a simular, el número de sumandos N_A y N_B son iguales y los factores de escalamiento deben de tener distintas magnitudes dependiendo del tamaño de cada evento.

Substituyendo $G(\omega)$ en las ecuaciones anteriores, se obtienen las expresiones para ξ_B y ξ_A .



$$\xi_A = \frac{2\sqrt{-0.25M_{0sA}^2 M_{0sB}^2 \xi_B^2 \omega_{csA}^4 \omega_{csB}^4 \eta^2 + 0.5M_{0e}^2 M_{0sA}^2 \omega_{ce}^4 \omega_{csA}^4 \eta}}{M_{0sA}^2 \omega_{csA}^4 \eta} \quad (3.46)$$

$$\xi_B = \frac{(M_{0sB} \omega_{csB}^4 + M_{0sB} \omega_{csA}^4) \eta \sqrt{\frac{(2M_{0e}^2 \omega_{ce}^4 \omega_{csB}^4 + 2M_{0e}^2 \omega_{ce}^4 \omega_{csA}^4) \eta - 4M_{0e}^2 \omega_{csA}^4 \omega_{csB}^4}{(M_{0sB}^2 \omega_{csB}^8 + 2M_{0sB}^2 \omega_{csA}^4 \omega_{csB}^4 + M_{0sB}^2 \omega_{csA}^8) \eta^2}} + 2M_{0e} \omega_{csA}^4}{(M_{0sB} \omega_{csB}^4 + M_{0sB} \omega_{csA}^4) \eta} \quad (3.47)$$

En donde se muestra que el número de celdas o sumandos η está restringido a una cantidad tal que haga que ξ_B pertenezca a los números reales. Por lo tanto, η debe ser:

$$\eta \geq \frac{2\omega_{csA}^4 \omega_{csB}^4}{\omega_{ce}^4 (\omega_{csB}^4 + \omega_{csA}^4)} \quad (3.48)$$

Finalmente, para encontrar una distribución de probabilidad de tiempos de ruptura que logre un espectro de fuente ajustado al modelo ω^2 , las relaciones espectrales $R(\omega)$ y $H(\omega)$ deben de ser iguales y reales, deduciéndose la Ec. (3.49), que muestra el espectro de Fourier de la función de densidad de probabilidad de los tiempos de ruptura para los eventos semilla.

$$P(\omega) = \sqrt{\frac{M_{0e}^2 \omega_{ce}^2 \left[1 + (\omega / \omega_{csA})^2\right] \left[1 + (\omega / \omega_{csA})^2\right]}{M_{0sA} M_{0sB} \left[1 + (\omega / \omega_{csA})^2\right] \left[1 + (\omega / \omega_{csA})^2\right]} - \frac{\xi_A^2 0.5\eta}{G(\omega)} - \xi_B^2 0.5\eta G(\omega)}{\frac{\xi_A^2 (0.5\eta)^2}{G(\omega)} - \frac{\xi_A^2 0.5\eta}{G(\omega)} + \xi_A \xi_B 0.5\eta^2 + \xi_B^2 (0.5\eta)^2 G(\omega) - \xi_B^2 0.5\eta G(\omega)} \quad (3.49)$$

3.3) Aplicación de la formulación propuesta

Para validar la formulación presentada, se obtuvieron registros sísmicos sintéticos representativos de sismos de gran magnitud, utilizando como objetivo un sismo objetivo representativo del sismo M8.1 en Michoacán, ocurrido el 19 de septiembre de 1985. Las semillas utilizadas, así como los valores de magnitud, M_w , momento sísmico, M_0 , y caída de esfuerzos, $\Delta\sigma$, se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Parámetros utilizados para la obtención de registros sintéticos

Sismo	(Día/Mes/Año)	M_w	M_0 (dina*cm)	$\Delta\sigma$ (bars)	β (km/s)
Semilla A	25/04/1989	6.9	2.51×10^{26}	150	4.68
Semilla B	24/10/1993	6.6	8.91×10^{25}	46	4.68
Objetivo	19/09/1985	8.1	1.58×10^{28}	150	4.68

Los acelerogramas correspondientes a los sismos semilla, así como las magnitudes, se obtuvieron de la Base Mexicana de Sismos Fuertes de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, SMIS (Quaas *et al.*,



1995), registrados en la estación SCT, estación seleccionada por la disponibilidad de los registros sísmicos, así mismo, las aceleraciones observadas son de gran relevancia, pues son las máximas registradas en zona de lago en algunos eventos sísmicos anteriores (Gob CDMX-A, 2019). Por otro lado, el momento sísmico, M_0 , se obtuvo a partir de M_w , utilizando para ello la relación empírica dada por la Ec. (3.50) (Sauter, 1989).

$$M_0 = 10^{(3/2)(M_w+10.7)} \quad (3.50)$$

Es importante hacer notar que existen incertidumbres importantes en los valores de caída de esfuerzos, incluso para aquellos eventos que ya ocurrieron, por lo que se puede esperar una gran variabilidad en este parámetro para simulaciones de eventos que aún no ocurren (Niño *et al.*, 2018). Por otro lado, aunque los valores de ξ_A , ξ_B y η , no se ven influenciados por el valor de la velocidad de onda, β , la distribución de probabilidad de los tiempos de ruptura sí está fuertemente influenciada por su variación, lo cual muestra la importancia de definir de manera adecuada este parámetro. En este trabajo se utilizan los valores de velocidad de onda, definida para el manto oceánico de subducción, $\beta = 4.68$ km/s (García *et al.*, 2004; Singh *et al.*, 2020).

Los eventos objetivo son de gran magnitud (M_w 8.1 y M_w 7.1); sin embargo, es posible considerar una hipótesis de fuente puntual en vez de una fuente extendida pues los registros utilizados pertenecen a estaciones lejanas al epicentro del evento a simular (Fig. 3.2). Además, es mencionado en la literatura (Ambraseys *et al.*, 2005; Cotton *et al.*, 2008; Honoré *et al.*, 2011), en donde se indica que para grandes distancias (>60 km), la PGA asociada con sismos pequeños decae significativamente más rápido que aquella asociada a sismos grandes, por lo tanto, el uso de sismos pequeños no es adecuado para representar EGF en la simulación de sismos de gran magnitud (Niño *et al.*, 2018).



Fig. 3.2 Epicentro de los sismos utilizados como objetivo y como semillas.



1.3.1) Simulación, sismo M8.1

Con el fin de establecer un punto de referencia para llevar a cabo comparaciones, se realizaron procesos de simulación sísmica de un evento M8.1 con tres enfoques distintos: usando una sola semilla A, usando una sola semilla B y usando dos semillas A+B, obteniéndose de cada proceso 1000 registros sintéticos, lo cual permite estudiar una gran variedad de registros asociados a un mismo evento de cierta magnitud y conocer el comportamiento promedio de todo el proceso de simulación. La Fig. 3.3 presenta ejemplos de registros sintéticos obtenidos para los distintos procesos. Es evidente que existen diferencias significativas entre cada registro, lo que valida la aleatoriedad del proceso. También, se observa que tanto la duración, como las aceleraciones máximas, PGA, de los registros sintéticos son representativos de un sismo de gran magnitud, como el del evento objetivo (Fig. 3.3c).

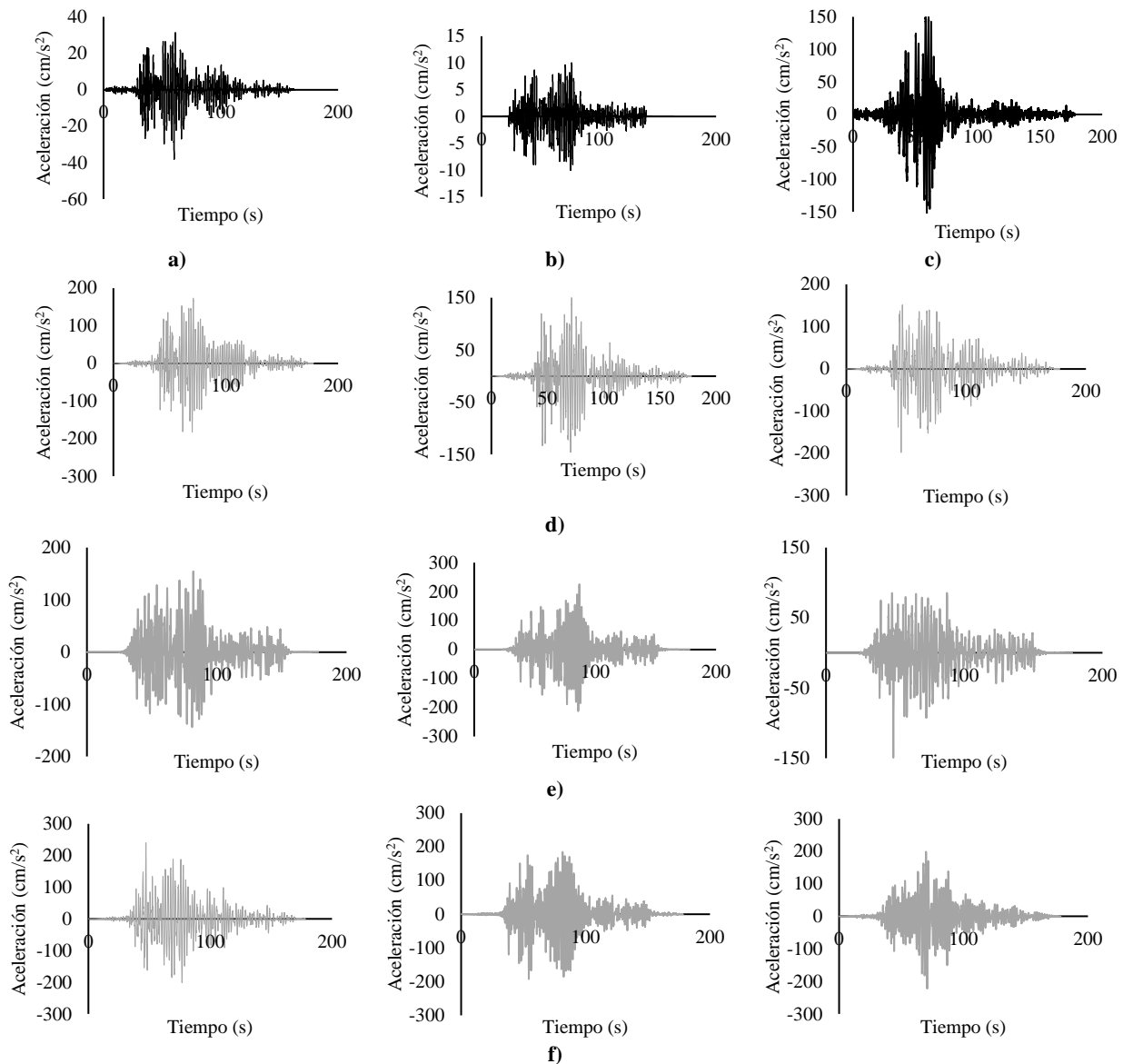
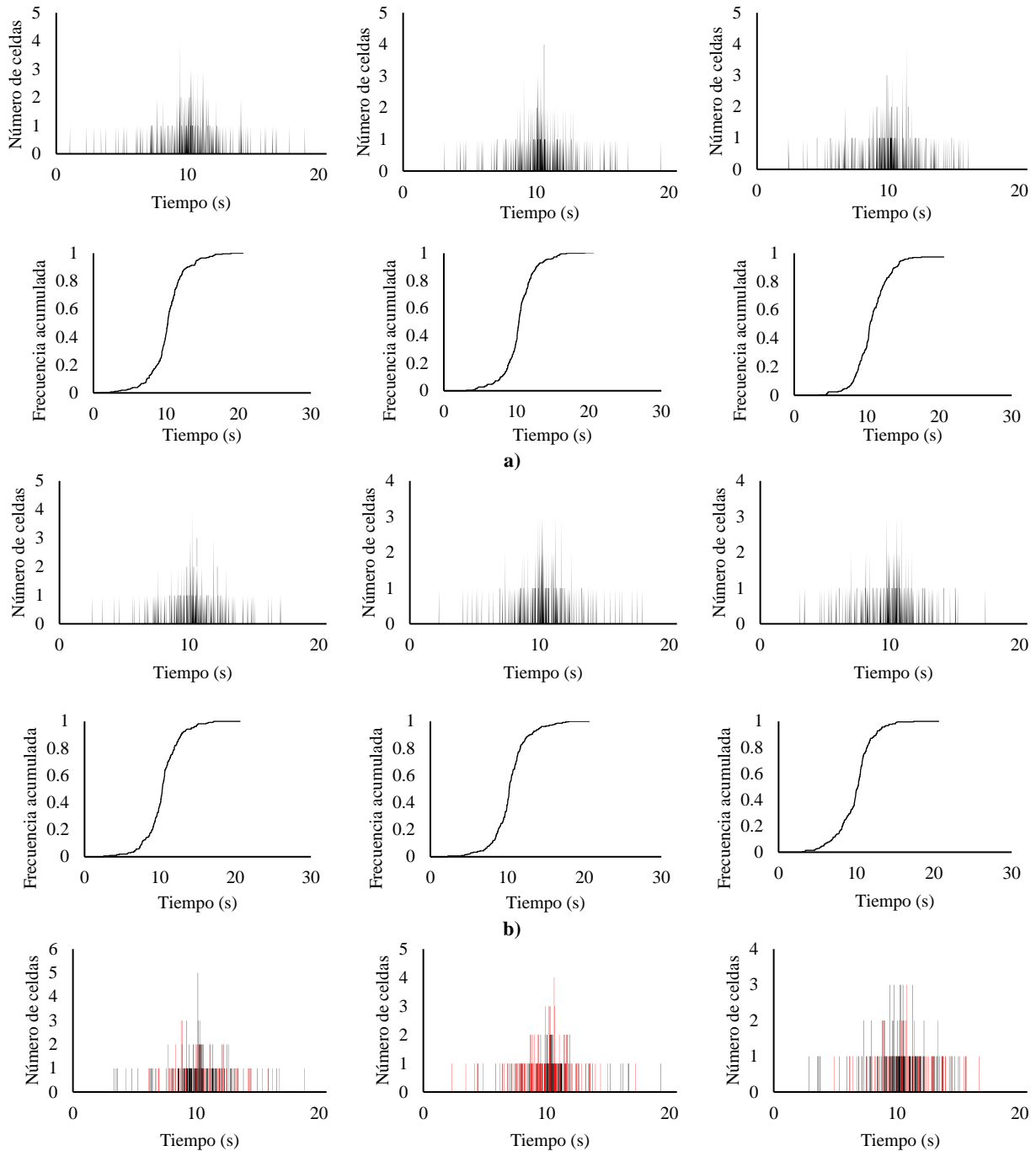


Fig. 3.3 Registros sísmicos para a) semilla A, b) semilla B, c) sismo objetivo, d) simulación con A, e) simulación con B, f) simulación con A+B.



Por otro lado, la figura 3.4 muestra la distribución de ruptura de celdas con cada semilla para los 9 ejemplos presentados anteriormente (3 por cada enfoque de simulación). Se observa una variación entre cada caso en particular; sin embargo, es notorio que existe una concentración de energía en la parte media de la duración total del evento sísmico. También, es apreciable que, al utilizar dos semillas, se logra una distribución aleatoria, tanto en la cantidad, como en el punto de ruptura de cada semilla, representado en la Fig. 3.4c, en dónde el color negro denota la semilla A y el rojo la semilla B.



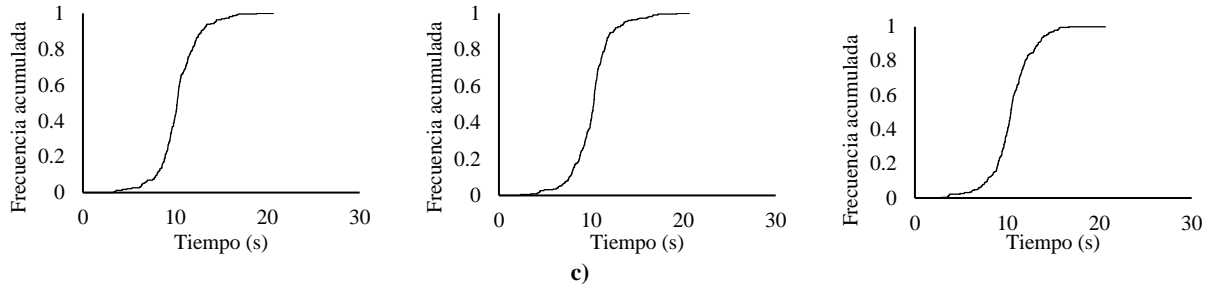


Fig. 3.4 Distribución de la ruptura de celdas con cada semilla.

Una de las desventajas de los métodos de simulación sísmica usando EGF y una sola semilla, es que los contenidos de frecuencia de los registros sintéticos son muy similares a los de las semillas utilizadas, lo cual se refleja tanto en los espectros de respuesta elástica promedio (Fig. 3.5a, Fig. 3.5b) como en los espectros de Fourier promedio (Fig. 3.5d, Fig. 3.5e). Esto permite resaltar una de las bondades del uso de dos semillas, pues se enriquece el contenido de frecuencias, lo cual representa mejor la aleatoriedad del proceso de simulación, reflejándose esto en los espectros de respuesta y de Fourier de las Figs. 3.5c y 3.5f. Esto es particularmente importante, pues el daño estructural depende parcialmente de las frecuencias encontradas en los sismos (Pavel y Lungu, 2012).

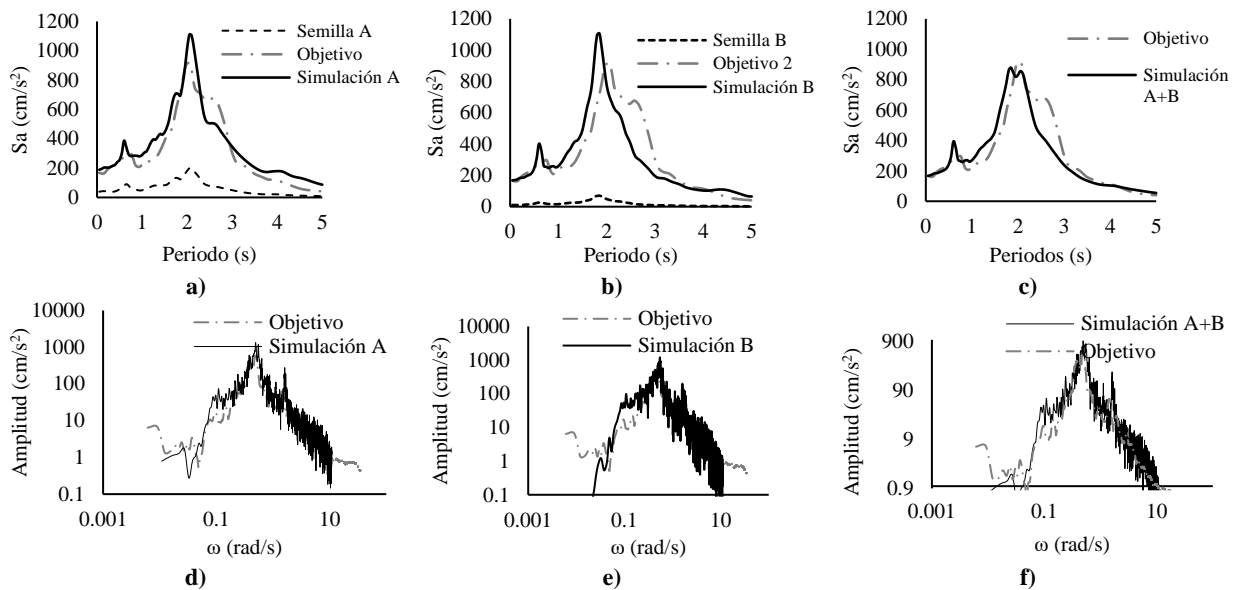


Fig. 3.5 Espectros de respuesta elástica y espectros de Fourier promedio de las 1000 simulaciones con a) d) simulación con A, b) e) simulación con B, c) f) simulación con A+B.

En la ingeniería sísmica, existen distintas medidas de la intensidad del movimiento del terreno, tales como la PGA, la Sa o la Intensidad de Arias, I_{aX} , (Arias, 1970), la cual se define como la integral del cuadrado de los valores, a_x^2 , en una señal sísmica, Ec. (3.51), teniendo como ventaja, que se presenta información de la energía sísmica y duración del sismo.

$$I_{aX} = \frac{2\pi}{g} \int_0^t a_x^2(t) dt \quad (3.51)$$



En donde t_t es la duración total del evento sísmico. Los resultados se presentan en la Fig. 3.6, mostrando que, existe una sobrestimación de la energía sísmica. Adicionalmente, la Intensidad de Arias es de utilidad para estimar el tiempo de subida, definido como el tiempo necesario para disipar el 95% total de la energía de un sismo. En este aspecto, los enfoques de simulaciones presentados tienen, en general, una estimación adecuada del tiempo de subida.

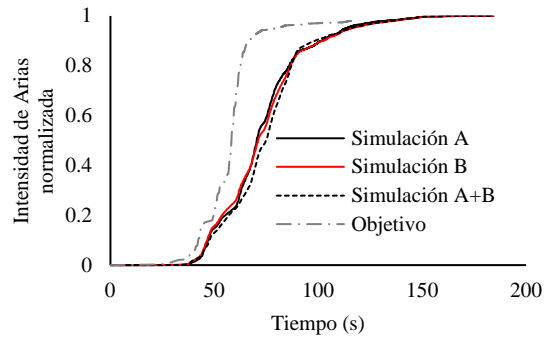


Fig. 3.6 Comparación de intensidad de Arias para simulaciones con distintos enfoques.



Capítulo 4: Espectros de resiliencia uniforme para escuelas públicas

Las instituciones educativas forman parte fundamental de la sociedad, pues no solo se encargan de preparar académicamente a nuevas generaciones con el fin de promover el crecimiento socioeconómico, sino que, además, es habitual que sirvan como centros de acopio y refugios durante eventos catastróficos. Esto pone en evidencia la relevancia de investigar más acerca de la resiliencia de estas estructuras (Feng *et al.*, 2017; Samadian *et al.*, 2020; Fontana *et al.*, 2020).

Históricamente en México, las instituciones educativas de nivel básico han mostrado baja resiliencia, pues tanto el tiempo de inactividad como la funcionalidad se han visto afectados en temblores de gran magnitud. Por ejemplo, durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, la funcionalidad de escuelas en la Ciudad de México se vio comprometida al presentarse daños, desde ligero hasta el colapso en un gran número de escuelas (ver Tabla 4.1). Por otro lado, también, se han observado largos periodos de recuperación, tal fue el caso del escenario posterior al sismo de septiembre de 2017, pues fue hasta agosto de 2019, cuando el Instituto Nacional de la Infraestructura Física Educativa (INIFED) reportó un avance de 92% respecto a la rehabilitación de planteles escolares (Gob CDMX-B, 2019), es decir casi 2 años después. Lo anterior no solo se debe al proceso de reparación de la infraestructura, sino a los factores que retrasan el inicio de actividades, por ejemplo, en el evento sísmico mencionado, los dictámenes de seguridad estructural se emitieron hasta 15 días después de la catástrofe en escuelas públicas (Ortiz y Reinoso, 2020). Las afectaciones mencionadas han sido particularmente importantes para la Ciudad de México, principalmente por las características del suelo en la zona lacustre, razón por la cual, la presente investigación estudia edificaciones escolares situadas en suelo blando de la Ciudad de México.

Tabla 4.1 Tipos de edificios dañados en la Ciudad de México durante el sismo de 1985 (Comerio, 1998)

	Colapso	Daño severo	Daño menor y moderado	Total
Residencial	577	1638	1530	3745
Escuelas	43	206	454	703
Tiendas	161	171	134	466
Oficinas públicas	38	82	55	175
Oficinas privadas	28	69	73	170
Hospitales	5	22	14	41
Recreacional	9	9	17	35
Manufactura	7	6	6	19
Otros	86	93	195	374
Total	954	2296	2478	5728

Con el fin de abarcar una parte significativa de las estructuras actualmente funcionando en la Ciudad de México (aproximadamente 80% de acuerdo a González *et al.*, 2020), se consideraron 7 estructuras de concreto reforzado, de 1 a 3 niveles, con altura de entrepiso de 3.5m, 8 crujías de 3m en el sentido longitudinal y una crujía de 8m en el sentido transversal, construidas con las normativas vigentes en los años 1977, 1987 y 2004, con la nomenclatura marcada en la Tabla 4.2 y geometrías mostradas en la Fig. 4.1.



Tabla 4.2 Nomenclatura de estructuras consideradas

Número de niveles	Año de construcción	Altura de entrepiso	Nomenclatura
1	1987	3.5	1N87
2	1987	3.5	2N87
3	1987	3.5	3N87
1	2004	3.5	1N04
2	2004	3.5	2N04
3	2004	3.5	3N04
3	1977	3.0	3N77

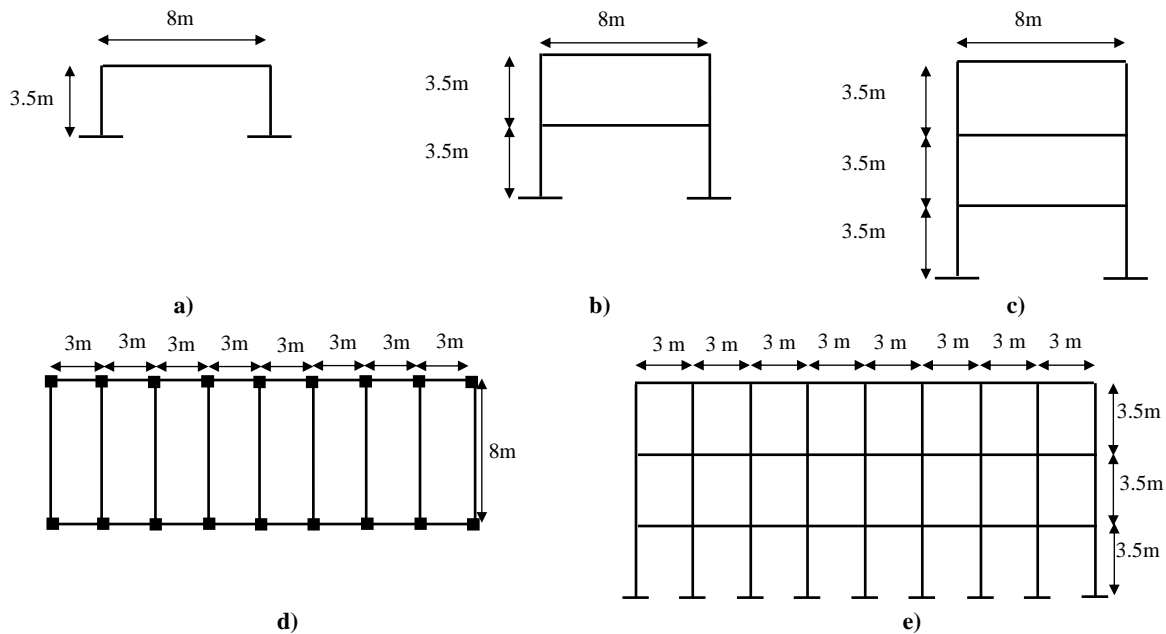


Fig. 4.1 Geometría de un grupo de escuelas públicas típicas en México a) vista lateral 1 nivel, b) vista lateral 2 niveles, c) vista lateral 3 niveles, d) vista en planta, e) elevación 3 niveles.

Como se ha mencionado con anterioridad, la elección de la Ciudad de México como sitio de estudio se debe a las grandes consecuencias negativas que han tenido los eventos sísmicos en esta localidad. Siendo en particular la loza de lago (Zona III de acuerdo con la clasificación del reglamento de construcción vigente en 2004) un área con grandes afectaciones en escuelas públicas, durante eventos sísmicos pasados, como el de 1957, 1979, 1985 y 2017 (Fig. 4.2), por lo que, en esta investigación es de particular interés estudiar esta zona.

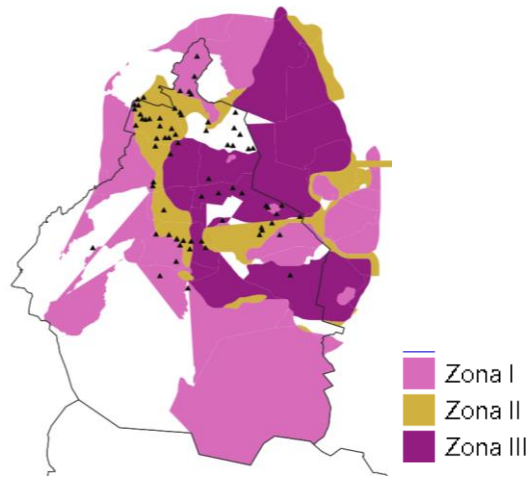


Fig. 4.2 Algunas escuelas dañadas (triángulos negros) debido al sismo de 2017.

A continuación, se presenta la aplicación de la metodología para obtener espectros apropiados para el diseño sísmico de escuelas públicas en la zona de suelo blando de la Ciudad de México, de tal manera que las demandas sísmicas tomen en cuenta, de manera explícita, los tiempos de recuperación, funcionalidad y resiliencia de las estructuras.

4.1) Amenaza sísmica

La amenaza sísmica de una región está definida por la sismicidad de las fuentes con influencia en el sitio de estudio. Dicha sismicidad se puede expresar a través de la tasa de excedencia de magnitudes, utilizando el modelo que mejor defina las características de los temblores de cada fuente, como por ejemplo los conocidos modelos de Gutenberg Richter y del Temblor Característico.

4.1.1) Tasa de excedencia de magnitudes

La amenaza sísmica de la Ciudad de México está regida principalmente por eventos sísmicos de subducción y de profundidad intermedia, siendo los de subducción los más relevantes en cuanto a frecuencia de ocurrencia, fatalidades y pérdidas económicas (Reinoso y Jaimes, 2009). A pesar de ser numerosas las fuentes sísmicas con influencia en el sitio de estudio, en el desarrollo de esta investigación se utilizó como fuente sísmica la brecha de Guerrero, ubicada entre Papanao y Acapulco (Fig. 4.3), pues la baja liberación de esfuerzos, hasta ahora, hace pensar en que, en un futuro, ocurrirá un sismo de gran magnitud, y dado que es una fuente capaz de generar sismos de gran magnitud, se considera que los resultados pueden ilustrar y validar el método propuesto. Acorde a esto, el modelo del Temblor Característico se ajusta mejor para el cálculo de la tasa de excedencia de magnitudes, $\lambda(M)$. Utilizando este modelo se obtiene la curva de tasas de excedencia para todos los valores de M que la fuente sísmica considerada es capaz de generar, acotándolos a sismos de M7.2 a M8.2, dado que, históricamente, son los eventos que más daños han causado en el sitio de estudio.



Fig. 4.3 Zona de subducción del Pacífico Mexicano. Brecha de Guerrero (Tomada de Cárdenas, 2018).

Al usar el modelo del Temblor Característico, se aplican las Ecs. (2.3), (2.4) y (2.5) utilizando para ellos los valores mostrados en la Tabla 4.3, los cuales caracterizan la sismicidad de la brecha de Guerrero (Avelar *et al.*, 2003; CFE, 2015).

Tabla 4.3 Parámetros para el cálculo de la tasa de excedencia de distintas fuentes sísmicas, de acuerdo con el modelo del Temblor Característico

Fuente	$T00(\text{años})$	M_o	M_u	D	F	σ_m	T_o	$E(M/T00)$	K	λ_0
Brecha de Guerrero	80	7.0	8.4	7.5	0.0	0.27	39.7	7.5	1.118	0.02519

La distribución de frecuencias de ocurrencia, en forma de las tasas de excedencia de magnitudes (calculadas con la Ec. 2.5) y en forma del periodo de retorno (el inverso de la tasa de excedencia), se presenta en la Fig. 4.4.

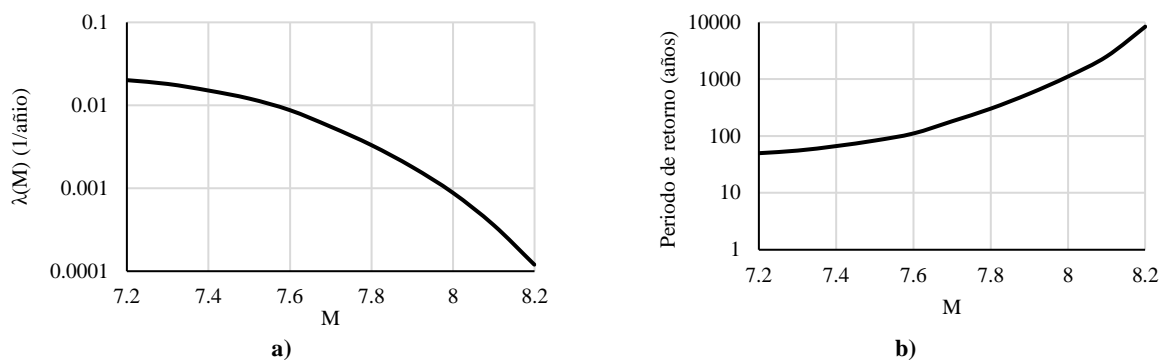


Fig. 4.4 a) Tasa de excedencias de magnitudes, b) periodo de retorno de sismos característicos asociados a la brecha de Guerrero.

Por otro lado, para caracterizar la amenaza sísmica de una región, se puede recurrir a registros sísmicos característicos de las distintas fuentes sísmicas; sin embargo, debido a que no se cuenta con registros sísmicos reales para este fin, se utilizan técnicas de simulación sísmica para obtener registros sintéticos. En particular, el uso de funciones de Green es de gran interés en la ingeniería, ya que requieren de pocos datos



iniciales fácilmente obtenibles (momento sísmico y caída de esfuerzos) y, al mismo tiempo, logran resultados realistas en las historias de tiempo simuladas, sin embargo, los espectros de respuesta usualmente no representan de manera adecuada la aleatoriedad del proceso de simulación, pues parecen una versión amplificada del espectro de las semillas utilizadas, problema que se pretende solucionar con una nueva formulación propuesta en este trabajo. En esta investigación se utiliza el método propuesto en el capítulo 3, para obtener registros sísmicos sintéticos utilizando dos semillas distintas.

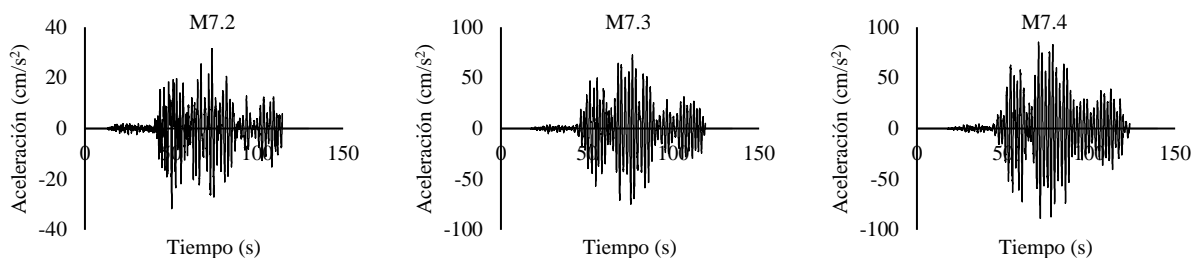
Tal como se mencionó en párrafos anteriores, la fuente sísmica de interés en esta investigación es la brecha de Guerrero, en donde los procesos de subducción hacen que la Placa de Cocos se sumerja bajo la Placa Norteamericana. Sin embargo, al no tener registros reales de eventos de gran magnitud en esa fuente en particular, se calibró el proceso de simulación con el sismo del 19 de septiembre de 1985, ocurrido en la brecha de Michoacán, en donde sucede el mismo fenómeno de subducción que en la brecha de Guerrero. De esta manera, se espera obtener registros sísmicos sintéticos con suficiente aproximación de lo que podría suceder en un futuro en la fuente estudiada. Cabe mencionar que los acelerogramas correspondientes a los sismos semilla, así como las fechas y magnitudes (Tabla 4.4), se obtuvieron de la Base Mexicana de Sismos Fuertes de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (Quaas *et al.*, 1995), registrados en la estación SCT.

Una vez definida la caída de esfuerzos asociada al evento objetivo, se procede a calcular el momento sísmico para todas las magnitudes acotadas entre M7.2 y M8.2 (Tabla 4.4), utilizando la Ec. (3.50). Esto permite tener los parámetros requeridos para implementar la formulación propuesta en el Capítulo 3.

Tabla 4.4 Parámetros de ruptura utilizados para la obtención de registros sintéticos

Sismo	(Día/Mes/Año)	M _w	M ₀ (dina*cm)	Δσ (bars)
Semilla A	25/04/1989	6.9	2.51 x 10 ²⁶	150
Semilla B	24/10/1993	6.6	8.91 x 10 ²⁵	46
Objetivo	19/09/1985	8.1	1.58 x 10 ²⁸	150
Objetivo hipotético 1	----	7.2	7.08 x 10 ²⁶	150
Objetivo hipotético 2	----	7.3	1.00 x 10 ²⁷	150
Objetivo hipotético 3	----	7.4	1.41 x 10 ²⁷	150
Objetivo hipotético 4	----	7.5	1.99 x 10 ²⁷	150
Objetivo hipotético 5	----	7.6	2.82 x 10 ²⁷	150
Objetivo hipotético 6	----	7.7	3.98 x 10 ²⁷	150
Objetivo hipotético 7	----	7.8	5.62 x 10 ²⁷	150
Objetivo hipotético 8	----	7.9	7.94 x 10 ²⁷	150
Objetivo hipotético 9	----	8.0	1.12 x 10 ²⁸	150
Objetivo hipotético 10	----	8.2	2.23 x 10 ²⁸	150

Con el objetivo de tener un catálogo amplio de registros sísmicos sintéticos, de cada magnitud, se generaron 1000 acelerogramas para cada valor de M_w, presentándose algunos ejemplos en la Fig. 4.5.



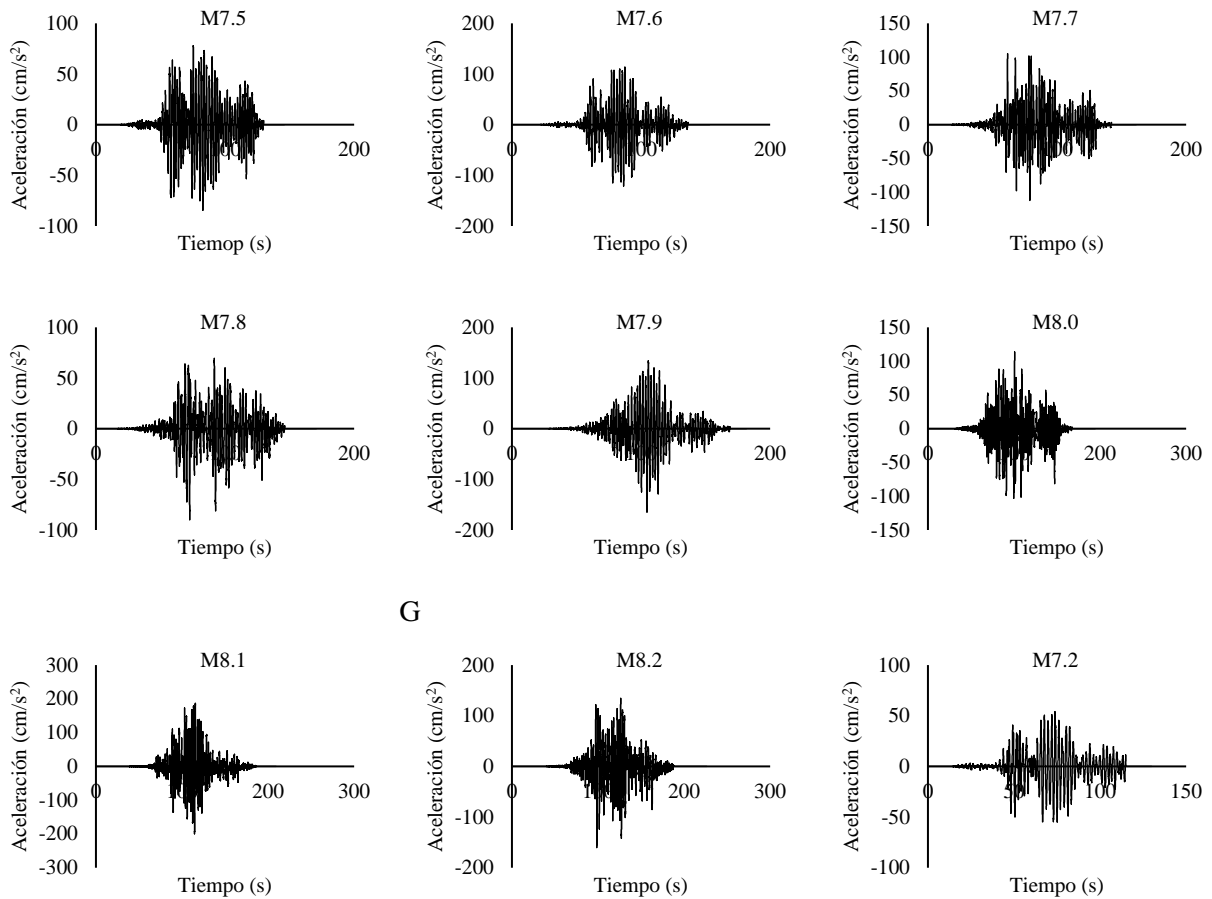


Fig. 4.5 Ejemplos de registros sintéticos de distintas magnitudes, obtenidos con la formulación de simulación sísmicas propuesta en esta investigación.

4.2) Modelos que relacionan la respuesta estructural con los parámetros de resiliencia

El objetivo de esta sección es crear modelos que relacionen los parámetros de resiliencia (tiempos y funcionalidad) con la respuesta estructural. Para ello, se diseñaron 7 estructuras diferentes, correspondientes a estructuras de concreto reforzado con configuraciones típicas de escuelas públicas en México, indicadas en la Fig. (4.6). El modelado se llevó a cabo en SAP2000 (CSI, 2021) (Fig. 4.6), mismo en donde se realizó un análisis modal espectral con espectros de diseño obtenidos de las Normas Técnicas Complementarias (NTC) (Gob CDMX, 1987; Gob CDMX, 2004) vigentes en el año de construcción de cada estructura, siendo estas las NTC-87 (Gob CDMX, 1987) y NTC-04 (Gob CDMX, 2004) (Fig. 8b). Lo anterior permitió obtener los elementos mecánicos y proceder al diseño estructural.

Cabe destacar que los diseños se efectuaron buscando minimizar la sobrerresistencia, al intentar igualar los momentos resistentes nominales con el momento actuante, para lo cual se usaron diámetros de acero teóricos en vez de comerciales. Esto con el fin de evitar tener la influencia de otra variable (sobrerresistencia) en el estudio de la resiliencia.

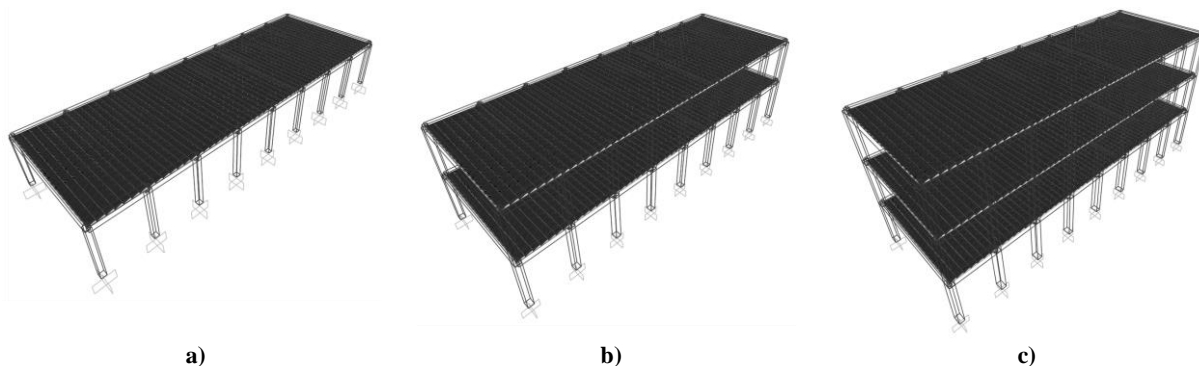


Fig. 4.6 Modelado en SAP2000 para el dimensionamiento de los elementos estructurales en estructuras de a) un nivel, b) dos niveles, c) tres niveles.

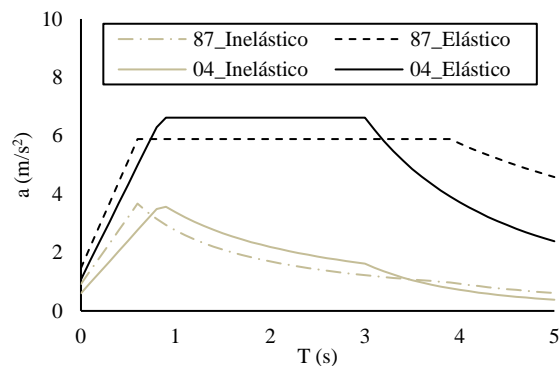


Fig. 4.7 Espectros de diseño sísmico utilizados para el análisis modal espectral.

Con el fin de conocer la respuesta de las estructuras propuestas ante acciones sísmicas, se llevan a cabo análisis no lineales (ANL) y análisis dinámicos incrementales, IDA (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Para lo cual, se crearon modelos de marcos planos, equivalentes a las estructuras reales, en OpenSees (Makena *et al.*, 2009), teniendo este programa la bondad de realizar una gran cantidad de análisis no lineales con bajo costo computacional y de tiempo. En total, se llevaron a cabo 98 ANL y 98 IDA con registros de sismos reales, obtenidos de estaciones acelerométricas ubicadas en terreno blando de la Ciudad de México (Tabla 4.5). En dichos análisis se consideró un amortiguamiento del 5% respecto al crítico, un modelo de plasticidad concentrada en los extremos, con un comportamiento histerético que obedece a la propuesta de Ibarra *et al.* (2005) pues de esta manera se representa adecuadamente la degradación de la rigidez y resistencia de los elementos de concreto reforzado. Los efectos de interacción suelo-estructura no fueron tomados en cuenta debido a que estos son menos significativos en estructuras de baja altura (Tanik *et al.*, 2021).

Tabla 4.5 Registros sísmicos utilizados para los ANL en estructuras. Obtenidos de estaciones en terreno blando

Estación	Fecha (dd/mm/yy)	Dirección	Epicentro		M_w	Estación	Fecha (dd/mm/yy)	Dirección	Epicentro		M_w
			Lat(°)	Lon(°)					Lat(°)	Lon(°)	
AL	14/09/95	EW-NS	17.00	99.00	7.3	ROMAS	10/12/94	EW-NS	18.02	101.56	6.2
	25/04/89	EW-NS	16.58	99.46	6.9	ROMBS	10/12/94	EW-NS	18.02	101.56	6.2
	10/12/94	EW-NS	18.02	101.56	6.2		14/09/95	EW-NS	17.00	99.00	7.3



BA	24/10/93	EW-NS	16.76	98.76	6.6		24/10/93	EW-NS	16.76	98.76	6.6
BL	10/12/94	EW-NS	18.02	101.56	6.2	ROMCS	14/09/95	EW-NS	17.00	99.00	7.3
	25/04/89	EW-NS	16.58	99.46	6.9		24/10/93	EW-NS	16.76	98.76	6.6
CA	10/12/94	EW-NS	18.02	101.56	6.2	SCT	10/12/94	EW-NS	18.02	101.56	6.2
	25/04/89	EW-NS	16.58	99.46	6.9		19/09/85	EW-NS	18.41	102.4	8.1
CJ	14/09/95	EW-NS	17.00	99.00	7.3	SI	24/10/93	EW-NS	16.76	98.76	6.6
	25/04/89	EW-NS	16.58	99.46	6.9		25/04/89	EW-NS	16.58	99.46	6.9
CO	10/12/94	EW-NS	18.02	101.56	6.2	TL	10/12/94	EW-NS	18.02	101.56	6.2
	14/09/95	EW-NS	17.00	99.00	7.3		10/12/94	EW-NS	18.02	101.56	6.2
CUPJ	14/09/95	EW-NS	17.00	99.00	7.3		14/09/95	EW-NS	17.00	99.00	7.3
GA	10/12/94	EW-NS	18.02	101.56	6.2		14/09/95	EW-NS	17.00	99.00	7.3
	14/09/95	EW-NS	17.00	99.00	7.3		24/10/93	EW-NS	16.76	98.76	6.6
JA	10/12/94	EW-NS	18.02	101.56	6.2		UC	25/04/89	EW-NS	16.58	99.46
	14/09/95	EW-NS	17.00	99.00	7.3	24/10/93		EW-NS	16.76	98.76	6.6
	24/10/93	EW-NS	16.76	98.76	6.6	VG	25/04/89	EW-NS	16.58	99.46	6.9
	25/04/89	EW-NS	16.58	99.46	6.9		25/04/89	EW-NS	16.58	99.46	6.9
LI	25/04/89	EW-NS	16.58	99.46	6.9	VM	24/10/93	EW-NS	16.76	98.76	6.6
PE	14/09/95	EW-NS	17.00	99.00	7.3		25/04/89	EW-NS	16.58	99.46	6.9
ROD	25/04/89	EW-NS	16.58	99.46	6.9	XP	10/12/94	EW-NS	18.02	101.56	6.2
ROM	10/12/94	EW-NS	18.02	101.56	6.2		24/10/93	EW-NS	16.76	98.76	6.6
	14/09/95	EW-NS	17.00	99.00	7.3		25/04/89	EW-NS	16.58	99.46	6.9
	25/04/89	EW-NS	16.58	99.46	6.9						

Entre los principales modos de falla y daño en edificaciones escolares, se encuentra el aplastamiento del concreto cerca de la conexión debido a las grandes demandas de flexión inducidas por el sismo, además del desprendimiento del concreto, como consecuencia del pandeo del refuerzo longitudinal (Alcocer *et al.*, 2019). Este tipo de daño se puede representar en modelos mediante la formación de rotaciones plásticas, es por esto que los resultados obtenidos de los ANL se procesaron en términos de rotaciones plásticas y su relación con el desplazamiento máximo, Δ_{max} , presentándose la Fig. 4.8. En dichas gráficas se observa una relación creciente entre Δ_{max} y el daño estructural, ocurriendo este primero en los elementos viga de los extremos, para luego propagarse a las vigas centrales y, posteriormente, a las columnas (Ver Tabla 4.6), lo cual se puede atribuir al modelo de columna-fuerte viga-débil, en donde los momentos resistentes a flexión de las columnas son significativamente mayores a los de las vigas en la unión viga-columna.

Por otro lado, la nomenclatura para categorizar la ubicación y magnitud de las rotaciones está dada en la Tabla 4.6. Siendo importante mencionar que la asociación entre dichas rotaciones y el daño físico se llevó a cabo de acuerdo con lo descrito en las publicaciones de FEMA (FEMA, 2018), expuesto en la Tabla 4.6.

Tabla 5 Daños físicos asociados a un valor de rotación plástica (FEMA, 2018)

Vigas		Columnas	
Rotación plástica	Estado de daño	Rotación plástica	Estado de daño
≤ 0.0015	Menor	≤ 0.005	Menor
≤ 0.005	Moderado	≤ 0.015	Moderado
≤ 0.01	Severo	≤ 0.02	Severo
> 0.01	Colapso	> 0.02	Colapso

En donde cada estado de daño describe las características físicas de los daños en elemento estructurales como sigue (Morales, 2019):



- Estado de daño menor (DS1): Se presentan agrietamientos por flexión con ancho máximo de 0.03 mm, se puede llegar a presentar fluencia en pocos sectores del elemento (columnas, vigas). Existe desprendimiento de concreto.
- Estado de daño moderado (DS2): Se presentan grietas con espesor menor a 3.175mm. Existe desprendimiento de concreto.
- Estado de daño severo (DS3): Existe un daño extenso debido al desprendimiento de concreto en columnas y vigas, algunos elementos presentan fluencia del acero de refuerzo.
- Estado de daño colapso (DS4): El daño ha deteriorado a la estructura al punto que su desempeño no es confiable.

Cada una de las barras de la Fig. 4.8 representa el resultado de un análisis asociado, a su vez, a un registro sísmico en particular. Por ejemplo, al observar la gráfica de la Fig. 4.8e, correspondiente a una estructura de 3 niveles, se aprecia que para sismos que ocasionan niveles bajos de Δ_{max} , existen rotaciones plásticas en los elementos viga del primer nivel y con un estado de daño 1 (DS1), mientras que para los sismos que provocaron los desplazamientos más altos, causaron daño en la mayor parte de los elementos estructurales, al presentarse rotaciones plásticas tanto en vigas como columnas, de todos los niveles, siendo dicho daño desde moderado hasta muy severo (Tabla 4.6).

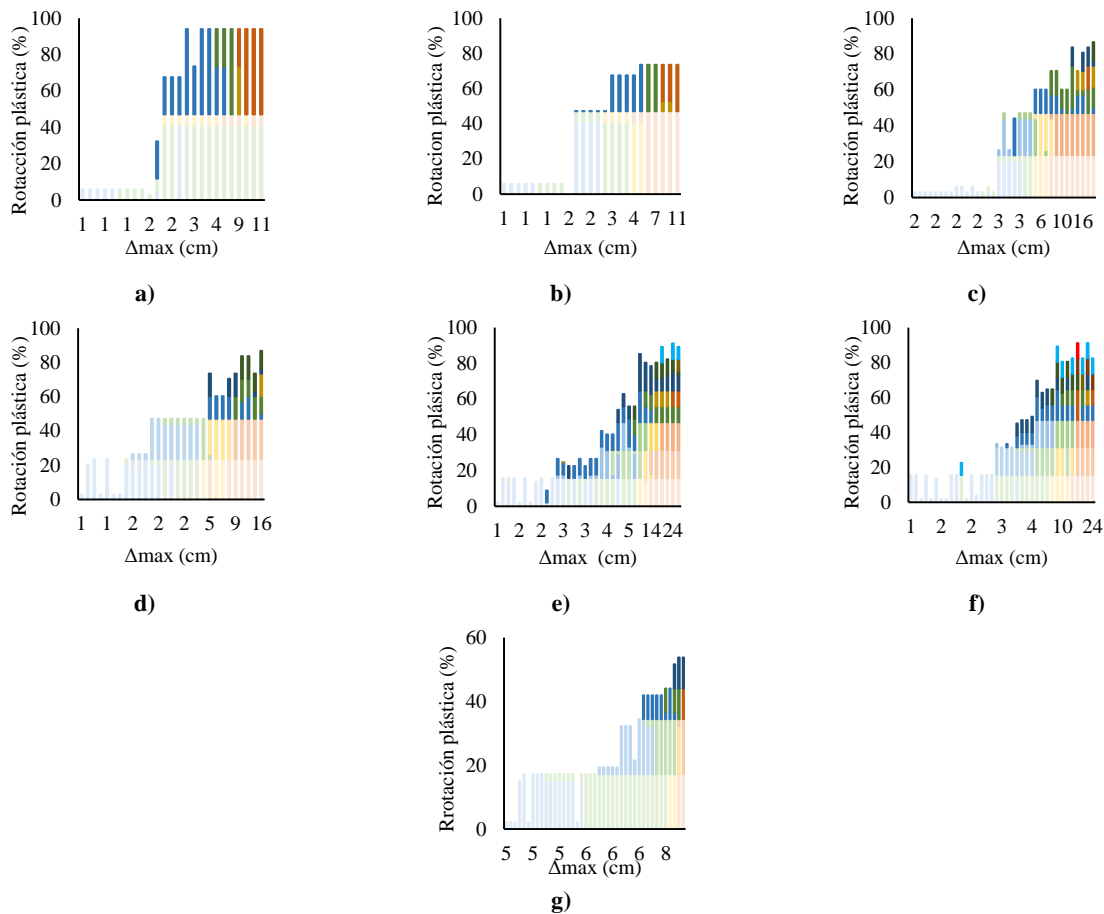


Fig. 4.8 Porcentaje de rotaciones plásticas dado un desplazamiento máximo en escuelas a) de 1N87, b) 1N04, c) 2N87, d) 2N04, e) 3N87, f) 3N08, g) 3N77.



Tabla 4.6 Clasificación de las rotaciones plásticas de acuerdo a su intensidad y ubicación

Color	Ubicación Vigas	Color	Ubicación Vigas	Color	Ubicación Vigas	Color	Ubicación Columnas	Color	Ubicación Columnas	Color	Ubicación Columnas	Estado daño
Light Blue	Nivel 1	Light Blue	Nivel 2	Light Blue	Nivel 3	Dark Blue	Nivel 1	Dark Blue	Nivel 2	Light Blue	Nivel 3	Menor
Light Green	Nivel 1	Light Green	Nivel 2	Light Green	Nivel 3	Dark Green	Nivel 1	Dark Green	Nivel 2	Light Green	Nivel 3	Moder
Light Orange	Nivel 1	Light Orange	Nivel 2	Light Orange	Nivel 3	Dark Orange	Nivel 1	Dark Orange	Nivel 2	Light Orange	Nivel 3	Severo
Light Red	Nivel 1	Light Red	Nivel 2	Light Red	Nivel 3	Dark Red	Nivel 1	Dark Red	Nivel 2	Light Red	Nivel 3	Colaps

A pesar de lo mostrado en la figura anterior, no existe una tendencia general (que involucre todas las estructuras analizadas) entre el desplazamiento máximo y el daño. Para ello, es interesante recurrir a una normalización de los resultados, respecto a su punto de fluencia, de tal manera que las rotaciones plásticas queden relacionadas ahora con la demanda de ductilidad, μ , el cual es un parámetro que ha sido utilizado en una gran cantidad de modelos que relacionan la respuesta estructural con el daño (e.g. Park y Ang, 1985; Terán y Jirsa, 2005).

La figura 4.9 muestra la relación entre valores de μ y el porcentaje de rotaciones plásticas, en todas las estructuras estudiadas, observándose un incremento, tanto de la cantidad de elementos dañados, como en la magnitud del daño (colores más oscuros), a medida que aumenta la demanda de ductilidad.

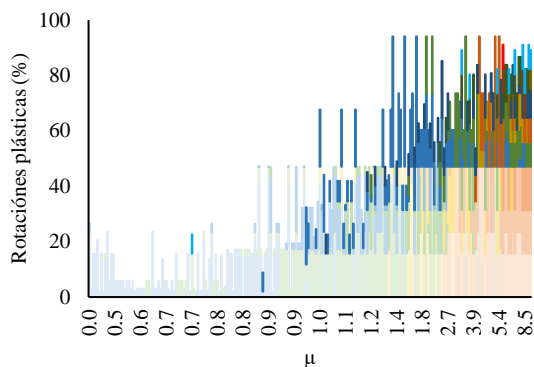


Fig. 4.9 Porcentaje de rotaciones plásticas dada una demanda de ductilidad.

4.2.1) Modelos de pérdida de funcionalidad

4.2.1.1) Pérdida de funcionalidad estructural

En esta investigación se propone calcular la pérdida de funcionalidad estructural como la diferencia entre la integral de la curva de capacidad original y la residual, por lo tanto, es necesario obtener dichas curvas de comportamiento para cada configuración del daño. Para esto es menester definir la degradación de rigidez y de resistencia en elementos dañados, lo cual puede lograrse considerando factores de degradación de propiedades, estos relacionados al estado de daño en cada elemento. En particular, en esta investigación se adoptó la propuesta de la Norma para Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados (NRSECD) (Gob CDMX, 2017), en donde se indican factores de 1.0 y 0.75 de la resistencia y rigidez original para daño ligero, 0.75 y 0.5 de la resistencia y rigidez originales cuando el elemento presenta daño moderado, y finalmente 0.0 y 0.0 para un daño severo. La degradación de las propiedades mecánicas en el



concreto reforzado también puede apreciarse en algunos diagramas de comportamiento histerético (*e.g.* Ibarra *et al.*, 2005), los cuales consideran el deterioro por incursión en el rango inelástico durante los ciclos de carga y descarga. En la Fig. 4.10 es muestran los diagramas de comportamiento histerético para algunos elementos que componen una edificación escolar de un nivel, sometida a un sismo en particular (11/01/97). Es apreciable que existe una disminución, tanto en el valor de la resistencia como de la rigidez, lo cual es consistente con los factores de reducción propuestos de acuerdo con la NRSECD (Gob CDMX, 2017).

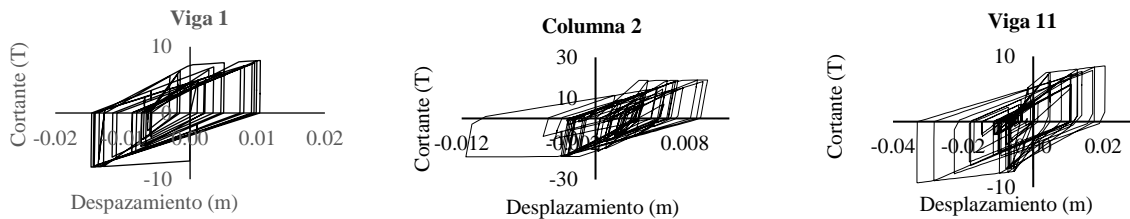


Fig. 4.10 Comportamiento histerético de los elementos estructurales en una escuela de 1 nivel sometida al sismo del 11 de enero de 1997 registrado en la estación CALE.

Una vez definidas las propiedades residuales de cada elemento, se llevaron a cabo análisis estáticos no lineales con carga monotónicamente creciente (*Pushover*) con elementos con propiedades disminuidas. Las Figs. 4.11 a 4.13 muestran ejemplos particulares, de estructuras con configuraciones de daño específicas y con su respectiva curva de capacidad. Es notorio que existe una relación entre la distribución del daño y la pérdida de capacidad, no obstante, ante la presencia de daño ligero o moderado (Fig. 4.11a, 4.11b, 4.11c), la funcionalidad residual es similar a la inicial, no es hasta la presencia de daño severo o cercano al colapso cuando se observa una caída drástica de la funcionalidad, a través del decremento de la capacidad (Fig. 4.11e). Esto se mantiene para las distintas geometrías de estructuras estudiadas.

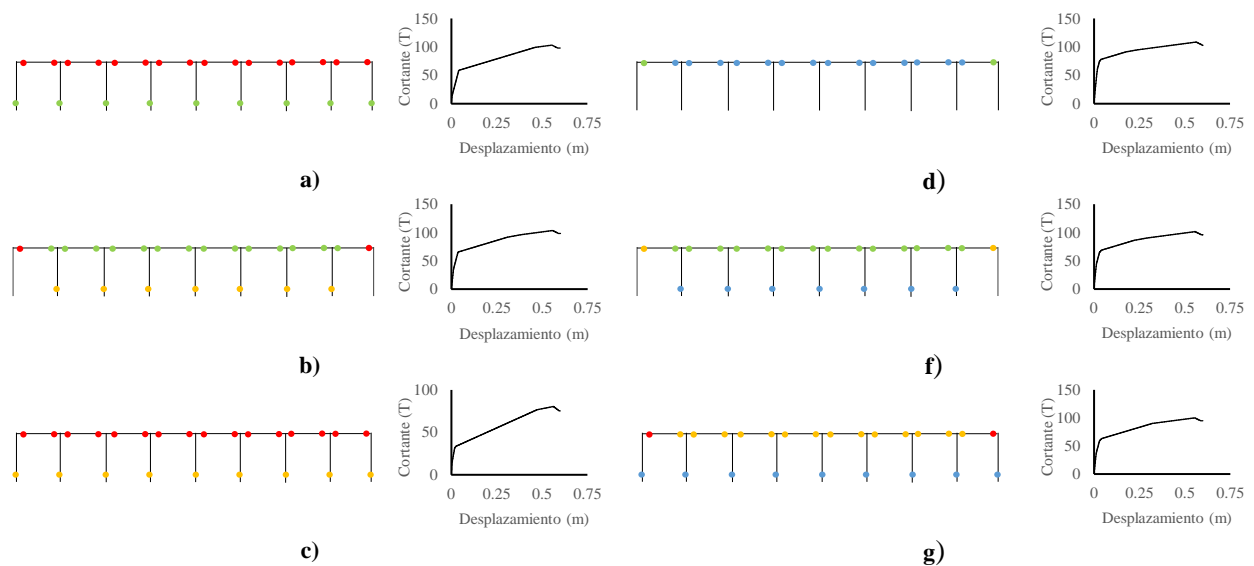


Fig. 4.11 Distintas configuraciones de daño en estructuras de 1 nivel y curva de capacidad asociada.

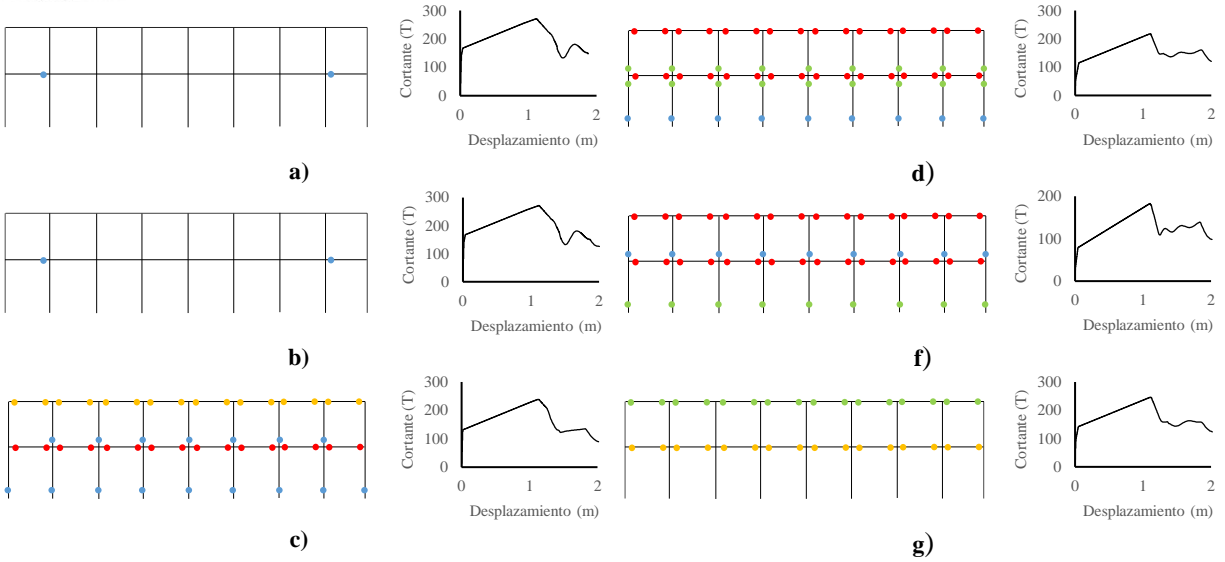


Fig. 4.12 Distintas configuraciones de daño en estructuras de 2 niveles y curva de capacidad asociada.

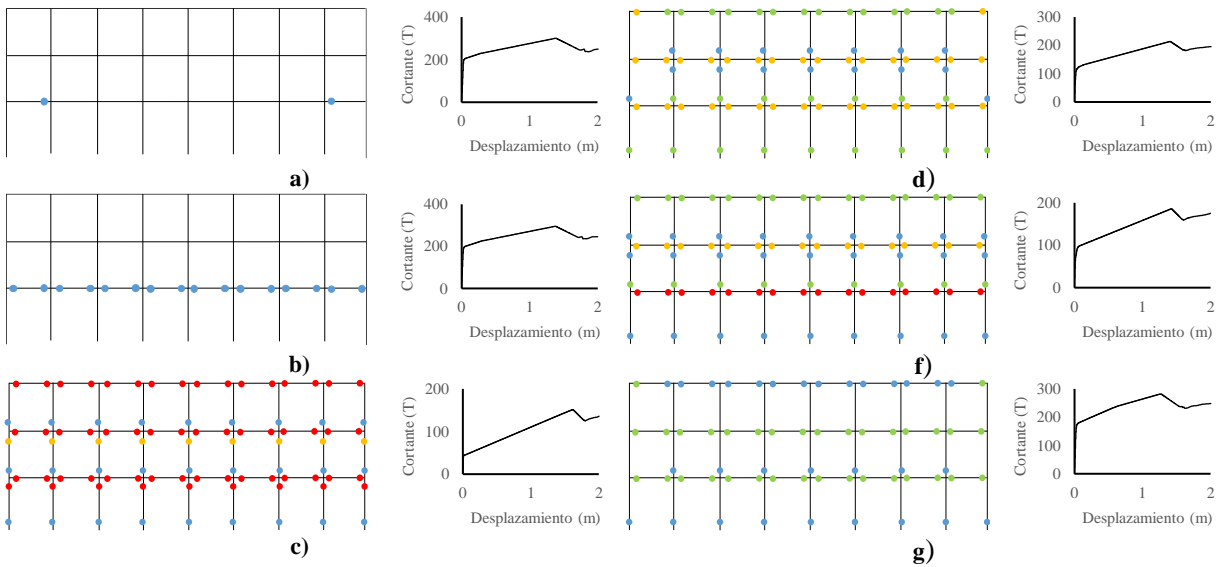


Fig. 4.13 Distintas configuraciones de daño en estructuras de 3 niveles y curva de capacidad asociada.

La diferencia entre el área bajo las curvas de capacidad originales (línea negra continua Fig. 4.14) y las curvas de capacidad residual (líneas grises Fig. 4.14) es un parámetro cuantificable, que toma en cuenta el estado residual de la estructura, desde el punto de vista de sus propiedades mecánicas. Si se toma en cuenta que, una estructura está diseñada para proteger a sus habitantes y lo logra, al menos parcialmente, por medio de su resistencia, entonces es razonable considerar la diferencia entre las mencionadas áreas, como la pérdida de funcionalidad estructural.

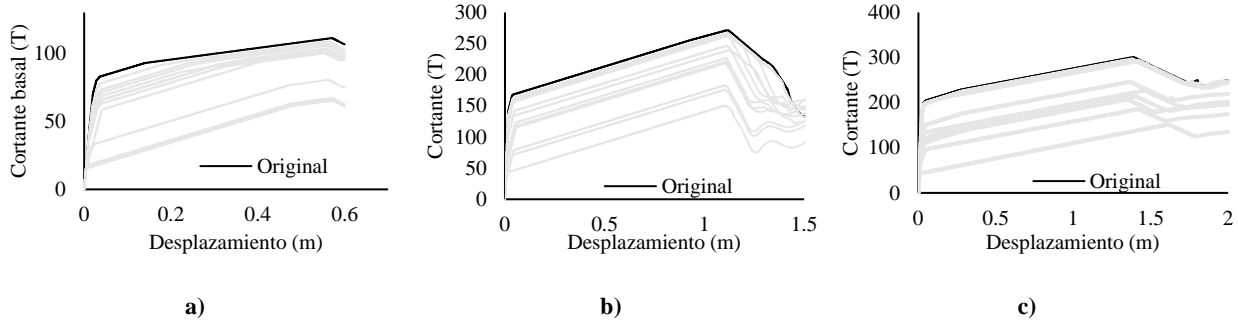


Fig. 4.14 Curvas de capacidad estáticas para estructuras a) de 1 nivel, b) 2 niveles, c) 3 niveles.

Al utilizar el enfoque explicado anteriormente, se cuantifica la pérdida de funcionalidad para cada evento sísmico, y se relaciona con la demanda de ductilidad (Fig. 4.15a). Posteriormente, un análisis de regresión no lineal permite generar una función de pérdida de funcionalidad, que depende del valor de μ que se alcance (Fig. 4.15b). Dicho modelo está regido por la Ec. (4.1), en donde α , β y γ son factores adimensionales de ajuste con valor de 6.00, 0.54 y 3.66, respectivamente. Este modelo representa una manera de estimar de manera rápida la pérdida de funcionalidad a partir de la respuesta estructural. Es importante hacer notar que, debido a la simpleza de los modelos estructurales propuestos (marcos planos esqueléticos y simétricos) es que es posible relacionar un parámetro como la ductilidad con el tipo de daño esperado.

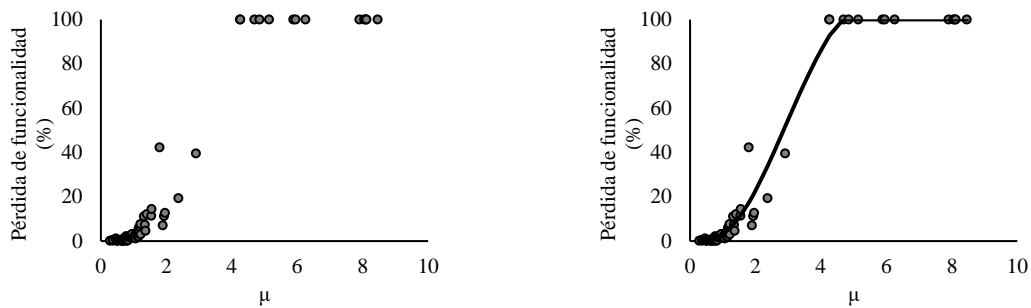


Fig. 4.15 Pérdida de funcionalidad en función de μ .

$$FL = \alpha \beta \left(\frac{1}{\mu}\right) \mu^\gamma \quad (4.1)$$

4.2.2.1) Pérdida de funcionalidad no estructural

Debido a que los elementos no estructurales y los contenidos afectan distintos niveles y en distinta medida, surge la pregunta ¿cómo involucrarlos en la pérdida de funcionalidad global? Para esto se propone escalarlos de manera proporcional a sus tiempos de reparación. Esta propuesta se encuentra fundamentada en el hecho de que la funcionalidad está ligada a los tiempos de recuperación, pues ambos parámetros reaccionan a la misma medida de respuesta estructural, la demanda de ductilidad.

La Tabla 4.7 muestra la propuesta para escalar la contribución de cada elemento no estructural a la funcionalidad global. La cual es relativa a su contribución al tiempo de recuperación total. Es necesario



mencionar que, para este fin, no se consideraron los tiempos de demora (zona plana del perfil de funcionalidad de la Fig. 2.3) pues esta no se considera relacionada con la ganancia o pérdida de funcionalidad.

Tabla 4.7 Factores de escalamiento utilizados para cada elemento no estructural considerado

Elemento	Estructuras de 1 nivel		Estructuras de 2 niveles		Estructuras de 3 niveles	
	Tiempo (días)	Factor	Tiempo (días)	Factor	Tiempo (días)	Factor
Estructura	170	0.540	244	0.457	340	0.439
Muros	89.8448	0.285	179.6896	0.337	269.5344	0.348
Ventanas	16.32	0.052	32.64	0.061	48.96	0.063
Plafones	26.764	0.085	53.528	0.100	80.292	0.104
Luminarias	11.88	0.038	23.76	0.045	35.64	0.046

La propuesta anterior permite tomar en cuenta, de manera simplificada, aunque racional, la contribución de los elementos no estructurales a la pérdida de funcionalidad total o global.

4.2.2) Modelos de tiempos de inactividad

4.2.2.1) *Tiempos de demora en inicio de reparaciones*

Una parte importante en los tiempos de inactividad post-sísmica son los tiempos que retrasan el inicio de las actividades de reparación, entre los cuales se encuentran: los tiempos de inspección, ingeniería, financiamiento, permisos y movilización a obra. Es por eso que en esta investigación se reconoce que debe llevarse a cabo una estimación de los tiempos asociados a cada factor de demora anteriormente mencionado. Desafortunadamente, esta es una de las áreas que mayor reto representa en la ingeniería sísmica, pues las incertidumbres de las variables involucradas dificultan la obtención de tiempos precisos, siendo las principales variables la importancia de la construcción, los recursos disponibles, el tamaño de la construcción, su ubicación y la magnitud del daño.

Con el fin de lograr la correcta estimación de los tiempos de demora, se adopta un enfoque similar al propuesto por Almufti y Willford (2013) quienes recopilan información por medio de entrevistas con especialistas en procesos de reparación post-sismo y obtiene valores medios para cada factor que retrasa las reparaciones. Lo anterior es replicado en esta investigación, pero para el contexto socioeconómico mexicano. Además, si se considera el caso particular de escuelas públicas, es posible eliminar la mayoría de las variables anteriores, tales como importancia, recursos y ubicación, quedando la magnitud del daño como el principal factor que afecta los tiempos de demora. Para lograr lo planteado, se requirió del asesoramiento de ingenieros, arquitectos y académicos que han tenido un rol en las rehabilitaciones posteriores a eventos sísmicos en México, así como una revisión bibliográfica del tema en cuestión (Baggio *et al.*, 2007; Almufti y Willford, 2013; Alcocer *et al.*, 2021).

Particularmente, para la evaluación de los tiempos de inspección y reingeniería se tomó como referencia la propuesta de Alcocer *et al.* (2021), en donde se indican tres etapas de inspección bien definidas:

- Método de evaluación rápida (MER): Después de la ocurrencia de un sismo, se procede a la evaluación rápida, la cual dura de 0.3 a 4 horas, y en donde se clasifica en “uso permitido”, “acceso



y uso restringidos” y “acceso prohibido”. Si la clasificación resulta en “uso permitido” ahí termina el proceso de inspección, ingeniería, movilización, permisos y financiamiento.

- Método de evaluación intermedia (MEI): Si el aviso es “acceso y uso restringidos” o “acceso prohibido” se recurre a una evaluación intermedia la cual dura de 1 a 4 horas y cuyo objetivo es el confirmar el aviso colocado tras la aplicación del MER, calculando de manera aproximada, la seguridad estructural del edificio ante fuerzas laterales inducidas por sismo. Para ello se procede en dos etapas, una en donde se revisa el edificio, midiendo y registrando el daño de acuerdo con los criterios establecidos en el documento “Evaluación post-sísmica de la infraestructura educativa en México” (Alcocer *et al.*, 2021) y la segunda etapa, en la cual se estima la seguridad estructural ante las fuerzas laterales inducidas por sismos, considerando factores de reducción de resistencia, rigidez y capacidad de deformación. Si la capacidad estructural es mayor a la demanda sísmica, se finaliza el proceso de inspección.
- Método de evaluación profunda (MEP): Si, por lo contrario, la capacidad estructural es menor que la demanda sísmica, calculadas con el procedimiento descrito, se deberá aplicar la Evaluación Profunda, según el nivel de priorización asignado. La MEP tiene como objetivo estimar la seguridad estructural con mayor precisión, decidir las estrategias y técnicas de rehabilitación y diseñarlas a fin de satisfacer los objetivos de desempeño establecidos.

Las etapas anteriormente descritas están secuenciadas, esto quiere decir que se requiere la realización de una para que proceda la siguiente y la ocurrencia de cada una está condicionada también a la magnitud del daño, es de esta manera que, el diagrama de la Fig. (4.16) permite, de manera racional, asignar tiempos aproximados (por especialistas) y relacionarlos con una respuesta estructural asociada al daño (distorsiones).

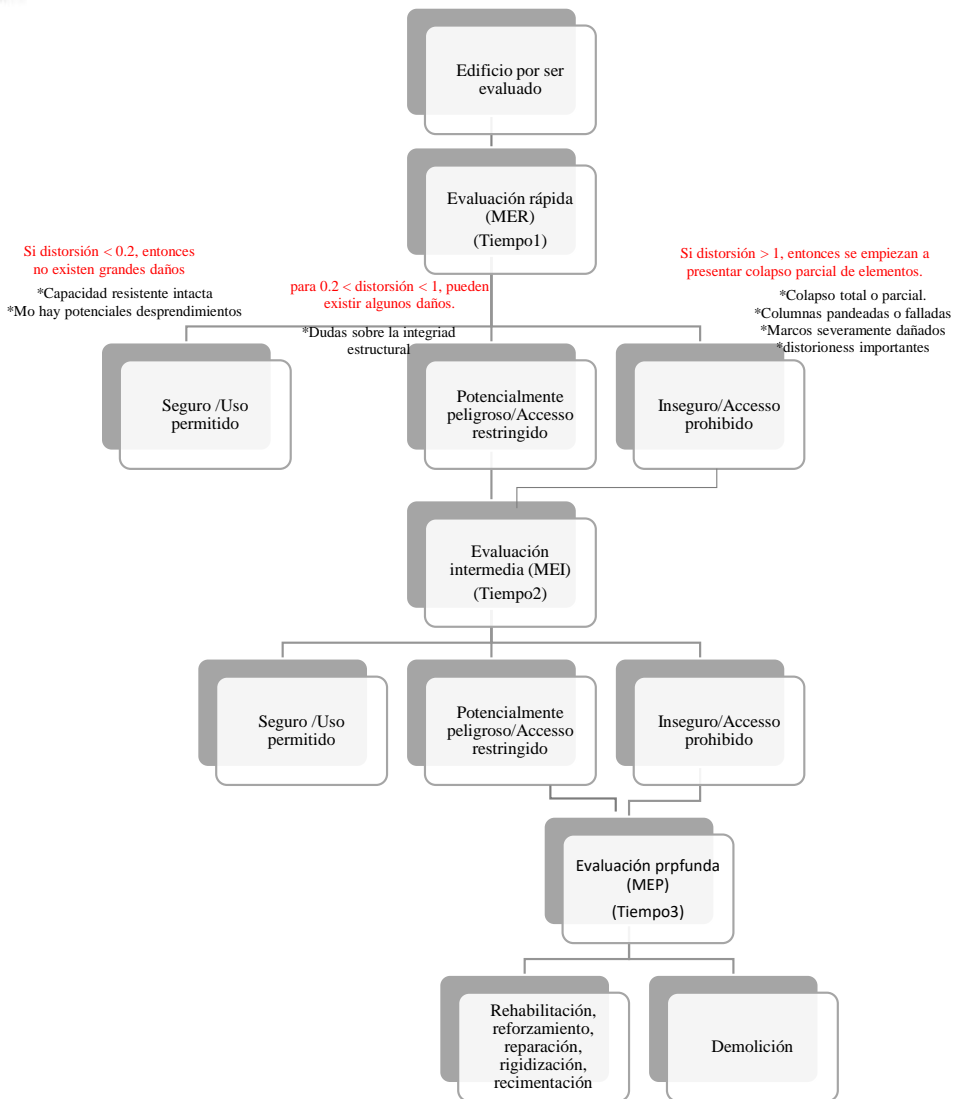


Fig. 4.16 Diagrama de flujo de los métodos de evaluación post sismo (adaptado de Alcocer *et al.*, 2021).

Los resultados de llevar a cabo la recopilación de información referente a tiempos medios y su relación con el daño se muestra, así como el ajuste de una función continua se muestra en la Fig. 4.17. Es notorio que, si bien existe una dispersión considerable en los datos mostrados, claramente hay una relación creciente entre la magnitud del daño (representada por medio de distorsiones) y los tiempos de inspección e ingeniería (Fig. 4.17a), y movilización (Fig. 4.17b). En dicha figura, puede notarse que, un daño inexistente (distorsiones pequeñas) está asociado a tiempos de inspección mínimos y tiempos de ingeniería nulos; sin embargo, a medida que el daño incrementa, se requieren procesos de inspección más detallados, por lo tanto, más actividades de cálculos e ingeniería.

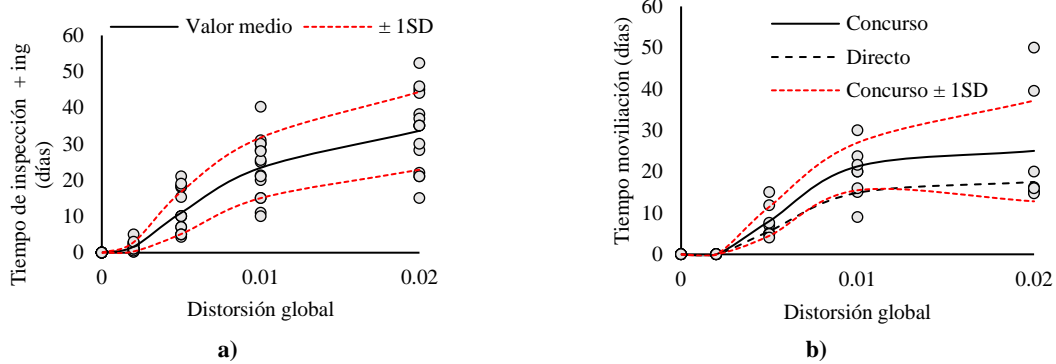


Fig. 4.17 a) Tiempos de inspección e ingeniería b) tiempos de movilización como una función de la respuesta estructural.

De manera similar, la Fig. 17b muestra que los tiempos de movilización se incrementan a medida que crece la respuesta estructural, presentándose dos enfoques: 1) considerando un proceso tradicional con concursos de obra (línea continua Fig. 17b), 2) un enfoque con asignación de obra directa (línea negra punteada Fig. 17b). Dado que el proceso de asignación directa lleva a tiempos de movilización menores, se espera que incremente los valores de resiliencia. Adicionalmente, también se muestra el valor medio ± 1 desviación estándar (1SD), en donde se puede apreciar que, en el caso de los tiempos de inspección e ingeniería, estos se encontrarán con un 70% de confianza en este rango, mientras que, para el caso de los tiempos de movilización, se presenta un 80% de confianza de que estos tiempos se encuentre entre ± 1 SD. Es importante mencionar que, en la estimación de los tiempos de movilización se toma en cuenta, de manera implícita, la mano de obra disponible, la necesidad de concursos de obra, la importancia de la estructura (hablando de escuelas) y la posible necesidad de grúas. Ya que estos factores no se toman como variables, se puede considerar que el tiempo aumenta a medida que se presentan mayores niveles de daño.

Al aplicar una regresión no lineal a los datos obtenidos se generan funciones que relacionan la distorsión global (D_{rift}) con los tiempos de inspección e ingeniería (I_{ET}), Ec. (4.2), y movilización a obra (MT), Ec. (4.3), en donde A, B, C y E, son factores de ajuste dimensionales con valores de -0.15, 0.00007, 34.63 y 1.97, respectivamente. Mientras que, θ , η y κ valen 23.72, 3.34 y 0.0063, respectivamente.

$$I_{ET} = \frac{AB + CD_{rift}^E}{B + D_{rift}^E} \quad (4.2)$$

$$MT = \frac{\theta D_{rift}^\eta}{\kappa^\eta + x^\eta} \quad (4.3)$$

Finalmente, los tiempos de demora asociados a los permisos y financiamientos se proponen de acuerdo con la limitada literatura disponible, entre la cual se encuentra documentos del INIFED (ahora en proceso de liquidación), en donde se indica que, como parte de las estrategias para la evaluación del daño y planes de contingencia, el manejo de los recursos requiere realizar una requisición formal a la Secretaría de Gobierno, informando los recursos necesarios y presentado un plan de acción. Lo anterior es un proceso que cuya



duración se estima en 7 días. Posteriormente, la Secretaría de Gobierno responde la solicitud en 2 días, tras una revisión y verificación de la información presentada (INIFED, 2019). Además, de acuerdo con los Lineamientos Técnicos para la Revisión de la Seguridad de Planteles Educativos en la Ciudad de México Después de un Sismo (Gob CDMX-C, 2019) las estructuras estudiadas se encuentran en la zona de actuación prioritaria para la evaluación y rehabilitación de escuelas (Fig. 4.18), delimitada al norte por: Eje 3 Norte y Avenida 602 en la Alcaldía Gustavo A. Madero; y Calle Oriente 16 y Vía Tapo. Al oriente: Eje 4 Oriente en las Alcaldías Venustiano Carranza e Iztacalco; y Eje 3 Oriente en las Alcaldías Iztapalapa y Coyoacán. Al sur: Anillo Periférico en las Alcaldías Tlalpan y Coyoacán. Al poniente: Av. Insurgentes Sur en la Alcaldía Coyoacán; Av. Revolución en la Alcaldía Benito Juárez; y Eje 4 Poniente en las Alcaldías Miguel Hidalgo y Azcapotzalco. Debido a lo anterior, se considera razonable asumir que los tiempos de permisos y financiamientos se deben de respetar en la medida de lo posible.



Fig. 4.18 Zona de actuación prioritaria (Gob CDMX-C, 2019).

Es posible usar la información anterior por las autoridades correspondientes, esto en conjunto con el sector privado de la industria de la construcción, de tal forma que se permitan crear estrategias preventivas y de respuesta rápida ante eventos sísmicos.

4.2.1.1.1) Otros tiempos de demora

Existen otros factores que pueden involucrarse en el aplazamiento de las actividades de reparación, aumentando los tiempos de inactividad. Entre los cuales se encuentran los tiempos debidos al cierre temporal o permanente de edificios aledaños por daños severos, necesidad de demolición o riesgo de colapso. Este es un factor que no puede relacionarse de manera alguna con la respuesta estructural del edificio de estudio, pues depende del comportamiento de estructuras vecinas. De manera similar, el cierre por complicaciones en las vías de acceso al inmueble es una situación que podría ocurrir y que, sin embargo, es difícil o imposible de relacionar con el daño estructural de la estructura estudiada. Esto provoca que el



inmueble quede totalmente inhabilitado desde la ocurrencia del sismo hasta la finalización de las tareas de acarreo de escombros del edificio demolido o colapsado.

También es importante mencionar que la afectación a la infraestructura encargada de proveer servicios de agua, luz, gas, drenaje y telecomunicaciones tiene consecuencias significativas en el tiempo de inactividad de un inmueble. Ortiz y Reinoso (2020) señalan que, después del sismo del 19 de septiembre de 2017, los daños a postes, cables, transformadores y subestaciones eléctricas (Fig. 4.19) produjeron cortes en el servicio de luz brindado por la Comisión Federal de Electricidad (CFE), afectando a 4.8 millones de clientes. La falta de energía eléctrica produjo efectos negativos en una gran cantidad de negocios. Por ejemplo, la empresa Oxxo cerró el 30 % de sus sucursales en la capital de México por esta razón.



Fig. 4.19 Daños en la subestación Yautepec. Morelos ocasionados por el sismo del 19 de septiembre de 2017 (Imagen tomada de González N., 2017).

En cuanto al servicio de agua potable, la CONAGUA reportó afectaciones a aproximadamente seis millones de personas por corte de agua debido a diversas fugas en los ramales de acueductos de Peñón-Texcoco, Tláhuac-Nezahualcóyotl y Mixquic-Santa Catarina (Fig. 4.20), así como daños en equipos electrónicos, transformadores y bombas. El grado del daño y lo complicado de la reparación de este tipo de infraestructura provocó suspensiones de hasta 10 días del servicio de abastecimiento de agua (Ortiz y Reinoso, 2020).

Las redes de telecomunicaciones no sufrieron daños significativos, presentado problemas durante algunas horas después de la ocurrencia del sismo debido a la alta demanda por parte de los usuarios que saturaron el sistema al intentar comunicarse con familiares y amigos para reportar la situación (Reinoso y Ortiz, 2020). Finalmente, a pesar de existir cuantiosas fugas de gas y algunas explosiones en la Ciudad de México, el servicio solo se inhabilitó en los edificios dañados durante el proceso de reparación, así mismo, se recomendó a la población general cerrar las llaves de gas durante el día del evento sísmico.



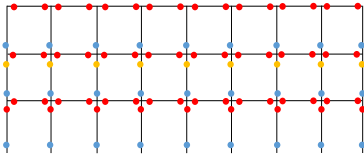
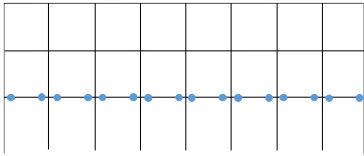
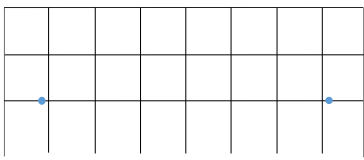
Fig. 4.20 Fugas en red primaria de la Ciudad de México derivadas del sismo del 19 de septiembre de 2017 (Ayala, 2019).

Estos factores, a pesar de ser importantes y merecer ser mencionados, son difícilmente relacionables con el daño estructural por lo que su incorporación al cálculo de la resiliencia sísmica queda fuera del alcance de este proyecto de investigación.

4.2.2.2) Tiempo de reparación estructural

Para cuantificar los tiempos de reparación de una estructura dañada, deben estudiarse los daños físicos sobre la misma y evaluar qué técnicas de reparación son pertinentes. Los daños físicos en cada elemento de concreto se pueden describir dependiendo de la severidad de la rotación plástica presentada (FEMA, 2012), esta información, en conjunto con la localización de cada rotación, da la configuración de los elementos dañados en una estructura. Más aún, al conocerse las condiciones de daño, es posible proponer programas de reparación pertinentes para llevar a la estructura a un nivel de funcionalidad total nuevamente. Dichas medidas de reparación comprenden los métodos más comúnmente utilizados en la rehabilitación escolar en México y, entre otros, involucran el relleno de grietas con resina, el uso de capas de fibras de carbono, el encamisado de sección con acero y el aumento de sección con concreto (Alcocer *et al.*, 2019).

Al tomarse como referencia los resultados de la Fig. 4.9, se puede inferir que, al contar con la demanda de ductilidad, se puede estimar un programa de reparación asociado, lo cual lleva a un tiempo de reparación. Lo anterior se ve reflejado en las Figs. 4.21 a 4.23, las cuales presentan programas de obra para casos específicos de daño en estructuras de 1, 2 y 3 niveles respectivamente.

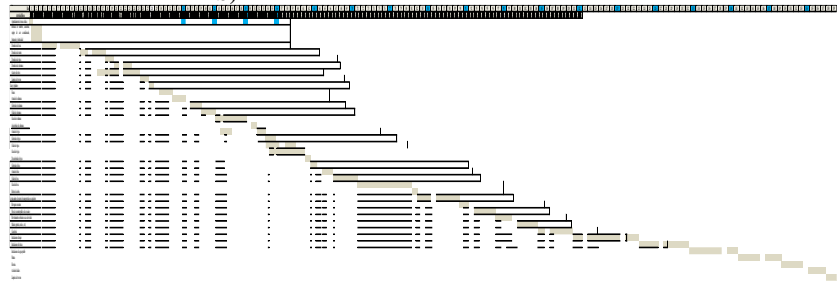


Actividad\ Horas	1 día			2 días				
	2	4	6	8	2	4	6	8
Preparar area de trabajo								
Limpieza								
Relleno de grietas con resina epóxica								
Remover imperfecciones de superficie								
Limpieza								

a)

Actividad\Hora	Días							
	1			2			3	
	2	4	6	8	2	4	6	8
Preparar area de trabajo								
Limpieza								
Relleno grietas con resina epóxica								
Remover imperfecciones de superficie								
Limpieza								

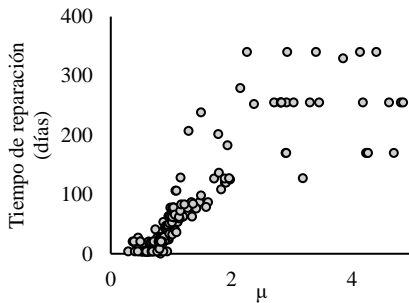
b)



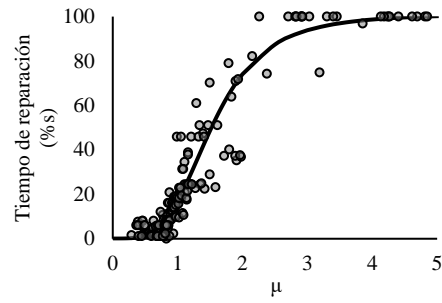
c)

Fig. 4.23 Distintas configuraciones de daño en estructuras de 3 niveles y programas de obra propuestos para su rehabilitación a) 2 vigas con daño ligero, b) 6 vigas con daño ligero y 2 vigas con daño moderado, c) 16 vigas con daño moderado, 2 vigas con daño ligero y 18 columnas con daño ligero.

En las figuras anteriores resalta que, en términos absolutos, los tiempos de reparación incrementan significativamente, a medida que aumenta el tamaño de la estructura, por lo que, al estudiar los resultados de todas las estructuras, no se tiene una tendencia clara acerca de la relación μ - tiempos de reparación (Fig. 4.24a). Por lo tanto, se lleva a cabo una normalización del tiempo de reparación, respecto al tiempo máximo de reconstrucción, obteniendo una relación creciente entre la demanda de ductilidad y los tiempos de reparación relativos (Fig. 4.24b). Al aplicar una regresión no lineal a los datos obtenidos se genera una función de los tiempos de reparación en relación a los valores de μ , cuyo comportamiento está regido por la Ec. (4.4), en donde a, b y c son factores adimensionales de ajuste con valores de 101.45, 1.53 y -3.73, respectivamente.



a)



b)

Fig. 4.24 Tiempo de reparación vs demanda de ductilidad a) tiempos absolutos, b) tiempos relativos.



$$RT = \frac{a}{1 + \left(\frac{\mu}{b}\right)^c} \quad (4.4)$$

De este modelo es notorio que, para valores de demanda de ductilidad menores a uno se presentan ya tiempos de reparación mayores a cero, lo cual se debe a que, si bien una demanda de ductilidad global menor a uno significa que no hay daño significativo a nivel estructura, si puede existir ya fluencia y daño local en ciertos elementos, lo cual lleva a cierto tiempo de reparación.

4.2.2.3) Tiempo de reparación no estructural

La estimación del daño en elementos no estructurales es de gran relevancia para la funcionalidad en edificaciones, pues la correcta operabilidad de estas estructuras depende del correcto funcionamiento de la parte no estructural e incluso de los contenidos. Adicionalmente, las fallas en este tipo de elementos pueden comprometer la integridad de los habitantes, en particular en escuelas públicas (González *et al.*, 2020), razones por las que, en la presente investigación, se tomará en cuenta la parte no estructural al cuantificar la resiliencia.

Los elementos no estructurales para tomar en cuenta se definieron a partir de los criterios del Instituto Nacional para la Evaluación de la Educación (INEE, 2019) en su sección de mobiliario y equipo educativo básico en aulas escolares, en donde se especifica que los escritorios, sillas, pizarrones, repisas, luminarias, plafones, dispensadores de agua, ventas y sistemas de drenaje son indispensables para un funcionamiento adecuado de las instituciones de educación básica. Dentro de estos elementos, las ventanas, luminarias y plafones se seleccionaron como los más relevantes en términos de resiliencia, incluyéndose, además, muros de mampostería, propuesta llevada a cabo en conjunto con académicos y administrativos actualmente laborando en instituciones educativas.

Los tiempos de reparación para cada uno de los elementos previamente mencionados, se obtienen de la base de datos para la evaluación del desempeño de la FEMA (2018), que muestra no solo la probabilidad de ocurrencia de ciertos estados de daño, sino también, funciones de consecuencia asociadas a dichos daños. Esto se muestra en las Tablas 4.8 a 4.11.

Tabla 4.8 Tiempos de reparación para distintos estados de daño en muros con refuerzo ordinario o especial con celdas parcial o totalmente agrupadas, dominado por cortante o flexión, con espesores de 10 a 30 cm y altura de hasta 3.6m (adaptación FEMA, 2018)

Muros	Descripción	Reparación	Tiempo de reparación (días)
DS1	Pocas grietas por flexión y cortante. Ligera fluencia de refuerzo vertical de los extremos. No hay desprendimiento de concreto. No hay fractura o pandeo del refuerzo vertical. No hay daño estructural significativo.	Reparación cosmética. Relleno de grietas y pintura.	0.5635
DS2	Numerosas grietas y agrietamiento diagonal residual con ancho menor a 1/64 in. No hay fractura o pandeo del refuerzo vertical. Deformación residual pequeña.	Remover mampostería suelta. Rellenar desprendimientos con grout. Inyección epóxica. Pintura en cada lado.	3.9247
DS3	Agrietamiento severo con grietas residuales de ancho mayor a 1/32 in. Fractura o pandeo del refuerzo vertical. Deformación residual significativa.	Demoler muro existente. Construir nuevo muro.	5.6153



Tabla 4.9 Tiempos de reparación para distintos estados de daño en ventanas de fachada genérica con vidrio monolítico, sin especificación de laminado o tipo de vidrio y con relación de aspecto de 6:5 (adaptación FEMA, 2018)

Ventanas	Descripción	Reparación	Tiempo de reparación (días)
DS1	Falla del sello	Retirar vidrio para reemplazar el sello dañado	0.68
DS2	Agrietamiento de vidrio	Reemplazar pieza de vidrio agrietada	1.02
DS3	Colapso del vidrio	Reemplazar pieza de vidrio, cubrir apertura temporalmente	1.02

Tabla 4.10 Tiempos de reparación para distintos estados de daño en luminarias diseñadas para sismo, suspendidas entre 30 y 60cm del techo y soportadas por dos o más cables (adaptación FEMA, 2018)

Luminarias	Descripción	Reparación (FEMA)	Tiempo de reparación (días)
DS1	Desmantelamiento del sistema de varillas en la conexión con la luminaria, falla por fatiga de la varilla roscada; desprendimiento de las varillas fijadas al techo.	Reemplazar luminarias dañadas	0.99

Tabla 4.11 Tiempos de reparación para distintos estados de daño en plafones que cubren un área aproximada <math>< 25\text{m}^2</math> y con soporte vertical (adaptación FEMA, 2018)

Plafones	Descripción	Reparación (FEMA)	Tiempo de reparación (días)
DS1	5% de la malla del plafón dañado.	Reinstalar, repara, o reemplazar 5% del área del plafón dañada	0.4193
DS2	30% de la malla del plafón dañado.	Reemplazar 30% del plafón	3.2425
DS3	50% de la malla del plafón dañado	Reemplazo de todo el plafón	6.691

Las probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño, dada una medida de respuesta estructural, se presentan a través de las curvas de fragilidad (Fig. 4.25). Estas pueden obtenerse con métodos empíricos, analíticos o consultando la literatura disponible, lo cual se realizó en esta investigación (FEMA, 2018). También, es de relevancia hacer notar que, las mencionadas funciones de fragilidad, están relacionadas con parámetros a los que son sensibles los elementos no estructurales (Miranda y Taghavi, 2003), siendo para el caso de muros y ventanas, la distorsión de entrepiso (ID) y para el caso de plafones y luminarias, las aceleraciones de entrepiso (PFA).

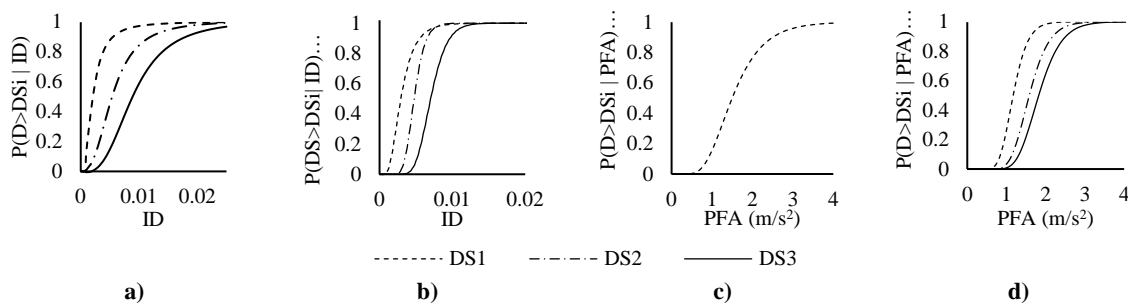


Fig. 4.25 Funciones de fragilidad para distintos estados de daño en a) muros, b) ventanas, c) luminarias y d) plafones.



Utilizando las curvas de fragilidad anteriores en conjunto con los tiempos de reparación asociados a cada estado de daño, es posible definir curvas de valores esperados, utilizando la Ec. (4.5).

$$E(RT) = \sum_{j=1}^{NDS} E(RT | DS_j) \cdot \Pr(DS_j | ID \text{ o } PFA) \quad (4.5)$$

donde NDS es el número de estados de daño considerados, $E(RT | DS_j)$ es el tiempo de reparación medio que se presenta dado un estado de daño, DS_j , y $\Pr(DS_j | ID \text{ o } PFA)$ es la probabilidad de que se presente un estado de daño, asociado a un cierto tiempo de reparación, RT_j , dada una medida de respuesta estructural (ID o PFA). La Fig. 4.26 muestra las curvas de tiempo de reparación esperados en los elementos no estructurales considerados.

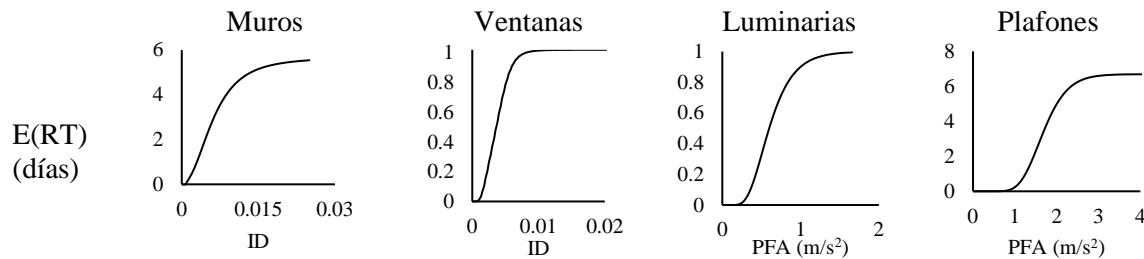


Fig. 4.26 Curvas de tiempo de reparación esperado para elementos no estructurales.

4.2.2.3.1 Definición de demandas de piso

Las curvas de $E(FL)$ y $E(RT)$ para elementos no estructurales, anteriormente obtenidas, permiten conocer los parámetros de resiliencia (funcionalidad y tiempos) asociados a muros, ventanas, luminarias, etc., dada la respuesta de la estructura ante acciones sísmicas. Sin embargo, en este caso, no basta con definir la respuesta global, sino que es necesario conocer el comportamiento estructura en términos de desplazamientos relativos (ID) y aceleraciones (PFA) en cada nivel de la edificación, para luego estudiar la resiliencia en toda la estructura habiéndose dañado elementos no estructurales en distintos pisos de la misma.

Aceleración máxima de entrepiso (PFA)

Las consecuencias negativas que vienen acompañadas de la presencia de aceleraciones de entrepiso importantes, han motivado el desarrollo de formulaciones que permitan estimar este parámetro de respuesta, algunos de las cuales utilizan ecuaciones empíricas simplificadas, mientras que otras llevan a cabo procedimientos más refinados, involucrando un mayor número de variables.

Ejemplos de procedimientos simplificados se encuentran en algunos reglamentos de construcción, por ejemplo, las NTCS (Gob CDMX-A, 2020), las cuales dictan que las aceleraciones de piso deben de estimarse aplicando un factor de amplificación a la aceleración máxima del terreno (PGA), tal como se muestra en la Ec. (4.6).



$$PFA_i = \left[\left(\frac{h_i}{h_n} \right) \left(\frac{a_n}{a_0} - 1 \right) + 1 \right] \cdot a_0 \quad (4.6)$$

donde, PFA_i es la aceleración máxima de piso i , h_i la altura del i -ésimo nivel, h_n la altura total de la estructura, a_0 es la PGA, y a_n se estima de manera aproximada con la Ec. (4.7) y a_1 es la ordenada del espectro elástico de aceleraciones para el periodo fundamental del sistema, Q' es el factor de reducción por comportamiento sísmico y S es el número de niveles.

$$a_n = \sqrt{\left(\frac{1.6a_1}{Q'} \right)^2 + (\max((1.4\sqrt{S-1}, 5)) a_0)^2} \quad (4.7)$$

Otro ejemplo se presenta en lo establecido por el Comité Europeo para la Normalización, a través del Código Europeo (CEN, 2004), norma que utiliza la Ec. (4.8) para estimar la aceleración en los elementos no estructurales y contenidos. En donde a_g es la PGA de diseño, la cual también considera el factor de importancia del edificio, g es la aceleración de la gravedad, Se es el factor que toma en cuenta efectos de sitio, T_s es el periodo fundamental de los elementos no estructurales, T_1 es el periodo fundamental de la estructura principal en la dirección analizada, z es la altura relativa al suelo, y h_n es la altura de la estructura.

$$S_a = \frac{a_g}{g} Se \left[\frac{3 \left(1 + \frac{z}{h_n} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_s}{T_1} \right)^2} - 0.5 \right] \leq \frac{a_g}{g} Se \quad (4.8)$$

Al considerar un T_s igual a 0, la Ec. (4.8) produce resultados aproximados de las aceleraciones de entrepiso, variando desde la PGA a nivel del suelo, hasta 2.5 veces la PGA a nivel de azotea.

A pesar de la simpleza y rapidez de implementación de las formulaciones anteriormente descritas, existen métodos más sofisticados, dentro de los que destaca el propuesto por Vukobratovic y Fajfar (2016) quienes presentan una metodología para estimar las aceleraciones en elementos no estructurales y contenidos, tomando en cuenta efectos no lineales, tanto de la estructura principal como de los elementos a evaluar. Adicionalmente, este método considera la contribución de distintos modos de vibrar, con lo cual se toma en cuenta la posibilidad de que el periodo del elemento no estructural coincida con alguno de los periodos modales superiores. Para ello, se desarrollan las Ec. (4.9) y (4.10), concerniendo la primera a una zona de no resonancia y la segunda a una zona de resonancia.

$$AS_{i,j} = \frac{\Gamma_i \cdot \varphi_{i,j}}{\left| \left(\frac{T_s}{T_{pi}} \right)^2 - 1 \right|} \sqrt{\left(\frac{S_{ep,i}}{R_\mu} \right)^2 + \left(\left(\frac{T_s}{T_{pi}} \right)^2 \cdot S_{es} \right)^2} \quad T_s \neq T_p \quad (4.9)$$



$$As_{i,j} = \Gamma_i \cdot \varphi_{i,j} \frac{S_{ep,i}}{R_\mu} \cdot \left\{ \begin{array}{l} 2.5 \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_s}} \rightarrow \frac{T_{pi}}{T_c} = 0 \\ \text{Lineal entre } \frac{T_{pi}}{T_c} = 0 \text{ y } \frac{T_{pi}}{T_c} = 0.2 \\ \frac{10}{\sqrt{\xi_s}} \rightarrow \frac{T_{pi}}{T_c} > 0.2 \end{array} \right\} T_s = T_p \quad (4.10)$$

En las ecuaciones anteriores, $As_{i,j}$ es la aceleración experimentada por el elemento no estructural en el modo i y en el piso j (en g), Γ_i es el factor de participación modal, $\varphi_{i,j}$ es la amplitud de la forma modal normalizada, en el modo i y piso j , T_s es el periodo del elemento no estructural, T_{pi} es el periodo modal de la estructura principal, $S_{ep,i}$ es la demanda sísmica asociada con el periodo modal T_{pi} (en g), S_{es} es la demanda sísmica asociada con el periodo T_s (en g), R_μ es el factor de comportamiento no lineal, T_c es el periodo característico del movimiento del terreno, y ξ_s es el amortiguamiento del elemento no estructural. R_μ se calcula con la Ec. (4.11) cuando se trata del primer modo y (4.12) para modos superiores.

$$R_{\mu,i=1} = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{T_p^*}{T_c} (\mu - 1) + 1 & \rightarrow T_p^* < T_c \\ \mu & \rightarrow T_p^* \geq T_c \end{array} \right\} \quad (4.11)$$

$$R_{\mu,i>1} = \frac{R_{\mu,i=1}}{(1 + \alpha (\mu - 1))} \quad (4.12)$$

Con μ representado la demanda de ductilidad del sistema y α la relación de rigidez elástica a rigidez de post fluencia.

Las demandas sobre los elementos no estructurales se definen para cada modo i y para cada nivel j , y la incursión en el rango inelástico se toma en cuenta obteniendo demandas para un periodo inelástico T_{NL} , el cual es igual al producto del periodo fundamental por la ductilidad del sistema, Ec. (4.13).

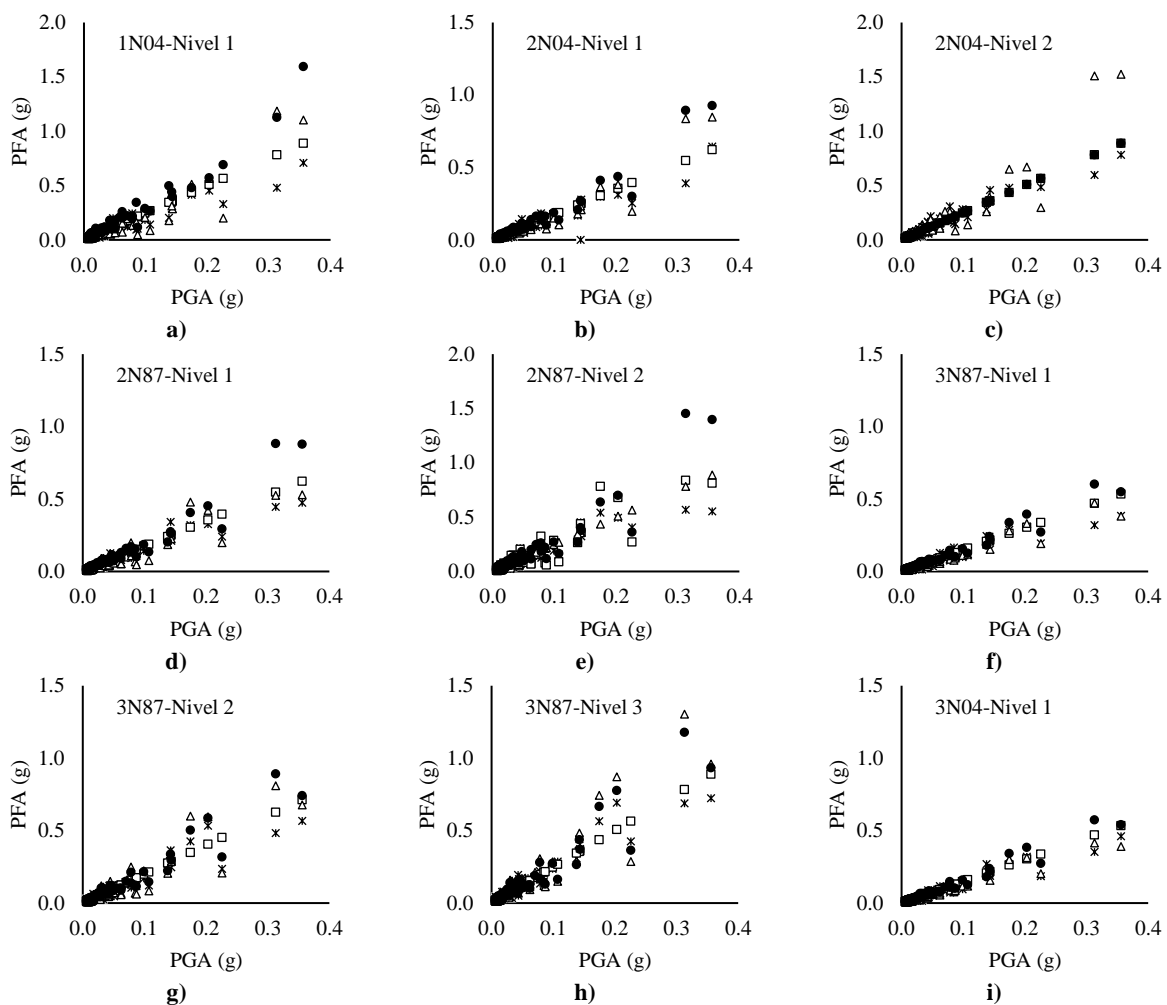
$$T_{NL} = T_{p,i=1} \cdot \mu \quad (4.13)$$

Finalmente, se utiliza la superposición de modos, mediante el criterio de máximo valor probable (SRSS) propuesta por Rosenblueth (1951), para obtener las S_a máximas en los elementos no estructurales de cada nivel.

Este método solventa varias de las carencias de los métodos aproximados, como son el tomar en cuenta todos los modos de vibrar y periodos superiores y la no linealidad de las estructuras, sin embargo, el costo computacional es mayor y los parámetros necesitados más numerosos, por lo que, se considera necesario ponderar la eficiencia de cada método realizando una comparación entre estos. Para ello, se toman como referencia los resultados de los ANL realizados en los modelos de escuelas de distintos niveles y procesados en términos de aceleraciones de entrepiso. Dado que no se cuenta con información de edificios instrumentados que permitan conocer las PFA reales, los valores de los análisis se tomarán como valores exactos.



La Fig. 4.27 muestra las PFA obtenidas en OpenSees, así mismo, las estimaciones realizadas con ecuaciones de las NTC-2020 (Gob CDMX-A, 2020), del Código Europeo (CEN, 2004) y las expuestas por Vukobratovic y Fajfar (2016). Se observa que el método de Vukobratovic y Fajfar es el que se aproxima mejor a los resultados reales de PFA, lo cual es particularmente notorio en niveles superiores, en donde se aprecia una relación PGA-PFA más compleja (Fig. 4.27c, e, h, k), sin embargo, la evaluación con NTC y con el Eurocódigo llevan a resultados razonables considerando la simplicidad de dichos métodos. Finalmente, es claro que la selección de la formulación a utilizar depende de los objetivos y recursos (de tiempo y computacionales) de quien implemente estos métodos, no obstante, en esta investigación se recurre a lo propuesto en las NTC, pues se considera de una precisión aceptable, tal como lo avalan los resultados mostrados en la Fig. 4.27.



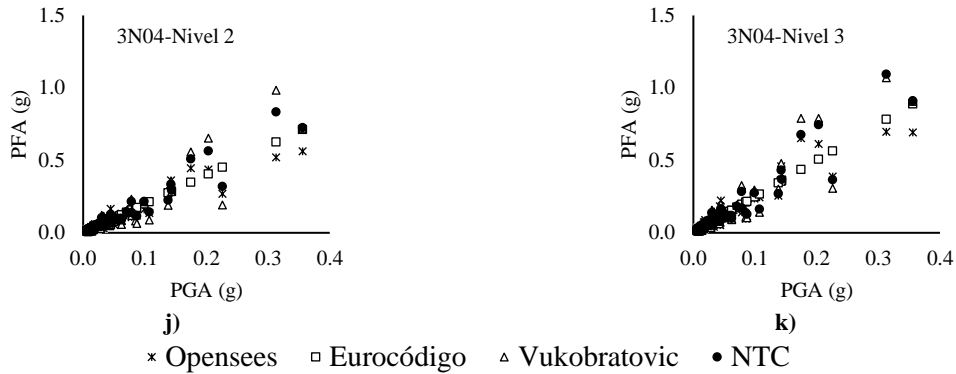


Fig. 4.27 PFA para distintas estructuras y distintos niveles, reales, estimadas con las NTC, el Código Europeo, y con el método de Vukobratovic y Fajfar (2016).

Estimación de las distorsiones de entrepiso

La distorsión de entrepiso es uno de los parámetros de respuesta que mejor se relaciona al daño en elementos no estructurales por lo que varios autores han desarrollado metodologías para su estimación. Por ejemplo, Akkar *et al.* (2005) y Akkar y Ay (2008) calculan las distorsiones máximas de entrepiso ($MIDR_{ie}$) considerando un marco plano equivalente a una viga de cortante. Por otro lado, Caterino y Cosenza (2013) sugieren un método que consiste en estimar la rigidez de piso, calcular las masas modales, aproximar el periodo estructural con alguna fórmula empírica (*e.g.* Chopra, 2006; Paulay y Priestley, 1992), posteriormente se calcula la distribución de fuerzas laterales de acuerdo con algún método simplificado, como los establecidos en algunas normativas de diseño, así se obtienen los cortantes de piso, los desplazamientos y finalmente las distorsiones.

Otra forma de estimar las distorsiones, es el uso de las propiedades modales en conjunto con conceptos del método de respuesta modal espectral, ponderando los valores de seudodesplazamiento (S_{di}) por el factor de participación modal y la amplitud de la forma modal normalizada, Ec. (4.14).

$$U_{i,j} = \Gamma_i \cdot \varphi_{i,j} \cdot S_{d_{i,j}} \quad (4.14)$$

En donde $U_{i,j}$ es el desplazamiento asociado a un modo i para un nivel determinado j . Para tomar en cuenta el comportamiento no lineal se puede considerar un incremento en el periodo fundamental y calcular el desplazamiento para ese modo (Vukobratovic Y Fajfar, 2016). Posteriormente se calculan las distorsiones para cada modo i y cada nivel j para finalmente utilizar una técnica de combinación modal (SRSS o CQC) y encontrar la ID.

Distorsiones de entrepiso calculadas

Los valores de ID teóricos se calcularon para distintos eventos sísmicos, utilizando tanto las estimaciones del método de Akkar y Ay (2008), como el basado en respuesta modal espectral y posteriormente se compararon con valores de PGA asociados a dichos sismos, de tal manera que se tienen las gráficas de la Fig. 4.28.

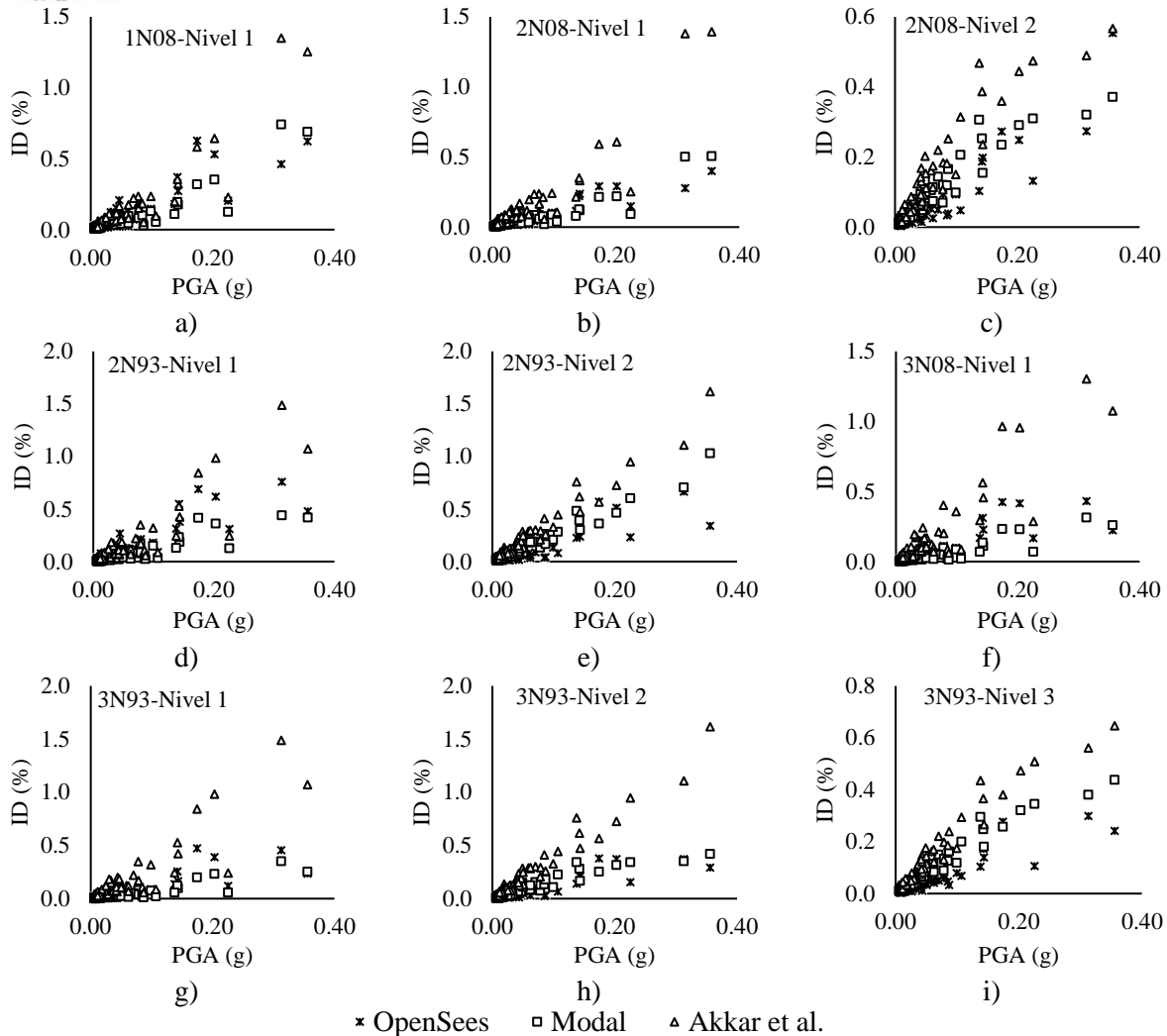


Fig. 4.28 ID para estructuras con distintos niveles y distintos años de construcción.

Se observa que el método propuesto por Akkar y Ay (2008) tiende a sobreestimar las distorsiones, lo cual se acentúa más a medida que se evalúan pisos superiores, aunque se podría argumentar que esto se encuentra del lado de la seguridad. Por otro lado, el método basado en respuesta modal espectral se ajusta significativamente mejor a las *ID* reales, mostrando solo algunos puntos en donde se subestiman las distorsiones (e.g. Fig. 4.28d), por lo tanto, se utilizará dicho enfoque para la estimación de las *ID* en este estudio.

4.3) Análisis en osciladores de 1 grado de libertad

Las discusiones de los puntos anteriores permiten concluir que es posible obtener los parámetros que caracterizan la resiliencia sísmica a partir de la respuesta estructural en términos de desplazamiento, ductilidad, distorsión y aceleración de entrepiso, medidas que se pueden estimar en modelos de osciladores de 1 grado de libertad (1GDL).



La bondad de usar modelos de referencia de 1GDL, es que permite llevar a cabo numerosos análisis obteniendo una gran cantidad de resultados, con los cuales se puede realizar un análisis estadístico. Con este fin, se creó una familia de osciladores con las siguientes características:

- Resistencias de fluencia que van de los 10 cm/s^2 a los 2000 cm/s^2 con un incremento de resistencia de 10 cm/s^2 . Esto con la finalidad de contemplar todos los estados de daño posibles, dado que la PGA máxima de los registros sísmicos empleados es de aproximadamente 2000 cm/s^2 .
- Amortiguamiento de 5% respecto al crítico.
- Intervalo de periodos de 0.1 a 3.0 s, con un incremento de 0.1s. A pesar de que, las estructuras estudiadas tienen periodos máximos de 0.8 s, se desea estudiar un rango de periodos más amplio con el fin de validar el espectro de diseño al comparar el periodo dominante con el del espectro de peligro uniforme (EPU) del sitio de estudio.
- Para el caso de la relación de rigidez post-fluencia a la rigidez inicial se decidió tomar valores de entre 0.05 y 0.08 para periodos cortos ($T \leq 0.5$ s) y valores de 0.1 para el caso de periodos largos ($T > 0.5$ s) (Buendía, 2016).
- La ductilidad última del oscilador es obtenida como la razón entre el desplazamiento último y el desplazamiento fluencia. El desplazamiento último fue asociado a una distorsión de falla de 0.03 mientras que la altura del oscilador se estima en función de su periodo de vibrar (Chopra y Goel, 2000).
- La no linealidad se toma en cuenta usando el modelo de comportamiento histerético de Ibarra-Medina-Krawinkler modificado (Ibarra *et al.*, 2005).

Una vez definidas las características de las estructuras de referencia, se procede a caracterizar la sismicidad de la zona utilizando registros sísmicos sintéticos asociados a la brecha de Guerrero y a la estación acelerométrica SCT, obtenidos con un método de suma estocástica con EGF usando dos semillas distintas. En total se utilizaron 1000 registros sísmicos con magnitudes entre 7.2 y 8.2 con un incremento de magnitud de 0.1, de tal forma que abarquen los sismos que han causado grandes daños en la zona de estudio, teniendo un total de 11,000 registros.

4.3.1) Espectros de respuesta inelásticos

Un espectro de respuesta elástico engloba el conjunto de repuestas máximas de todos los sistemas lineales de 1GDL posibles, sometidos a un registro sísmico en particular (Chopra, 2006), tomando en cuenta la rigidez, la masa y la frecuencia natural del sistema. En contraste, los espectros inelásticos, toman en cuenta, adicional a lo anterior, la resistencia de fluencia y la degradación de rigidez, mostrando el comportamiento no lineal del sistema una vez superada su resistencia y considerando de manera implícita la presencia de daño (Buendía, 2016).

Como se mencionó, una de las particularidades de los espectros de respuesta inelásticos, es que pueden estar asociados a una resistencia constante para todo el rango de periodos considerado. Es de esta manera que se han desarrollado espectros cuyo parámetro de respuesta es un índice de daño, llamados espectros de daño (Borzognia y Bertero, 2003) y representan la variación de un índice de daño dada una fuerza de fluencia específica (Fig. 4.29).

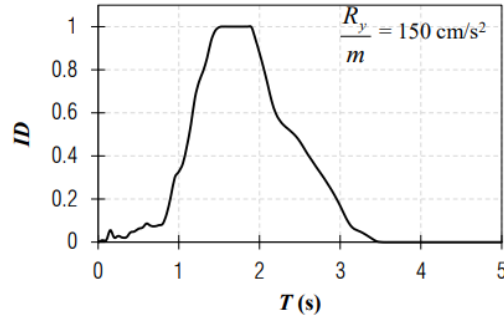


Fig. 4.29 Espectro de daño asociado a una resistencia constante de 150 cm/s^2 y sometido al sismo del 19 de septiembre de 1985 (Buendía, 2016).

Inspirados por lo descrito anteriormente, en esta investigación se procesa la respuesta de osciladores de 1GDL en términos de tiempos de reparación, tiempos de demora, tiempos de inactividad, pérdida de funcionalidad y resiliencia sísmica. Las Figs. 4.30 a 4.35 presentan los espectros de respuestas promedio para 50 registros sísmicos representativos de sismos de M7.2 y para distintos valores de resistencia.

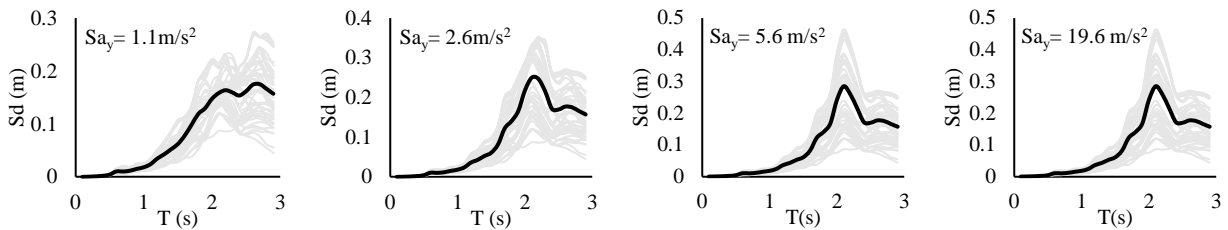


Fig. 4.30 Espectros de respuesta de seudodesplazamiento. Ejemplos para varios niveles de resistencia.

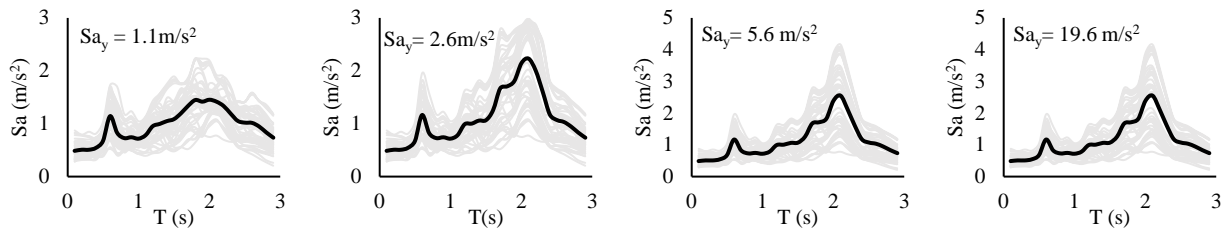


Fig. 4.31 Espectros de respuesta de pseudoaceleración. Ejemplos para varios niveles de resistencia.

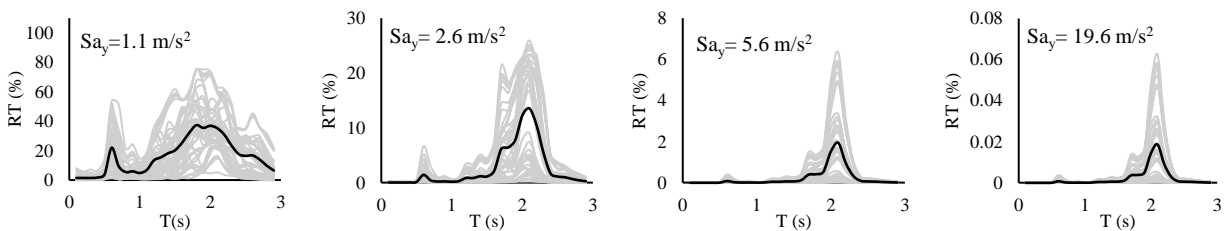


Fig. 4.32 Espectros de respuesta en términos de tiempos de recuperación, asociados a una resistencia específica.

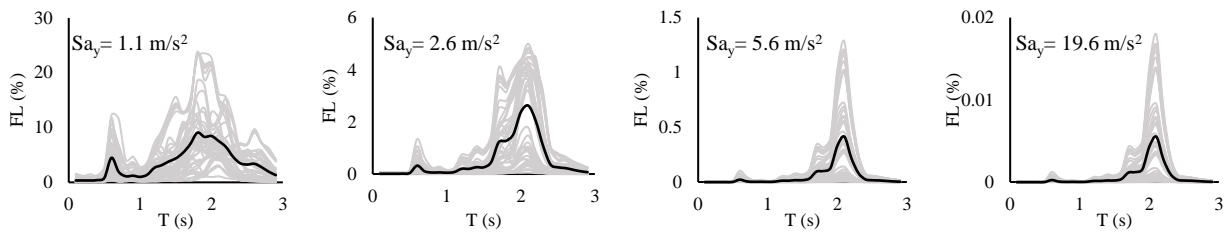


Fig. 4.33 Espectros de respuesta en términos de pérdida de funcionalidad estructural, asociados a una resistencia específica.

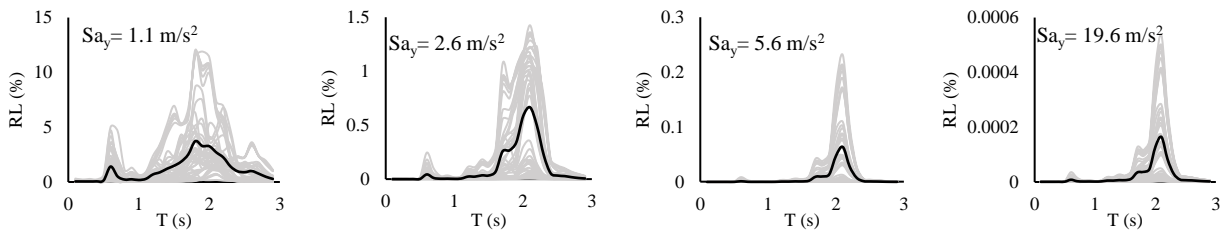


Fig. 4.34 Espectros de respuesta en términos de pérdida de resiliencia considerando solo parte estructural, asociados a una resistencia específica.

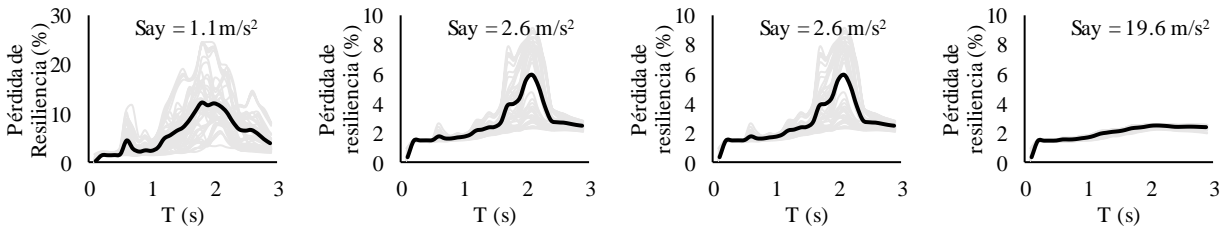


Fig. 4.35 Espectros de respuesta en términos de pérdida de resiliencia considerando parte estructural y no estructural, asociados a una resistencia específica.

De los espectros de respuesta mostrados anteriormente, destaca que los valores máximos de respuesta se obtienen para un periodo de aproximadamente 2 segundos, lo cual es consistente con el periodo dominante del suelo mostrado en los registros sísmicos utilizados. Además, se observa que, a medida que se incrementa la resistencia, los tiempos de reparación pueden disminuir significativamente (ver Fig. 4.32), sin embargo, la pérdida de resiliencia se mantiene sin decaer abruptamente, particularmente para periodos menores a 2s. Este desacoplamiento entre tiempo de recuperación y pérdida de resiliencia se debe a la inclusión de los elementos no estructurales, así como la consideración de los tiempos de demora, los cuales no tienen una relación directa con el tiempo de recuperación estructural.



4.4) Frecuencia acumulada de tiempo, pérdida de funcionalidad y pérdida de resiliencia

El conjunto de datos obtenidos de los análisis en sistemas de IGDL permite crear modelos probabilistas de la excedencia de un nivel dado de resiliencia o alguno de sus parámetros (tiempo o funcionalidad). Para ello se estima la frecuencia con que se presenta cada valor de tiempo, funcionalidad o resiliencia, dada una magnitud, un periodo, una resistencia de fluencia y un número de niveles.

Algunas gráficas de frecuencia relativa acumulada de tiempos de recuperación, pérdida de funcionalidad y pérdida de resiliencia, considerando sismos $M7.2$, para distintos periodos, y para dos resistencias distintas, 1.1 m/s^2 y 5.6 m/s^2 , se presentan en las Figs. 4.36 a 4.41. Se observa que, el incremento de resistencia de 1.1 a 5.6 m/s^2 es suficiente para garantizar un comportamiento adecuado en términos de RT , FL y RL , pues, a excepción de las estructuras con periodos de alrededor de 2 segundos, las estructuras presentan valores que no exceden el 1%, lo cual significa que no existirán prolongados tiempos de inactividad ni pérdida de funcionalidad elevada. Por otro lado, al estudiar las estructuras con baja resistencia, se observa una variación significativa en la distribución de frecuencias entre distintos periodos, particularmente para el caso de los tiempos de recuperación, en donde se aprecia que, para periodos bajos, casi todas las frecuencias llegan a 1, lo cual significa que para estos periodos no existen grandes tiempos de recuperación, mientras que periodos de alrededor de 2 segundos, exhiben una gráfica de frecuencia acumulada con un comportamiento “acostado” pues es cuando se presentan los valores máximos de RT .

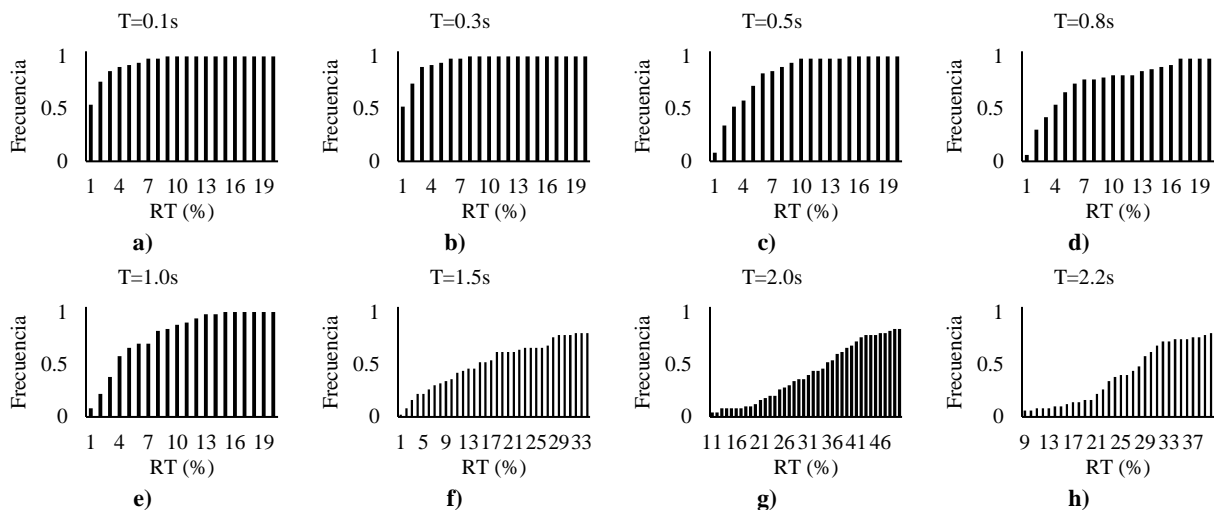
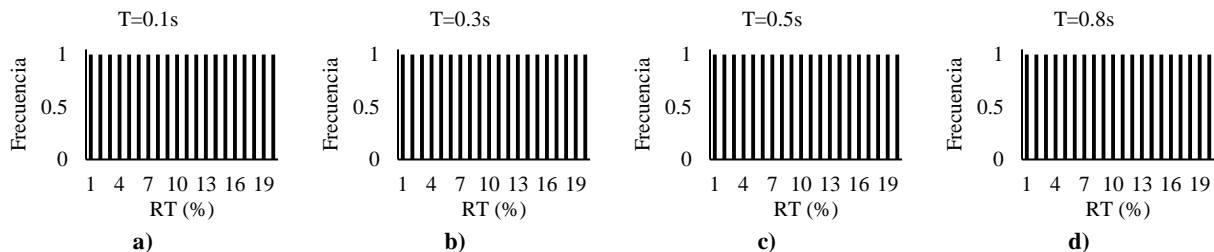


Fig. 4.36 Frecuencia con que se observan valores de tiempos de recuperación mayores a un RT específico, asociado a una resistencia $Sa_T = 1.1 \text{ m/s}^2$.



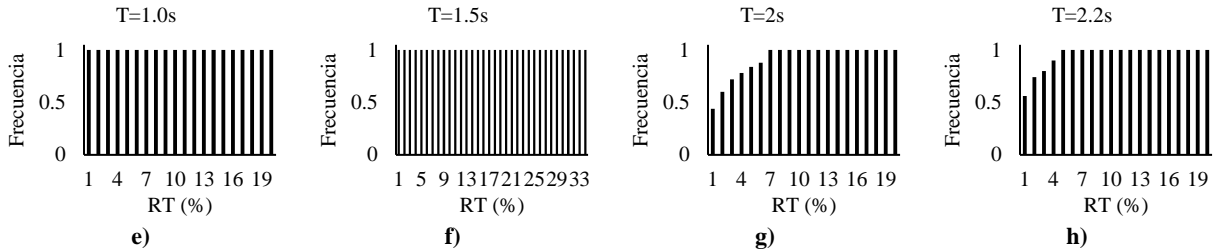


Fig. 4.37 Frecuencia con que se observan valores de tiempos de recuperación mayores a un RT específico, asociado a una resistencia $S_{a_y} = 5.6 \text{ m/s}^2$.

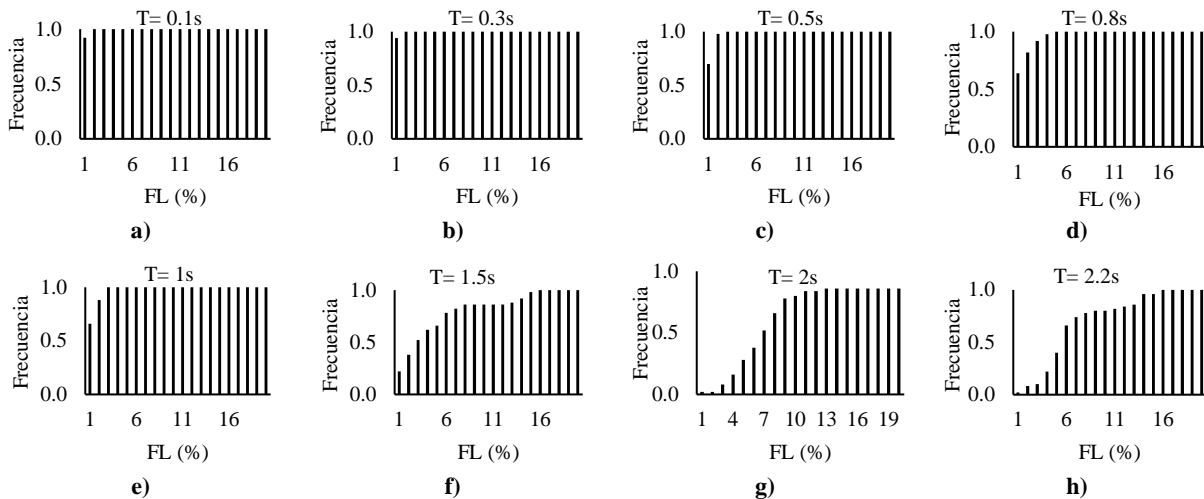


Fig. 4.38 Frecuencia con que se observan valores de pérdida de funcionalidad menores a un FL específico, asociado a una resistencia $S_{a_y} = 1.1 \text{ m/s}^2$.

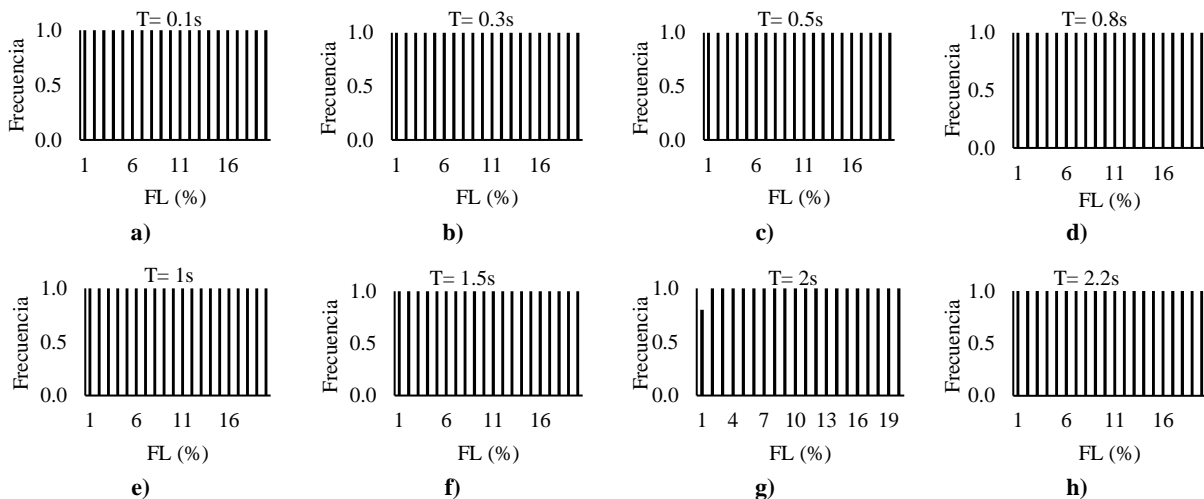


Fig. 4.39 Frecuencia con que se observan valores de pérdida de funcionalidad menores a un FL específico, asociado a una resistencia de 5.6 m/s^2 .

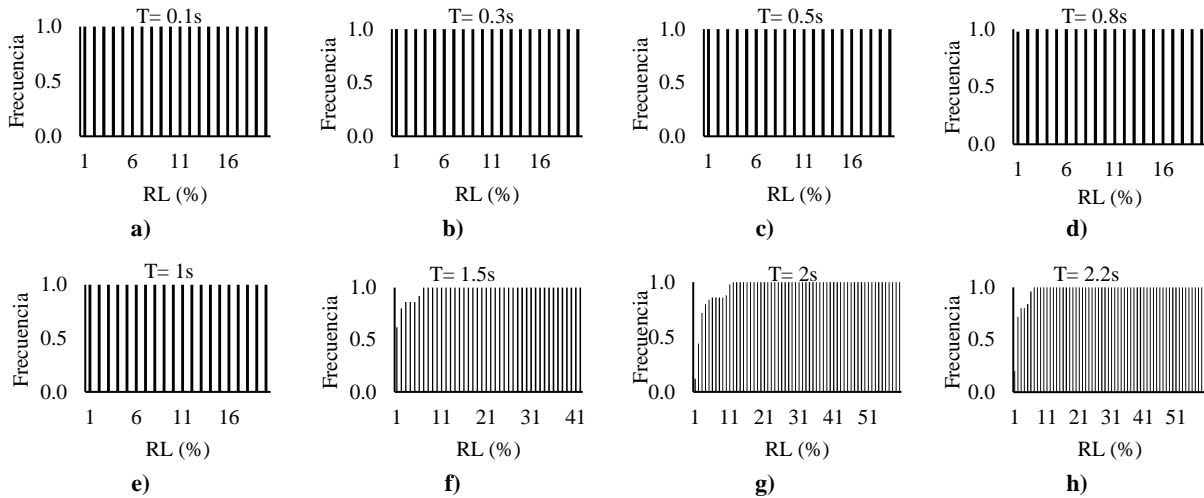


Fig. 4.40 Frecuencia con que se observan valores de pérdida de resiliencia menores a un RT específico, asociado a una resistencia $Sa_y = 1.1 \text{ m/s}^2$.

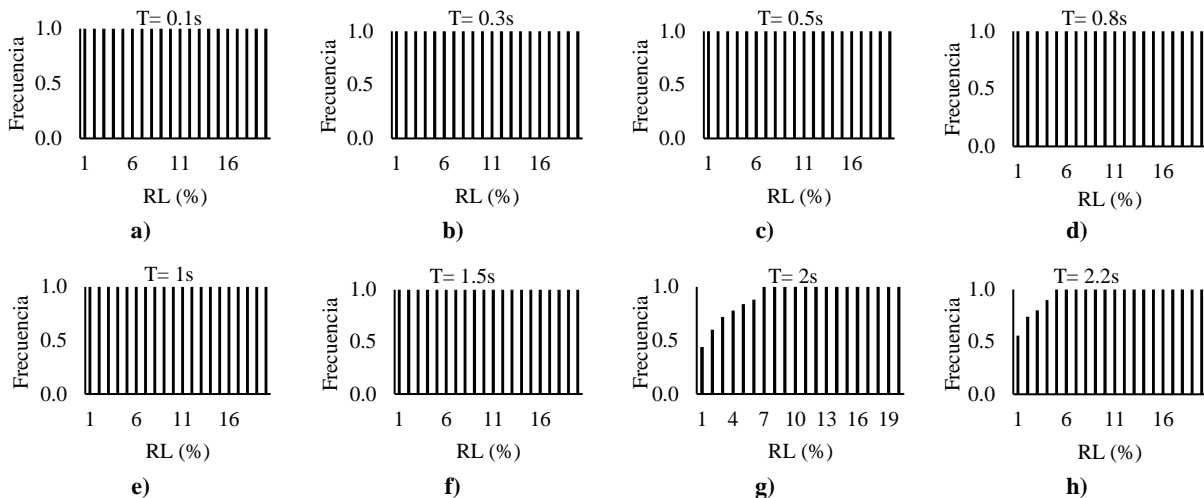


Fig. 4.41 Frecuencia con que se observan valores de pérdida de resiliencia menores a un RT específico, asociado a una resistencia $Sa_y = 5.6 \text{ m/s}^2$.

4.5) Ajuste de función de distribución de probabilidad

Para poder representar el comportamiento de los datos por medio de una función específica, se convierten los datos discretos de las gráficas de frecuencia acumulada anteriores, a un dominio continuo, cuya variable aleatoria x represente el parámetro sobre el cual se desea desarrollar los espectros, ya sea tiempos, funcionalidad o resiliencia.

El ajuste de una función se puede lograr ya sea realizando un análisis de regresión no lineal y escogiendo un modelo que se ajuste bien a los datos o bien, seleccionando una función de densidad de probabilidad (FDP) y aplicando una prueba de ajuste de bondad (*e.g.* Kolmogórov-Smirnov) para validar la FDP. En este estudio se optará por el segundo enfoque, seleccionando la Función de Distribución Beta, la cual es



recurrentemente usada en modelos que representen proporciones o probabilidad, pues, además de encontrarse acotada entre 0 y 1, su gran versatilidad permite que se acomode a una gran cantidad de datos (Fig. 4.42).

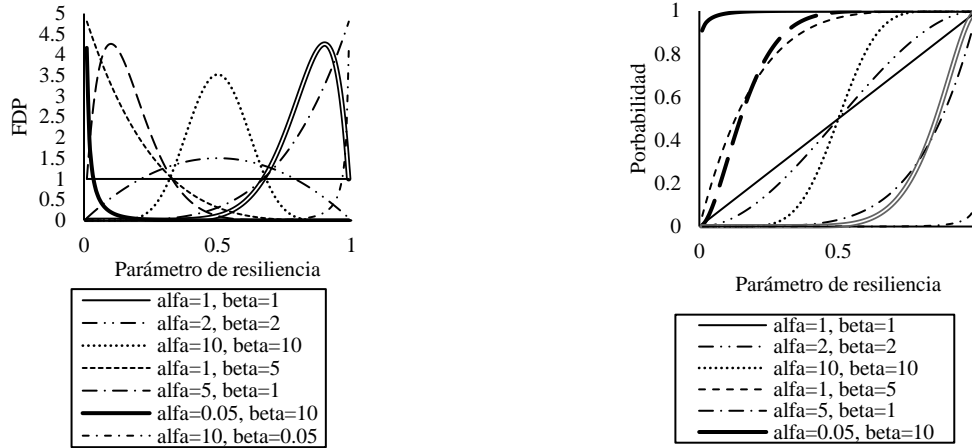


Fig. 4.42 a) FDP Beta y b) Función de distribución acumulada Beta para distintos valores de α y β .

La función de distribución Beta está definida por la Ec. (4.15).

$$f(x) = \frac{1}{Beta} x^{\alpha-1} (1-x)^{\beta-1} \tag{4.15}$$

donde, Beta es la función beta, definida a su vez como sigue:

$$Beta = \frac{\Gamma(\alpha)\Gamma(\beta)}{\Gamma(\alpha + \beta)} \tag{4.16}$$

Siendo Γ la función Gamma, definida por la expresión:

$$\Gamma(x) = \int_0^{\infty} t^{x-1} e^{-t} dt \tag{4.17}$$

Por otro lado, los parámetros que caracterizan la forma de la FDP Beta, α y β , se pueden calcular como:

$$\alpha = \frac{1 - (1 + c_{var}^2[x])E[x]}{c_{var}^2[x]} \tag{4.18}$$

$$\beta = \alpha \frac{1 - E[x]}{E[x]} \tag{4.19}$$



donde $c_{var}(x)$ y $E(x)$ son el coeficiente de variación y el valor esperado de la variable aleatoria, respectivamente, la cual está representada ya sea como el tiempo, la funcionalidad o la resiliencia sísmica.

De manera ilustrativa, las Figs. 4.43 a 4.45 muestran el ajuste de la FDP Beta, a los datos obtenidos de tiempos, funcionalidad y resiliencia, para varios periodos y una resistencia $S_{ay}= 1.1m/s^2$, observándose que la función Beta sí representa de manera adecuada la FDP de los datos observados.

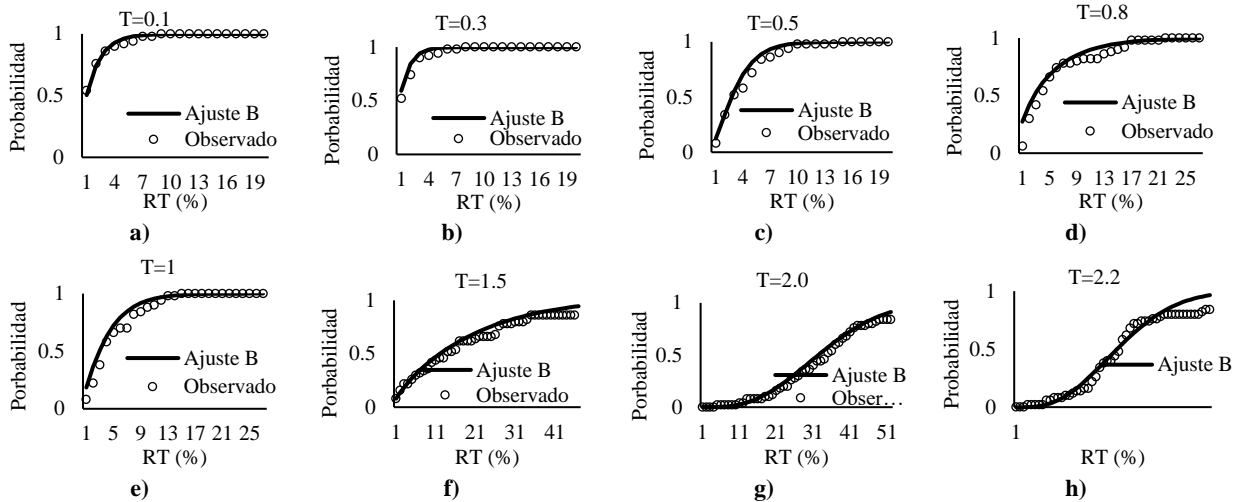


Fig. 4.43 Ajuste de función Beta a datos observados, para distintos periodos, una magnitud M7.2 y una sola resistencia $S_{ay}= 1.1m/s^2$. Tiempos de recuperación.

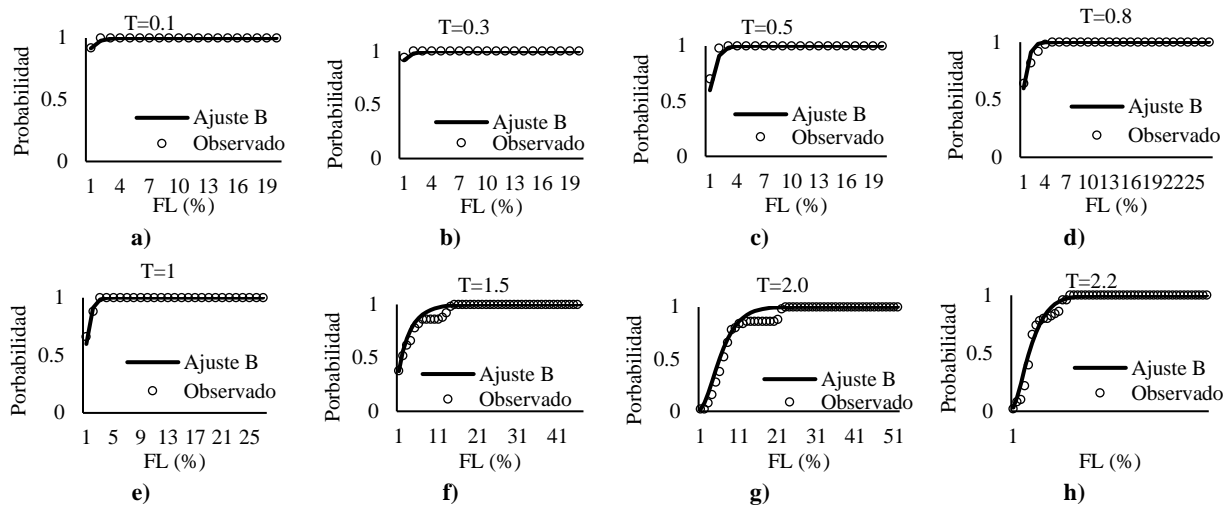


Fig. 4.44 Ajuste de función Beta a datos observados, para distintos periodos, una magnitud M7.2 y una sola resistencia $S_{ay}= 1.1m/s^2$. Pérdida de funcionalidad.

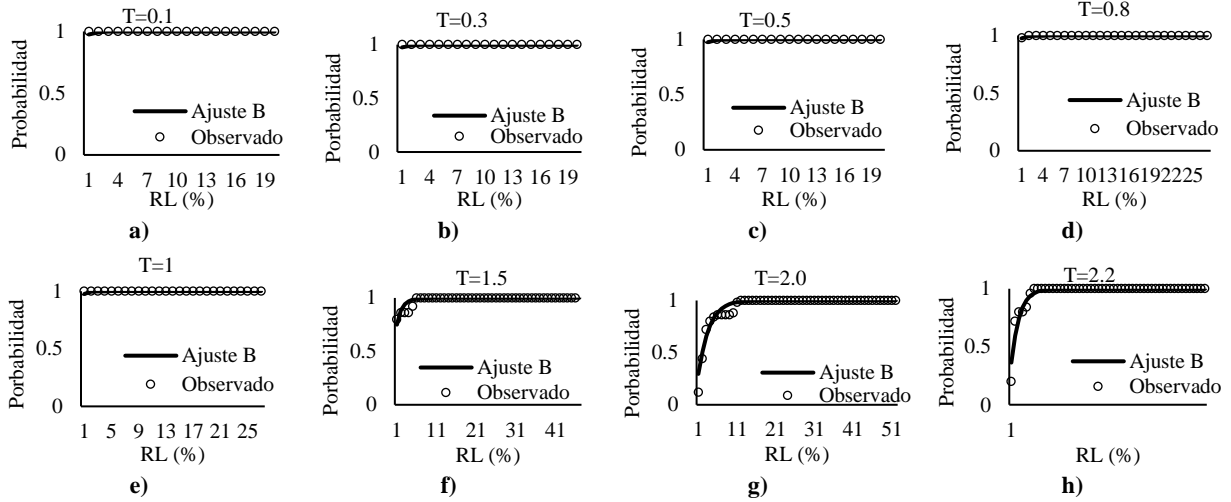


Fig. 4.45 Ajuste de función Beta a datos observados, para distintos periodos, una magnitud $M7.2$ y una sola resistencia $S_{ay}= 1.1m/s^2$. Pérdida de resiliencia.

La figura anterior muestra la probabilidad de que se presente un valor no mayor a cierto umbral de tiempo, funcionalidad o resiliencia, por ejemplo, en la Fig. 4.45g existe una probabilidad de 50% de que el valor de pérdida de resiliencia (RL) sea igual o menor a 4%, por lo que la probabilidad de excedencia de dicho valor de RL es el complemento de la función de distribución acumulada, el cual sería igual a $100-58= 42\%$. De manera general, el cálculo de la probabilidad de excedencia de un nivel de tiempo, pérdida de funcionalidad o pérdida de resiliencia, se define con las siguientes ecuaciones:

$$\Pr(RT \geq RT_{lim} | M, T, S_{ay}, S) = 1 - \frac{1}{Beta} \int_0^{RT_{lim}} RT^{\alpha-1} (1 - RT)^{\beta-1} dRT \quad (4.20)$$

$$\Pr(FL \geq FL_{lim} | M, T, S_{ay}, S) = 1 - \frac{1}{Beta} \int_0^{FL_{lim}} FL^{\alpha-1} (1 - FL)^{\beta-1} dFL \quad (4.21)$$

$$\Pr(RL \geq RL_{lim} | M, T, S_{ay}, S) = 1 - \frac{1}{Beta} \int_0^{RL_{lim}} RL^{\alpha-1} (1 - RL)^{\beta-1} dRL \quad (4.22)$$

donde $\Pr(RL \geq RL_{lim} | M, T, S_{ay}, S)$ es la probabilidad de que se exceda un nivel de pérdida de resiliencia, dada una magnitud, un periodo de vibrar, una resistencia de diseño y un número de niveles. Los resultados de aplicar las Ecs. 4.20 y 4.22 se muestran en la Fig. 4.46.

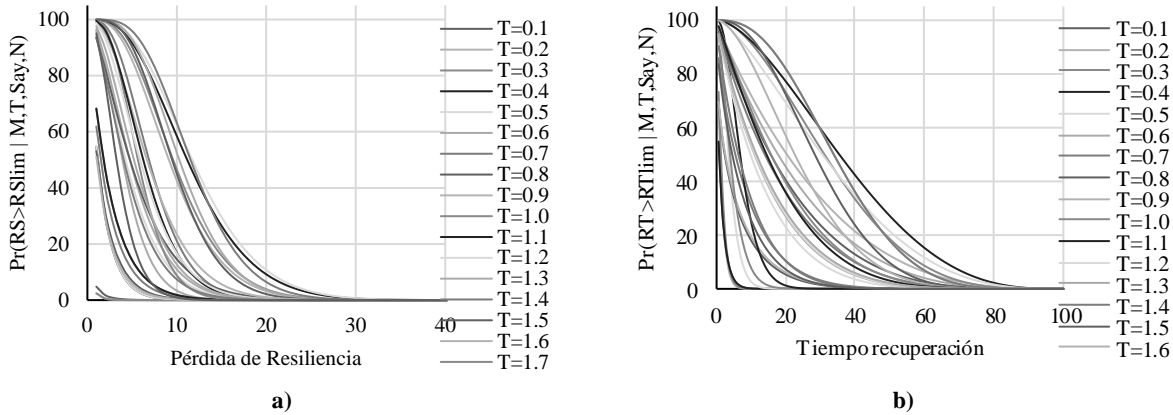


Fig. 4.46 Curvas de probabilidad de excedencia de a) pérdida de resiliencia, b) Tiempos de recuperación.

Se observa que, para estructuras de periodos bajos, la probabilidad de excedencia de un límite de pérdida de resiliencia o tiempo disminuye, tal como es esperado, pues mantiene consistencia con los resultados mostrados con anterioridad.

4.6) Obtención de tasas de excedencia

Con la tasa de excedencia de magnitudes, obtenida en la sección de Amenaza sísmica, y la probabilidad de excedencia de un nivel de tiempo, funcionalidad y/o resiliencia sísmica, es posible calcular la tasa de excedencia de un valor de específico, ya sea de RT, FL o RL, mediante la Ec. (2.6).

$$v(RP) = \sum_{i=1}^N \int_{M_0}^{M_{ui}} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} Pr(RP > RP_{lim} | M, T, Sa_y, S) dM \quad (2.6)$$

Si se evalúa la sismicidad de una sola fuente sismogénica (lo cual se hará en este ejemplo), la ecuación anterior se acota a solo la ocurrencia de temblores en dicha fuente, lo cual permite reescribir la ecuación de tasa de excedencia de la siguiente manera:

$$v(RP) = \int_{M_0}^{M_u} -\frac{d\lambda(M)}{dM} Pr(RP > RP_{lim} | M, T, Sa_y, S) dM \quad (4.23)$$

En donde, $v(RP)$ es el número medio de veces que un parámetro de resiliencia (tiempo, funcionalidad o pérdida de resiliencia) será excedido en una ventana de tiempo, $-\frac{d\lambda(M)}{dM}$ es el número de eventos que se generan en una fuente sísmica con magnitud M , $Pr(RP > RP_{lim} | M, T, Sa_y, S)$ es la probabilidad condicional de que un nivel RT, FL o RL sea excedido, en una estructura con periodo T , y resistencia Sa_y , bajo sismo de magnitud M .

La Fig. 4.47 muestra ejemplos de curvas de tasa de excedencias de tiempos de resiliencia para distintos periodos y resistencias. Se observa que estas son consistentes con los resultados mostrados hasta ahora,



pues el incremento de la resistencia, rápidamente disminuye la tasa de excedencia asociada a un nivel de RL, en otras palabras, a medida que se incrementa la resistencia de una estructura, serán más raros los eventos (mayor periodo de retorno) que provoquen grandes consecuencias negativas.

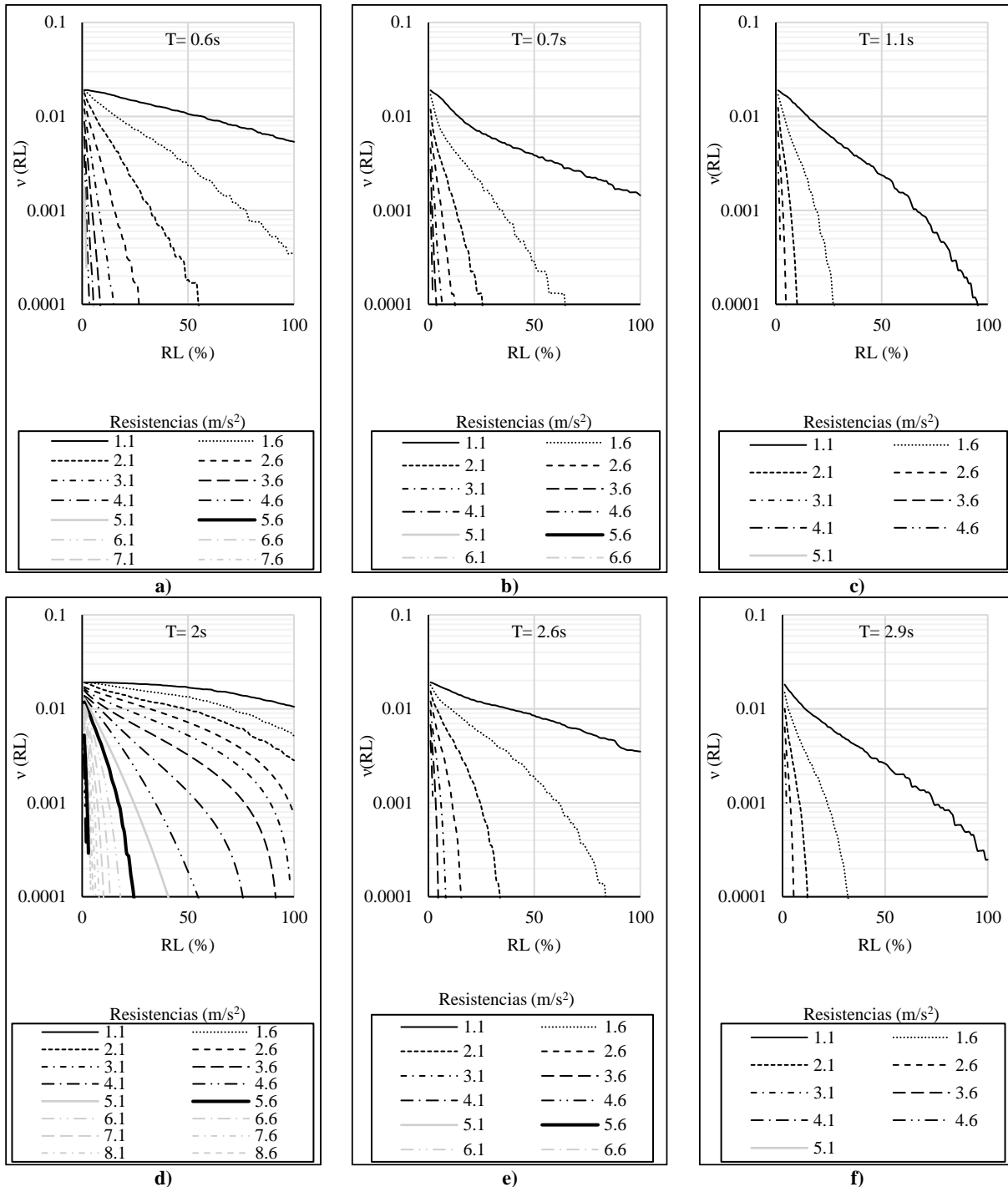


Fig. 4.47 Curvas de tasa de excedencias de resiliencia para distintos periodos y resistencias.



4.7) Obtención de espectros de tiempo, funcionalidad o resiliencia constante

Para obtener los espectros de diseño, ya sea aquellos basados en tiempos de reparación, pérdida de funcionalidad o pérdida de resiliencia sísmica, se selecciona un valor fijo de tasa de excedencia de estos parámetros, o bien un periodo de retorno, y un valor deseado de tiempo, funcionalidad o resiliencia. Estos valores funcionan como coordenadas para ubicar el punto (A) en una familia de curvas de tasa de excedencias asociadas a diferentes resistencias para un periodo en particular (Fig. 4.48). Una vez ubicado el punto, se interpola entre las curvas más cercanas, para saber cuál es la resistencia asociada a dicho punto A.

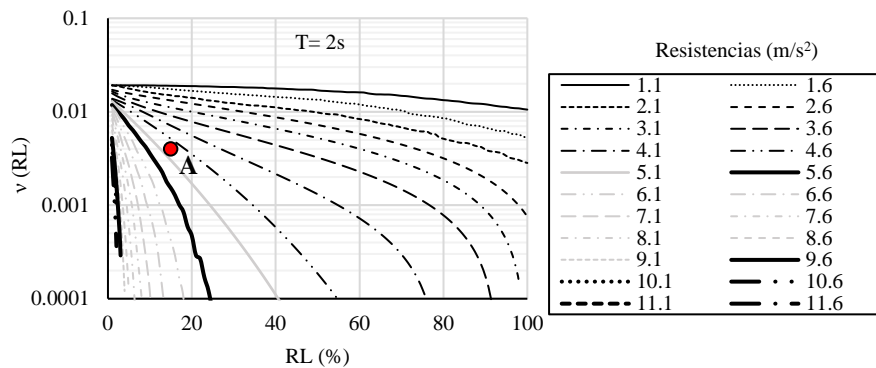


Fig. 4.48 Uso de curvas de tasa de excedencias para interpolar entre resistencias.

Al replicar este proceso para todo el rango de periodos que se desea considerar, se va construyendo un espectro de diseño cuyas ordenadas están asociadas a un valor teórico constante, ya sea de tiempo, funcionalidad o bien, resiliencia, y a un periodo de retorno. Dichos espectros se llamarán espectros de tiempo de reparación uniforme (ERTU), de funcionalidad uniforme (EFU), o espectros asociados a un valor de resiliencia (ERSU). Las Fig. 4.49 y 4.50 muestran espectros de diseño con valores uniformes de tiempo de recuperación (4.49a, 4.50a), funcionalidad (4.49b, 4.50b) y resiliencia (4.49c, 4.50c), para dos periodos de retorno. Como era esperado, las ordenadas espectrales aumentan con el periodo de retorno para todos los casos, siendo este de hasta un 54% y con una media de 24%. También se puede apreciar que los espectros asociados a resiliencia tienen las menores demandas de entre todos los obtenidos en este trabajo, siendo los ERTU los que tienen las mayores aceleraciones en todo el rango de periodos. Esto es consistente con la metodología para cuantificar la resiliencia de estructuras, en donde la resiliencia siempre será mayor que el tiempo de recuperación relativo, asociado a la misma. La ventaja de estos espectros es que permiten tomar en cuenta el contexto estructural post-sísmica esperado, así como los tiempos de inactividad y la funcionalidad promedio, y se espera que con estas demandas sísmicas se pueda brindar cierto control sobre la resiliencia esperada en una estructura, desde la concepción de las mismas.

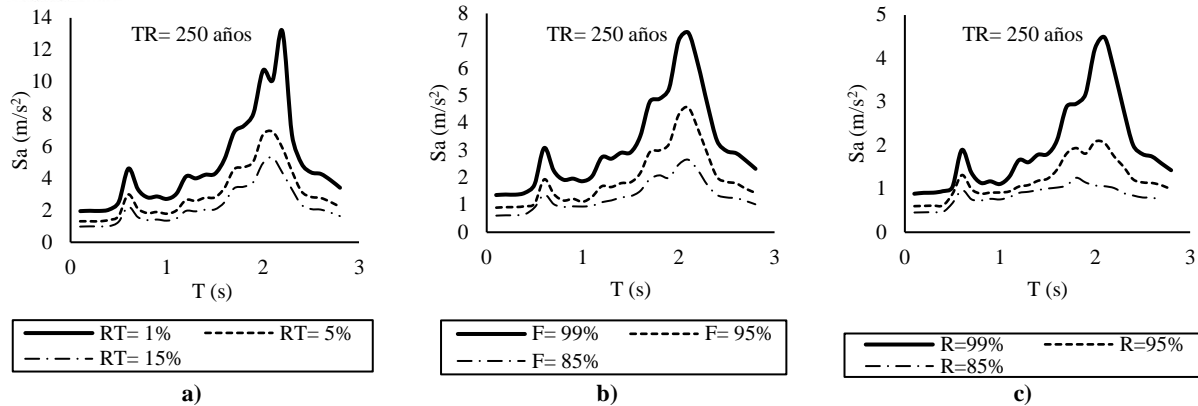


Fig. 4.49 Espectros de diseño para un periodo de retorno de 250 años, a) tiempos de reparación, b) funcionalidad (estructural), c) resiliencia (solo estructural).

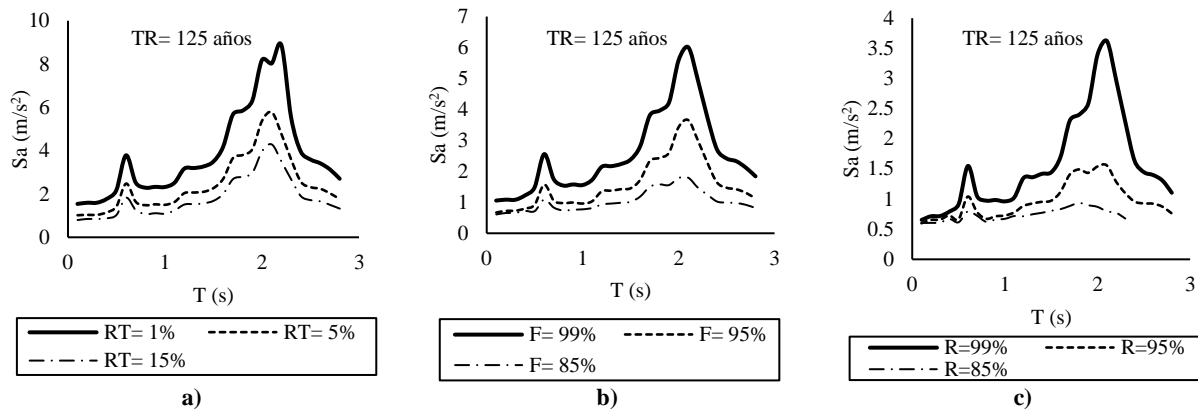


Fig. 4.50 Espectros de diseño para un periodo de retorno de 125 años, a) tiempos de reparación, b) funcionalidad (estructural), c) resiliencia (solo estructural).

4.8) Comparativa entre espectros de diseño

Para poner en contexto los espectros de diseño obtenidos, se realiza una comparación con los espectros de diseño obtenidos de las Normas Técnicas Complementaria para Diseño por Sismo (NTC-S)2020 (Gob CDMX-A, 2020), no sin antes mencionar que, dicha comparación no es totalmente válida, pues a diferencia de los espectros del reglamento, en los espectros definidos en esta investigación se consideró solo una fuente sísmica, sin embargo, sí permite tener una concepción preliminar del contraste que existe entre las distintas filosofías de demandas sísmicas.

Los espectros de las NTC, obedecen a lo especificado en el Sistema de Acciones Sísmica de Diseño (SASID) (Gob CDMX-A, 2020) en donde se consideró, de acuerdo a las características del grupo de escuelas estudiadas, un grupo de importancia A2, con factores de hiperestaticidad y regularidad de 1 y una ubicación correspondiente a la estación SCT, pues fue en donde se obtuvieron los registros sísmicos para la simulación de la amenaza.

En la Fig. 4.51a, se aprecian por parte del sistema SASID: el espectro elástico, el EPU, y el espectro reducido para un $Q=2$, presentándose al mismo tiempo los ERTU para un RT de 1% y 15%. De esta figura



es notorio que, si bien, las ordenadas espectrales del EPU y el ERTU son de una amplitud similar, el espectro de diseño para un $Q=2$ no alcanza las ordenadas para un tiempo de reparación de 1%, a pesar de ello, si se supera el espectro de $ERTU=15\%$ para periodos menores a 1.6s. De manera similar, en la Fig. 4.51b, se muestran los mismos espectros de SASID, pero ahora comparados con espectros de funcionalidad uniforme (EFU), siendo las conclusiones similares a las de tiempos de reparación, a diferencia que, en este caso, los periodos menores a 0.5s sí cumplen con una funcionalidad del 99%, y se cumple con una funcionalidad del 85% en todo el rango de periodos. Finalmente, al realizar la comparación de los espectros de SASID vs. espectros de resiliencia (considerando solo elementos estructurales), se observa que, en todo caso se cumple con una resiliencia del 85% y para periodos menores a 1.7s, se cumple con un valor de resiliencia del 99%, lo cual da una idea de los niveles de resiliencia que se podrían esperar al diseñar con las normativas vigentes. Cabe mencionar que, la comparación se llevó a cabo utilizando espectros asociados a un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$ por considerarse típico para estructuras de escuelas públicas de concreto.

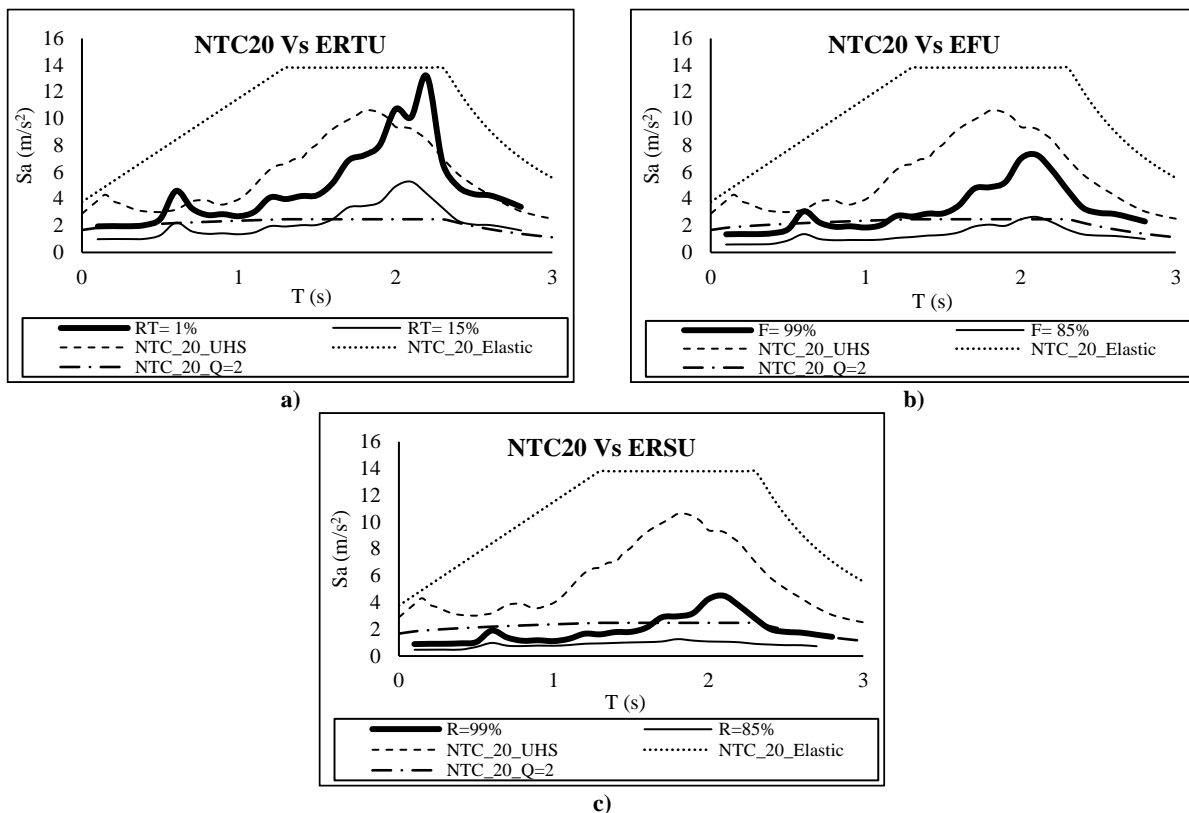


Fig. 4.51 Comparativa de espectros de diseño de las NTC2020 y a) tiempo re recuperación, b) funcionalidad, c) resiliencia (solo estructural).

Al comparar los espectros obtenidos de peligro uniforme obtenidos de SASID con los espectros de diseño asociados a parámetros de resiliencia constantes, es notorio que el periodo dominante no coincide, siendo de 1.8 segundo para el EPU de las NTC-17 y 2.08 para el espectro de resiliencia propuesto. Esto se debe a un corrimiento a la izquierda en el periodo dominante del suelo de algunas zonas de la Ciudad de México debido a efectos de consolidación (Arroyo *et al.*, 2013), efecto que está tomado en cuenta en las NTC más recientes.



Las observaciones anteriores son referentes a las normativas vigentes en la actualidad para la construcción de nuevos edificios, sin embargo, se sabe que gran parte de las estructuras existentes fueron construidas bajo estándares anteriores, cuando las ordenadas espectrales de diseño eran, en general, significativamente menores a las actuales, por lo cual, en la Fig. 4.52 y la Fig. 4.53, se presenta la comparación de los espectros calculados contra las demandas de diseño encontradas en las normatividades del 2004 y de 1987, respectivamente, pues existen actualmente, una gran cantidad de edificaciones funcionando, que fueron construidas bajo las especificaciones vigentes en dichos años. La comparativa muestra que, la evolución de las normativas ha conllevado a demandas de diseño superiores que se encuentran cada vez más cercanos a los objetivos de diseño de RT, funcionalidad y resiliencia.

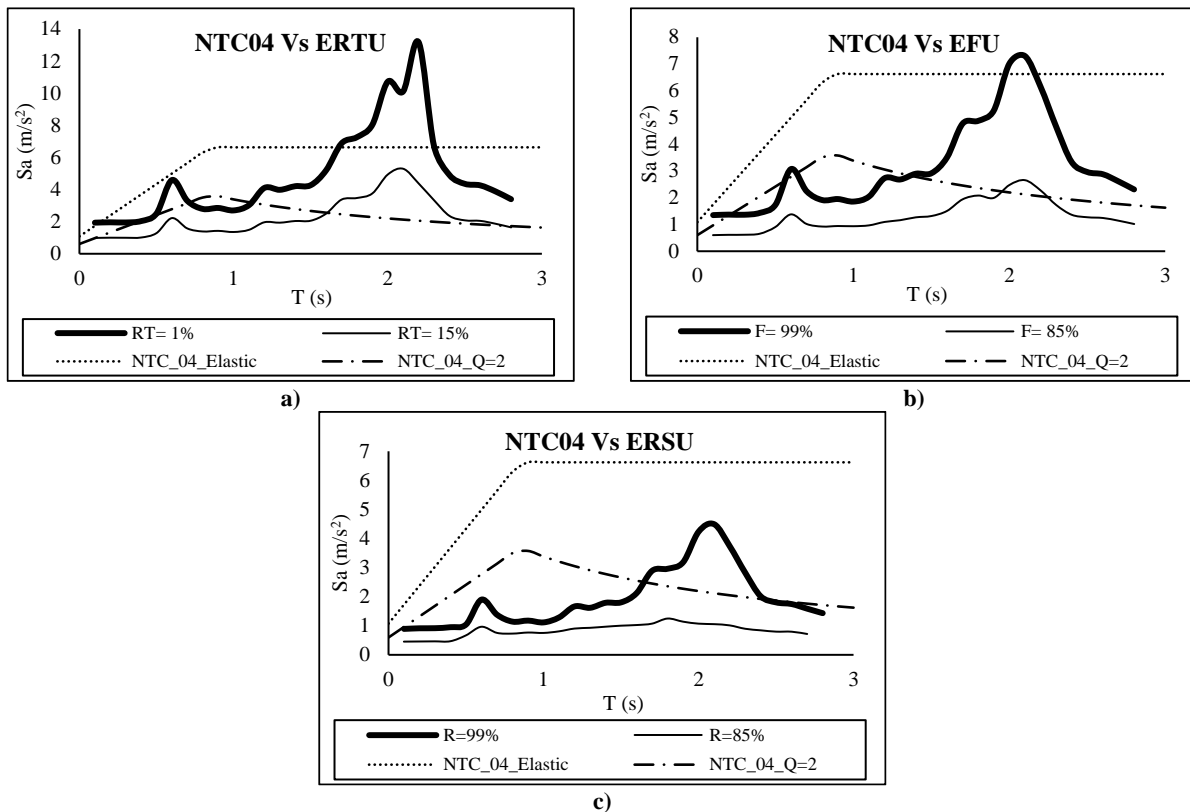


Fig. 4.52 Comparativa de espectros de diseño de las NTC2004 y a) tiempo re recuperación, b) funcionalidad, c) resiliencia (solo estructural).

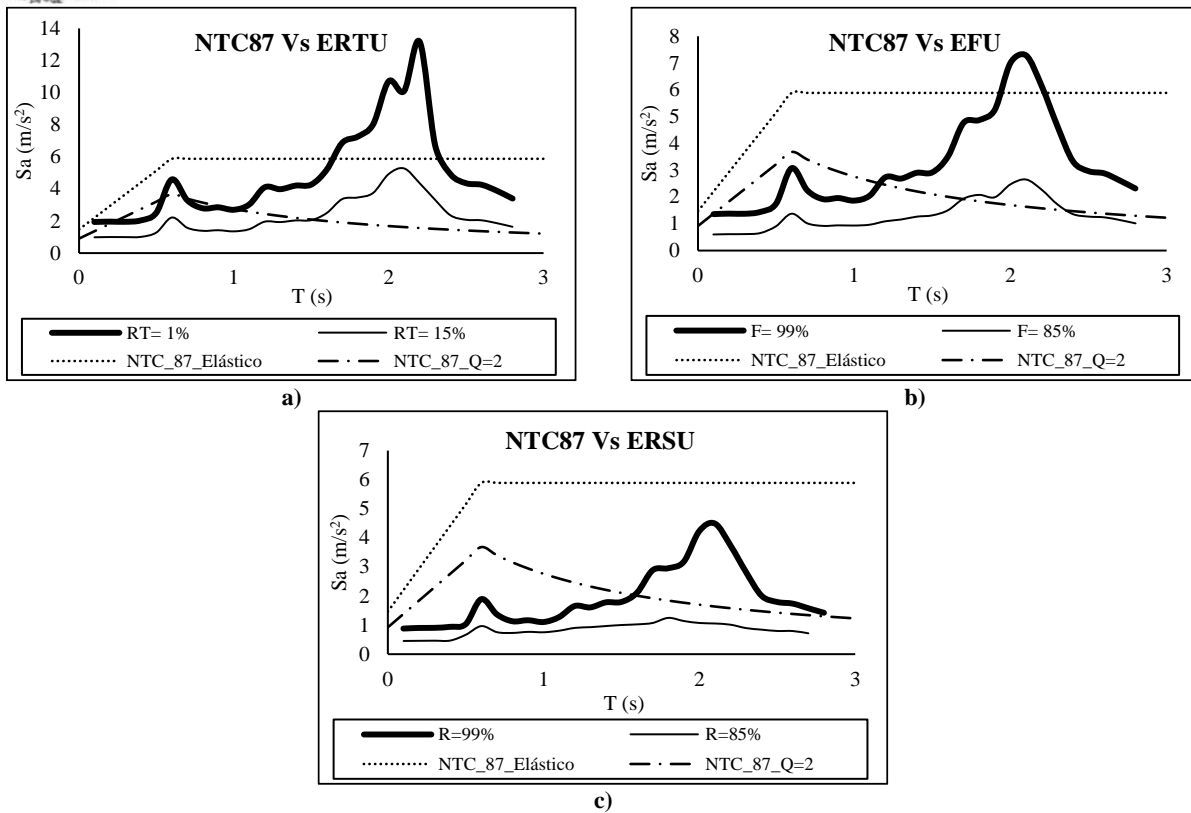


Fig. 4.53 Comparativa de espectros de diseño de las NTC1987 y a) tiempo re recuperación, b) funcionalidad, c) resiliencia (solo estructural).

4.9) Espectros de diseño tomando en cuenta elementos no estructurales

Como se ha mencionado anteriormente, las fallas en elementos estructurales no son las únicas causantes de la pérdida de resiliencia sísmica. Los elementos no estructurales también se encuentran involucrados en los tiempos de recuperación y la funcionalidad remanente, por lo que es de interés estimar su influencia en la pérdida de resiliencia, así como en los espectros de diseño que garantice un cierto nivel teórico de resiliencia. Para lograr esto, se recurre a curvas de fragilidad para distintos estados de daño en dichos elementos (Fig. 4.25). A partir de estas curvas se observa que, dado un valor de respuesta estructural, ya sea en términos de ID (para muros y ventanas) o de PFA (para luminarias y plafones), es posible aproximar el nivel del daño y el tiempo de reparación en que incurrirá cada componente no estructural.

Dado que en estos modelos el daño está ligado a las distorsiones de entrepiso, y en esta metodología se consideran la resistencia y la rigidez de manera independiente, se tienen, para distintos niveles de resistencia, valores de desplazamientos idénticos, siempre y cuando no se incurriera en el rango no lineal. Esto provoca que la respuesta espectral en términos de desplazamientos (y consecuentemente distorsiones) sea idéntica para el rango elástico, independientemente de la resistencia de la estructura. En el caso particular de los modelos usados para muros y ventanas, las ID asociadas a un daño máximo se alcanzan en la mayoría de los escenarios, por lo que los resultados presentan siempre un valor mínimo de pérdida de resiliencia igual a la asociada al daño total en muros y ventanas (zona achurada en rojo de la Fig. 4.54a). Lo anterior puede verse reflejado en las curvas de tasas de excedencia de valores de pérdida de resiliencia,



RL, (Fig. 4.54b), pues para valores de $RL < 7$ se tiene la misma $\lambda(RL)$ (para el caso de periodos igual a 1.2s).

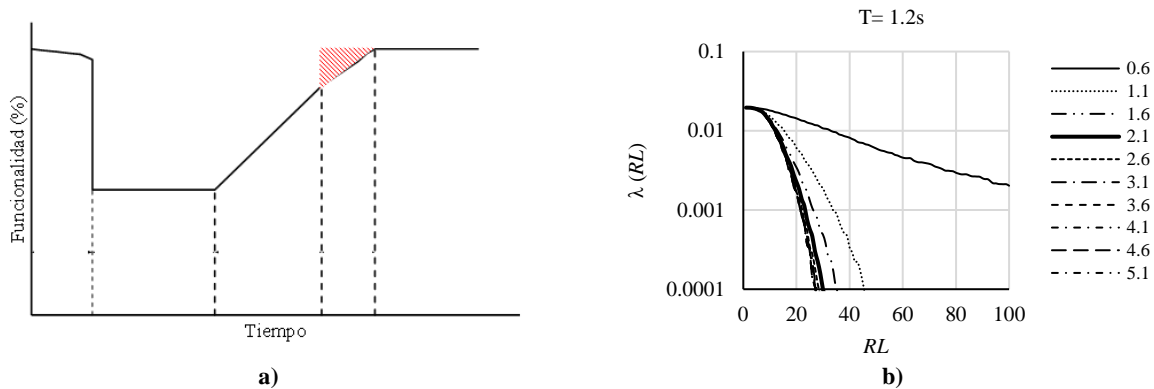


Fig. 4.54 a) Pérdida de resiliencia asociada a elementos no estructurales b) Curva de tasas de excedencia de un valor dado de pérdida de resiliencia.

Las discusiones anteriores hacen evidente que, a pesar del interés por controlar la resiliencia sísmica manipulando la resistencia de diseño en esta investigación, esto solo se logra de manera parcial. La Fig. 4.55 presenta espectros de diseño sísmico asociados a valores teóricos de resiliencia considerando elementos no estructurales, sin embargo, estos solo se pueden presentar para resiliencias iguales o menores al 93%, pues independientemente de las ordenadas utilizadas para el análisis, si se mantiene la misma rigidez, existirá siempre una pérdida de resiliencia mínima (Fig. 4.54a).

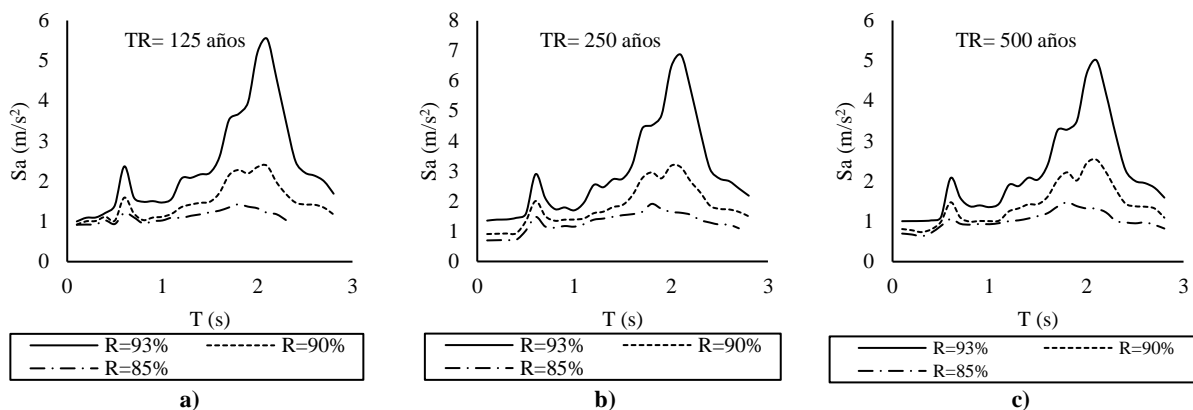


Fig. 4.55 Espectros asociados a un valor teórico de resiliencia, tomando en cuenta elementos no estructurales.

En la Fig. 4.56, se muestra una comparación entre los espectros de diseño de las NTC vigentes, contra espectros asociados a un valor de resiliencia teórico, pero ahora considerando elementos no estructurales. Es notorio, que a pesar de no poder garantizar un nivel de resiliencia mayor al 93%, las ordenadas espectrales si se deben de incrementar significativamente en contraste a los espectros que consideran solo



la parte estructural, pues en este caso las demandas de diseño asociadas a una resiliencia del 93% son mayores a las de las normativas vigentes para la mayoría del rango espectral presentado.

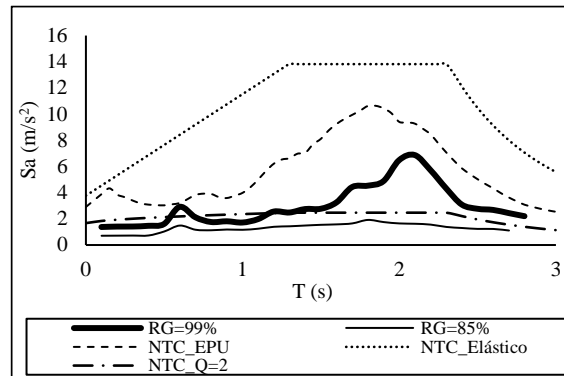


Fig. 4.56 Comparación de espectros de diseño tomando en cuenta elementos no estructurales con espectros de diseño actuales.

4.10) Diseño estructural con distintos espectros

El impacto del diseño con espectros de resiliencia uniforme se evaluó al realizar diseños de estructuras simples con las NTC-2017, espectros de riesgo uniforme, ERU, (Buendía, 2016) y los espectros de resiliencia, ERSU, aquí presentados. Dichas estructuras están configuradas como lo muestra la Fig. 4.57a, con una crujía de 5m, un nivel con altura de 3.5m, bases empotradas y elementos de concreto reforzado, estructuración asociada a un periodo fundamental de 0.12s (proponiendo sección de 40x40cm y 25x40cm para las columnas y vigas, respectivamente). Adicionalmente, la Fig. 4.57b muestra la comparación de las ordenadas espectrales a utilizar. Es notorio que, para este caso en particular ($T=0.12s$), las aceleraciones más altas están dadas por el espectro de las NTC, seguido por el espectro de resiliencia y finalmente, el espectro de riesgo. No obstante, este comportamiento no es constante para todos los periodos, y se observa que, para el caso de estructuras con periodos de 0.6s, el espectro dominante es el de resiliencia, seguido por el de las NTC y finalmente el ERU, más aún, para casos de periodos fundamentales superiores a 1.6s, rige el ERSU, al cual le sigue el espectro de riesgo y finalmente, el definido por las NTC.

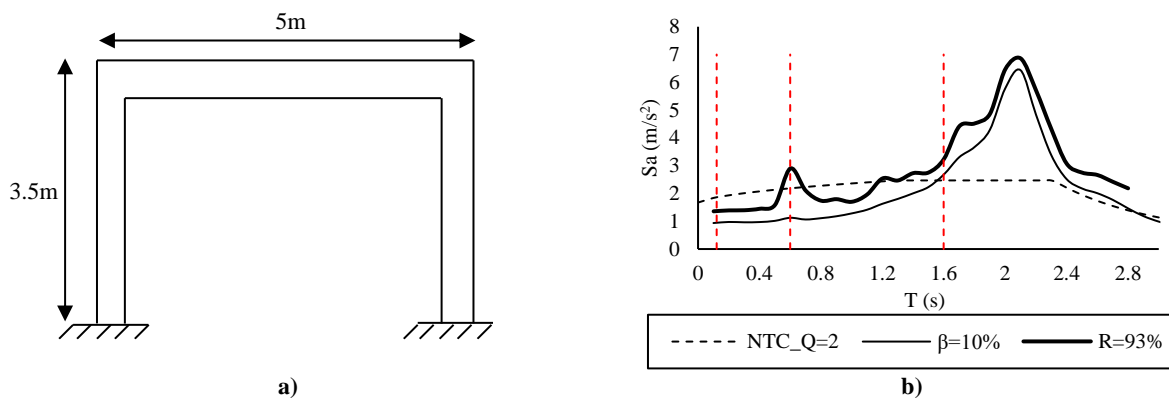


Fig. 4.57 a) Vista en elevación de la estructura simple propuesta, b) espectros de diseño utilizados.



Los diseños se realizaron de tal manera que el momento resistente igualase al momento actuante, con el fin de aminorar los efectos de sobrerresistencia. Debido a esto, los diámetros de acero fueron teóricos y solo se muestra la cuantía total del refuerzo propuesto (Fig. 4.58).

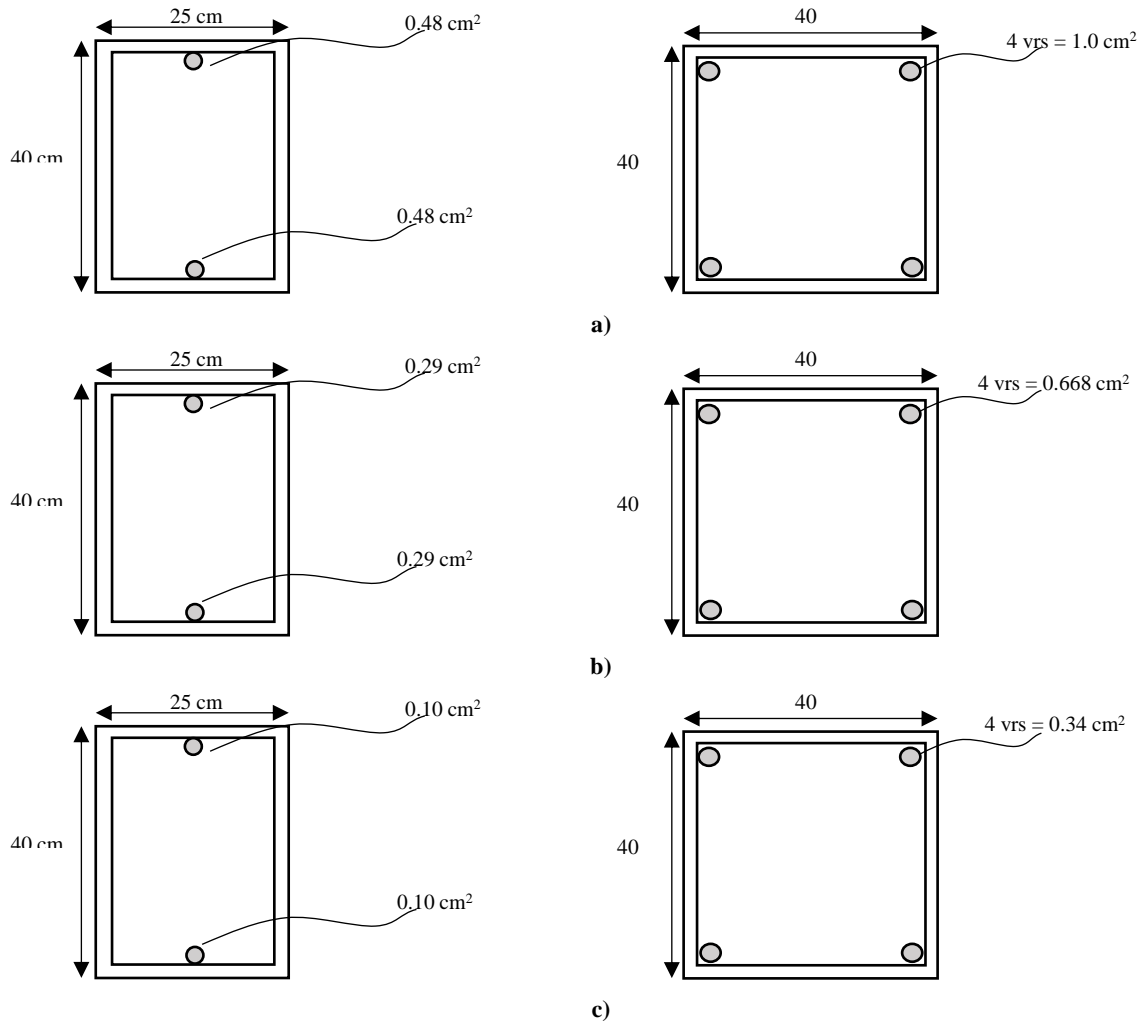


Fig. 4.58 Comparación entre diseños de los elementos estructurales, considerando distintos enfoques. a) diseño basado en NTC, b) diseño basado en riesgo con RT= 250 años d) diseño basado en resiliencia RT= 250 años.

De la comparación se observa que, el diseño estructural con ordenadas asociadas a un nivel de riesgo o pérdidas del 10%, conduce a menores cuantía de acero, obteniendo áreas de acero 66% y 50% menores a los diseños de columnas con las ordenadas de las NTC y el ERU, respectivamente, mientras que, en el caso del diseño de vigas, las áreas son 80% y 34% menores respecto a los distintos enfoques de diseño. Al comparar los diseños con NTC y ERSU, se observa un incremento del acero longitudinal del 50% y 65% para elementos columna y viga, respectivamente, lo cual no es necesario para obtener el nivel de resiliencia asociado al ERSU, representando una inversión inicial mayor a la necesaria para garantizar un nivel de resiliencia deseado. En general, el incremento del refuerzo longitudinal es significativo entre cada esquema de diseño, y se observa que es consistente con las ordenadas espectrales mostradas en la Fig. 4.58b.



4.10.1) Validación de la metodología para obtener espectros

El diseño llevado a cabo con el ERSU para un objetivo de resiliencia del 93% permite evaluar la efectividad de los espectros de ERSU. Para ello, se utiliza el procedimiento propuesto en la Fig. 4.59.

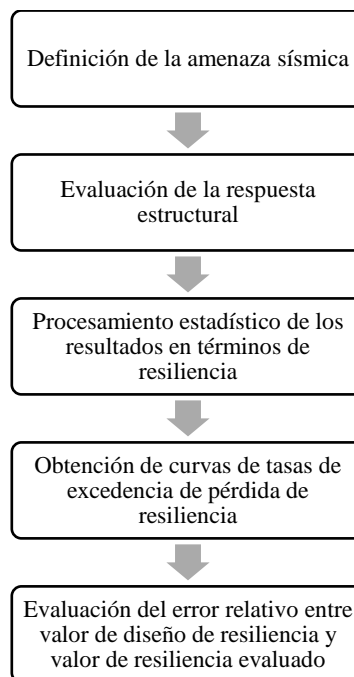


Fig. 4.59 Procedimiento para validar la eficacia de los espectros de diseño propuestos.

4.10.1.1) Amenaza sísmica

La amenaza sísmica es definida a partir de una serie de registros sísmicos sintéticos representativos de sismos fuertes, de tal manera que, se pueda conocer el movimiento hipotético del terreno para toda la gama de intensidades de interés. En este caso en particular, se utiliza la Brecha de Guerrero como única fuente sísmica para representar la amenaza en la región de estudio, debido a que, la acumulación de energía durante muchos años hace razonable concebir que en el futuro se producirá un sismo de gran magnitud en la región. Las magnitudes de interés se acotaron entre $M7.2$ y $M8.2$, para cada una de las cuales se llevaron a cabo procesos de simulación sísmica en donde se obtuvieron 1000 registros artificiales para cada valor de M_w . La Fig. 4.60 muestra algunos ejemplos de los registros sísmicos generados.

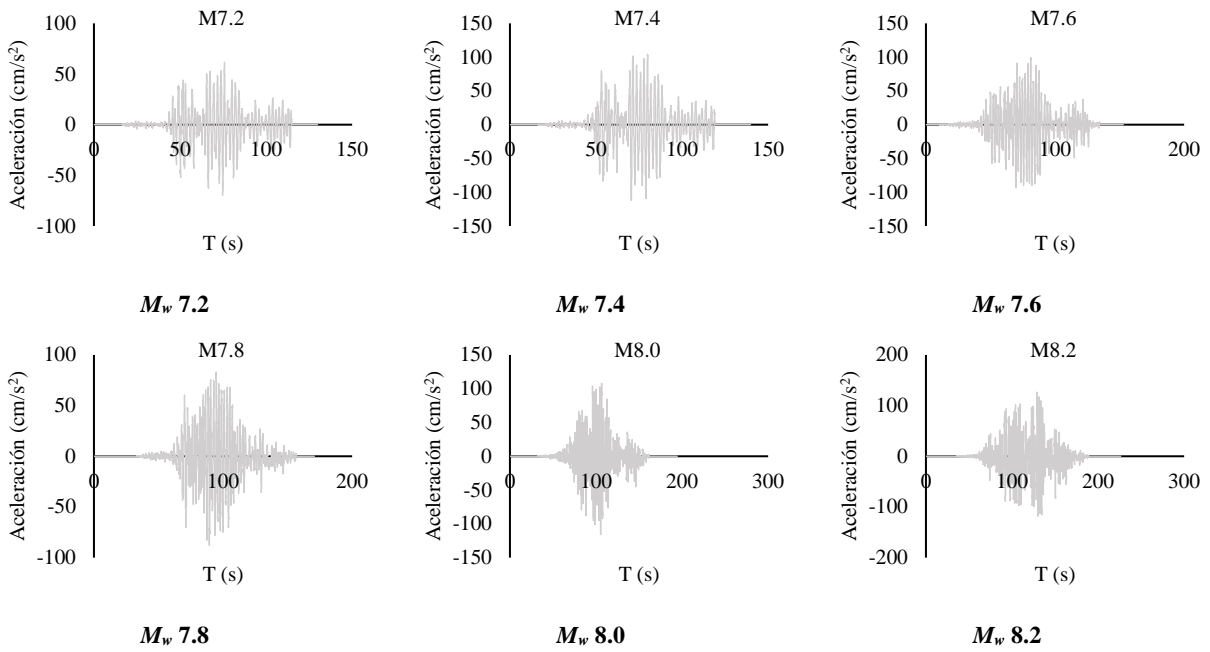


Fig. 4.60 Registros sísmicos sintéticos para eventos de distintas magnitudes.

4.10.1.2) Respuesta estructural

Los registros previamente obtenidos son entonces utilizados para someter a la estructura diseñada a ANL con el fin de observar su respuesta estructural, la cual puede procesarse en términos de ductilidades (Fig. 4.61a), tiempos de reparación (Fig. 4.61b), pérdida de funcionalidad (Fig. 4.61c) y finalmente, pérdida de resiliencia (Fig. 4.61d).

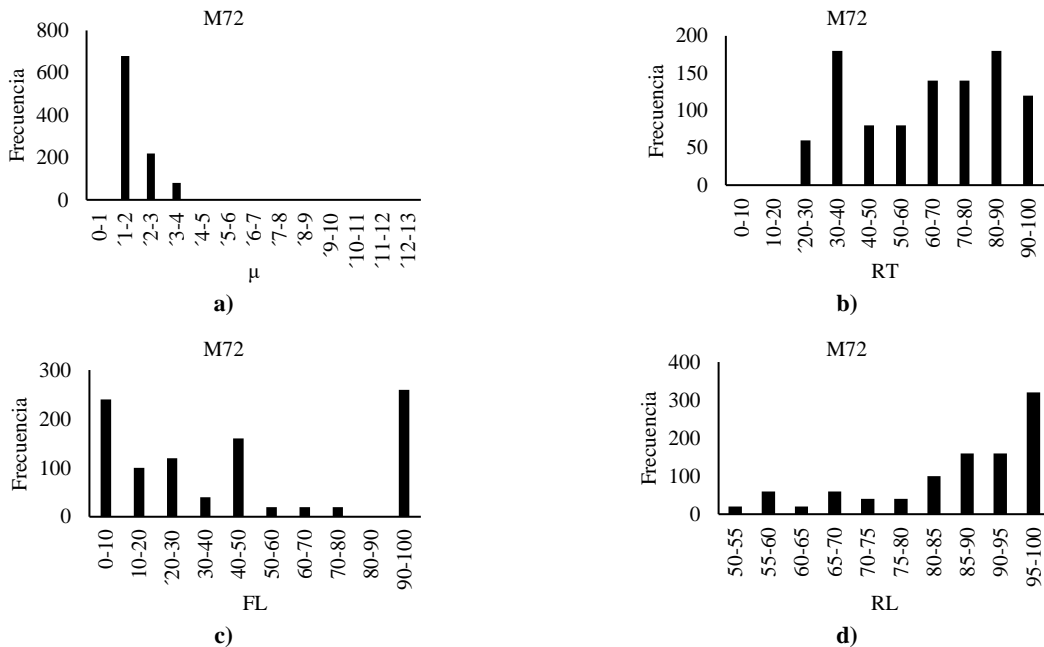




Fig. 4.61 Respuesta de un marco de un nivel y una cruzía ante excitaciones sísmicas típicas de sismos $M_w 7.2$ de subducción en el Pacífico Mexicano. a) ductilidades, b) tiempos de reparación, c) pérdida de funcionalidad, d) resiliencia.

4.10.1.3) Procesamiento de resultados

Posteriormente, los resultados en términos de pérdida de resiliencia, son procesados para obtener gráficas de frecuencia acumulada, las cuales pueden utilizarse y pasar de un dominio discreto a uno continuo por medio de un ajuste de una función de distribución (Función Beta en este caso), la cual representa la probabilidad de no excedencia de un cierto nivel de pérdida de resiliencia. Ejemplos del ajuste de la FDP seleccionada se muestran en la Fig. 4.62.

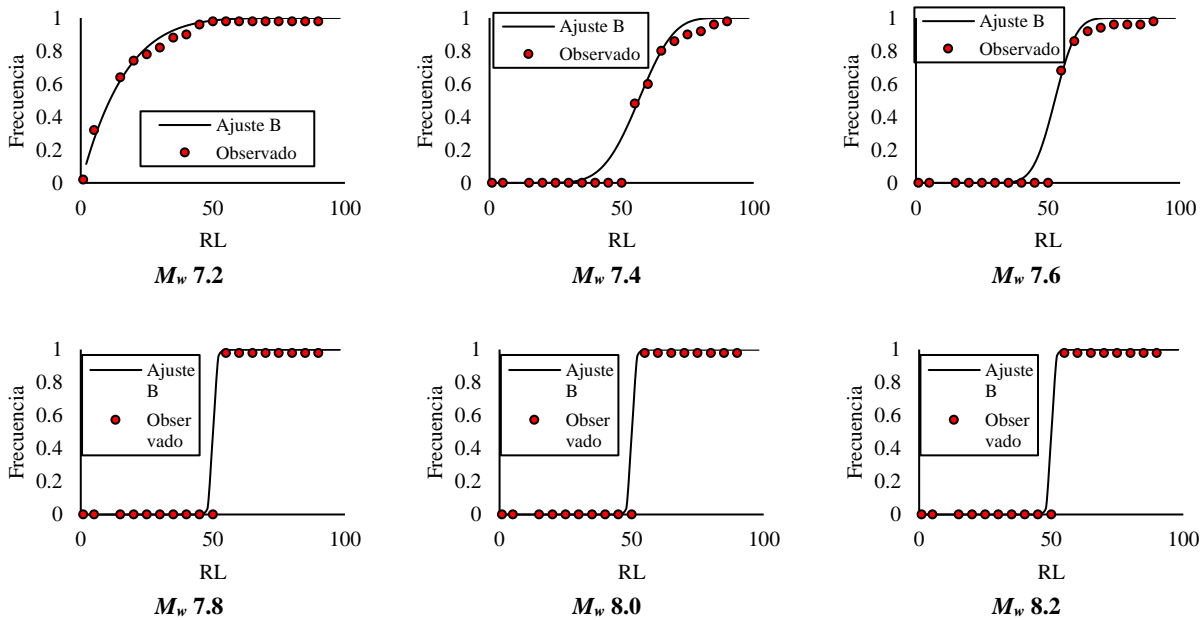


Fig. 4.62 Ajuste de distribución de probabilidad de pérdida de resiliencia para eventos de distintas magnitudes.

4.10.1.4) Tasas de excedencia

El complemento de la PDF, permite conocer la probabilidad de excedencia de un nivel de pérdida de resiliencia dada una magnitud, $Pr(RL > RL_{lim} | M)$, con lo cual es posible resolver la Ec. 4.24 obteniéndose así, la curva de tasas de excedencia de pérdida de resiliencia (Fig. 4.63). Siendo la Ec. 4.24 una simplificación de la Ec. 4.23, cuyos parámetros han sido definidos previamente.

$$v(RL) = \int_{M_0}^{M_u} -\frac{d\lambda(M)}{dM} Pr(RL > RL_{lim} | M) dM \quad (4.24)$$

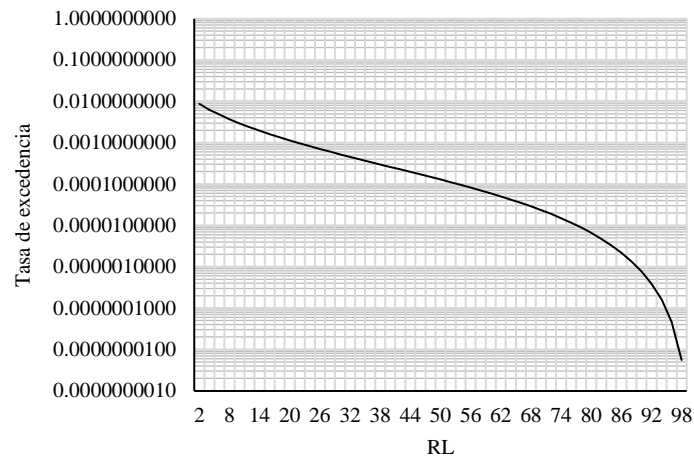


Fig. 4.63 Tasas de excedencia de pérdida de resiliencia para la estructura diseñada con un espectro basado en resiliencia.

4.10.1.5) Evaluación del error relativo

De acuerdo a la curva de tasas de excedencia obtenida, el valor de pérdida de resiliencia asociado a un periodo de retorno de 250 años, periodo para el cual se obtuvo el espectro de diseño, es de 10.7%, lo cual representa una estructura con una resiliencia sísmica del 89.3%, lo cual representa un error relativo del 4.1% respecto al objetivo de diseño. Esta diferencia se puede atribuir a que, para la evaluación de la respuesta estructural, y por motivos de practicidad, se llevaron a cabo análisis menos refinados que los realizados para la obtención de los espectros de diseño. Tomando en cuenta lo anterior, el error relativo encontrado se considera razonable, quedando validada la hipótesis planteada sobre el control de la resiliencia sísmica en una estructura a través de un espectro de diseño.

Es importante mencionar que si bien, el ejercicio llevado a cabo en esta sección sirve para comprobar la validez del método propuesto, es necesario tomar en cuenta todas las fuentes sísmicas con influencia en el sitio de estudio con el fin de obtener resultados de diseño adecuados, los cuales diferirán significativamente de los aquí mostrados.

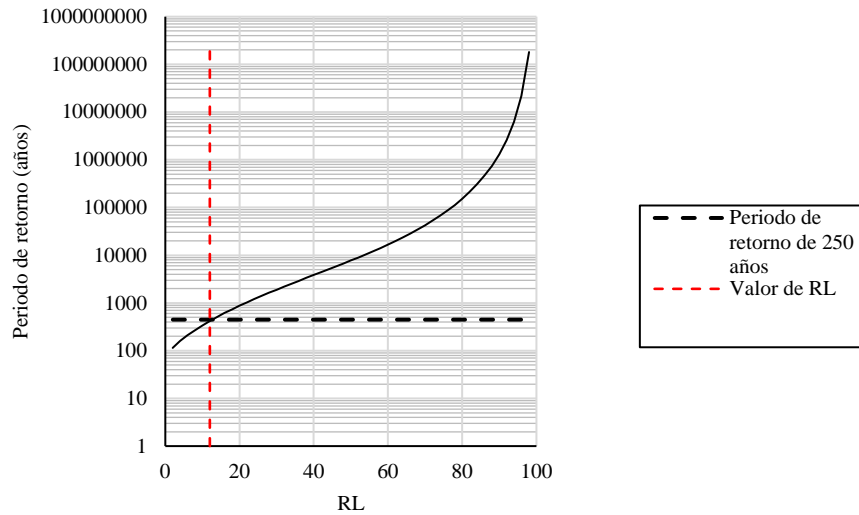
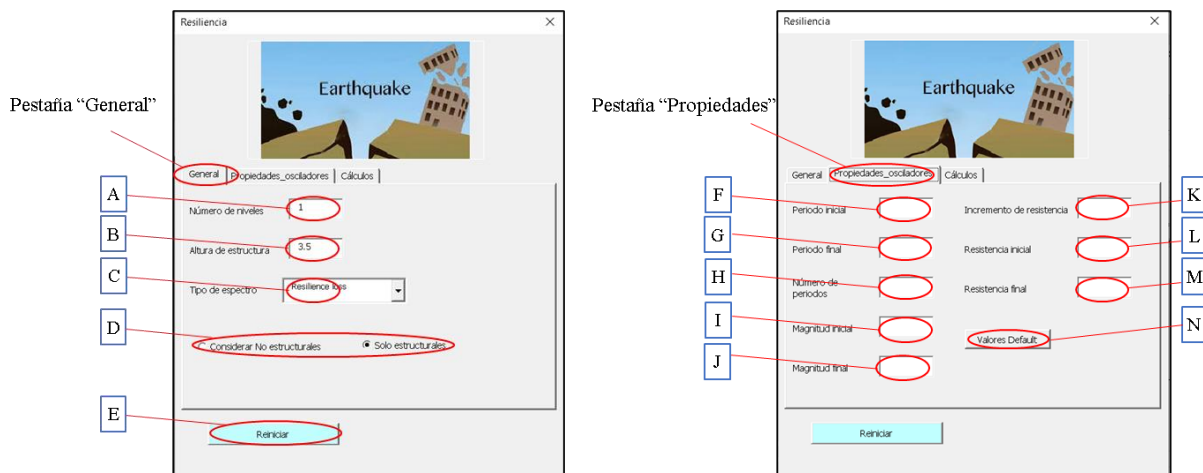


Fig. 4.64 Comprobación de la eficacia de los espectros de diseño basados en resiliencia.

4.11) Desarrollo del programa para obtener espectros de resiliencia uniforme

La metodología anteriormente desarrollada permite obtener nuevos espectros de diseño consistentes con las filosofías enfocadas al diseño resiliente. Sin embargo, no es de fácil aplicación para los ingenieros estructurales, pues se trata de un método que requiere una gran inversión de tiempo. Es por esto que, en esta sección se presenta el desarrollo de un programa sencillo que permite obtener los espectros deseados en un lapso de tiempo pequeño y con un costo computacional bajo.

A continuación, se muestra la interfaz desarrollada y se da una descripción de sus componentes.



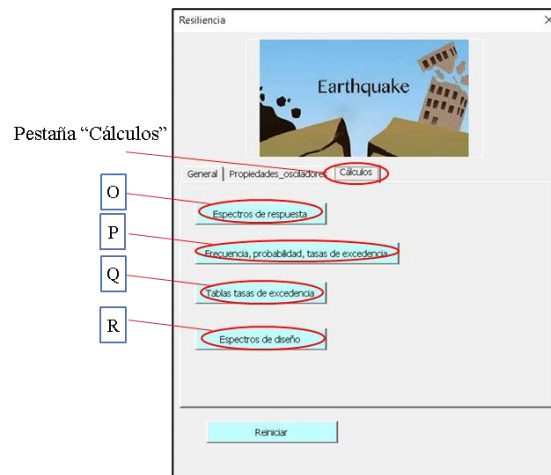


Fig. 4.65 Interfaz del programa desarrollado para calcular espectros de resiliencia uniforme.

- A. Dato de entrada. Se debe de indicar el número de niveles en la estructura, con el fin de tomar en cuenta de manera adecuada los tiempos de reparación y la pérdida de funcionalidad en elementos no estructurales.
- B. Dato de entrada. Sirve como valor de referencia para el cálculo de la distorsión global.
- C. Dato de entrada. Se especifica el tipo de espectro que se desea, pudiendo ser:
 - o Espectro de tiempos de recuperación.
 - o Espectro de funcionalidad.
 - o Espectro de resiliencia.
- D. Dato de entrada. Se especifica si se desea considerar no estructurales o solo estructurales.
- E. Botón de comando. Se reinicia el programa para poder usarse nuevamente.
- F. Dato de entrada. Se especifica el periodo inicial.
- G. Dato de entrada. Se especifica el periodo final.
- H. Dato de entrada. Se especifica el número de periodos, de esta manera se calcula el salto de tiempo.
- I. Dato de entrada. Se especifica la magnitud inicial.
- J. Dato de entrada. Se especifica la magnitud final.
- K. Dato de entrada. Se especifica el incremento de resistencias, a menor incremento mayor precisión.
- L. Dato de entrada. Se especifica la resistencia inicial.
- M. Dato de entrada. Se especifica la resistencia final.
- N. Botón de comando. Se ponen valores predeterminados a modo de guía.
- O. Botón de comando. Se calculan los espectros de respuesta para una serie de osciladores de 1 GDL. Estos espectros pueden ser en términos de distintos parámetros, de acuerdo a lo indicado en la sección C.
- P. Botón de comando. Se calculan las gráficas de frecuencia acumulada, las de probabilidad de excedencia o las tasas de excedencias. Debe especificarse que se desea obtener.
- Q. Botón de comando. Se tabulan las curvas de tasa de excedencias.
- R. Botón de comando. Se calculan y grafican los espectros de diseño. Se debe especificar el valor objetivo de tiempo, funcionalidad o resiliencia, así como el periodo de retorno.

El código del programa se desarrolló en tanto en VBA (Visual Basic For Applications) como en Python, el primero debido a las bondades que tiene Excel para realizar gráficas de manera rápida y con formatos



organizados, mientras que el segundo lenguaje presenta mejores velocidades de ejecución y mayor aceptación a nivel global en el campo de la ingeniería.



Capítulo 5: Valores objetivo de RT, FL y Resiliencia

Un aspecto importante en la resiliencia sísmica y el diseño sismo-resistente en general, es la definición de objetivos de diseño apropiados. Sin embargo, las investigaciones enfocadas en resiliencia, carecen de objetivos de diseño claros o con un respaldo analítico, existiendo propuestas de objetivos de resiliencia basadas en criterios heurísticos, por ejemplo, Almufti y Willford (2013) plantean una serie de lineamientos para cumplir con un diseño basado en resiliencia a partir de objetivos específicos que pretenden minimizar el daño y promover planes de contingencia contra la interrupción de servicios. En su trabajo, estos autores establecen valores aceptables de tiempos de inactividad para clasificar la resiliencia de edificaciones en nivel platino, oro y plata (Tabla 5.1), sin embargo, los criterios para definir dichos valores objetivo, son lo que consideran aceptable los dueños de edificaciones y los inversionistas. Otro ejemplo se observa en Mieler *et al.* (2015), quienes señalan la importancia de establecer objetivos de resiliencia comunitaria, en particular para sistemas críticos, tales como hospitales y plantas de energía, sin embargo, se carece de un respaldo analítico de los objetivos propuestos.

Por su parte, otros autores (Yang *et al.*, 2018; Tena-Colunga y Nangullasmú-Hernández, 2023) también hacen énfasis en la importancia de contar con objetivos para el diseño estructural resiliente, por lo que llevan a cabo propuestas en donde se pretende tener escenarios post-sísmicos de ocupación inmediata (IO) ante sismos de servicio, reocupación rápida (RR) para los sismos de diseño y prevención de colapso (CP) para los sismos de mayor magnitud esperada; sin embargo, no se habla explícitamente sobre valores de resiliencia, o de los tiempos de inactividad relacionados a estos estados de IO, RR o CP.

Tabla 5.1 Clasificación de Almufti y Willford para edificaciones

Clasificación	Reocupación	Descripción	Tiempo de inactividad
Platino	Inmediata	La funcionalidad no está significativamente comprometida	< 3 horas
Oro	Próxima	El edificio puede no estar en condiciones totalmente funcionales, pero puede habitarse de manera segura en un tiempo razonable	< 3 días
Plata	Próxima	Se desea evitar reparaciones económicamente inviables	< 6 meses

Como se mencionó, el problema con las propuestas anteriores es que no se respaldan desde un punto de vista analítico o estadístico que dé un contexto riguroso; es por esto que se propone establecer valores de tiempos de inactividad, funcionalidad y resiliencia aceptables de acuerdo a distintos objetivos por medio de una evaluación costo/beneficio, en donde se tome en cuenta el costo inicial de construcción, así como las pérdidas directas e indirectas debido a la reparación e inactividad, buscando la optimización del costo de construcción, con el fin de evitar gastos innecesarios o un desempeño estructural inadecuado, tal como lo sugieren Hall y Giglio (2016). Todo desde el análisis de estructuras típicas de escuelas públicas en la Ciudad de México.

5.1) Análisis de costos

El análisis de costos realizado en la búsqueda de límites óptimos de resiliencia, constan de dos componentes principales: análisis de costo inicial y análisis de pérdidas, las cuales se presentan a continuación.



5.1.1) Análisis de inversión inicial

El análisis de costo o inversión inicial involucra la planeación de la construcción completa de una estructura, y típicamente se utiliza para definir si el presupuesto disponible es adecuado o no. Dicho procedimiento se lleva a cabo utilizando teoría de precios unitarios y utilizando bases de datos actualizadas en cuanto a costos de materiales, mano de obra, equipos y herramientas. En este caso en particular, se llevó a cabo el análisis de inversión para cada una de las estructuras del grupo estudiado, de acuerdo con sus características geométricas y diseño estructural. Los resultados se presentan en la Tabla 5.2, observándose que las estructuras de mayor antigüedad tienen un costo de construcción ligeramente menor al ser menos robustas que las más recientes, lo cual es consistente con los cambios en las demandas de diseño entre los códigos de construcción para edificaciones.

Tabla 5.2 Costos de construcción de escuelas públicas con distintas geometrías

Estructura	Costo 2004	Costo 1987
1N	\$ 1,119,496.00	\$ 1,007,546.40
2N	\$ 2,238,992.00	\$ 2,015,092.80
3N	\$ 3,358,488.00	\$ 3,022,639.20

5.1.2) Análisis de 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. Estas pueden dividirse en dos grandes grupos: pérdidas directas y pérdidas indirectas, las cuales a su vez, se subclasifican en: pérdidas económicas y damnificados (Fig. 5.1). 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.

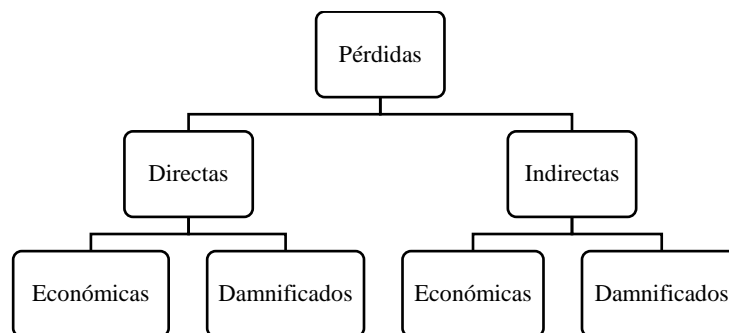


Fig. 5.1 Tipos de pérdidas (Adaptada de González, 2019).

Las pérdidas directas económicas, se refieren a aquellas provocadas de manera inmediata por el movimiento del terreno en los eventos sísmicos. Caen en esta categoría las pérdidas provocadas por daños estructurales, no estructurales y a contenidos. Por otro lado, los damnificados por pérdidas directas se miden como el número de individuos lesionados o muertos durante un sismo, en proporción al total de habitantes de una edificación. Este tipo de pérdidas se ve afectada por varios factores, por ejemplo: el momento del día en el cual ocurre el sismo, pues la cantidad de personas expuestas es función de la hora del día. 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 (González, 2019). Por su parte, las pérdidas indirectas económicas, varían con el tiempo y su estimación es compleja, pues involucra una gran cantidad de variables, consistiendo principalmente en: interrupciones en comercios, gastos de reubicación y disminución de ingresos por rentas (Cimellaro *et al.*, 2010). Finalmente, los damnificados por pérdidas indirectas se refieren las consecuencias negativas que tiene en la salud de la población, la inactividad de cierta infraestructura.

Esta investigación se centra en la parte económica de las pérdidas, tanto directas como indirectas, por lo tanto, es menester estimar los costos de reparación estructural y no estructural, para distintos estados de daño, así como consecuencias económicas por cada día de inactividad.

5.1.1.2) Análisis de costos de reparación estructural (pérdidas directas)

En este apartado se realiza el análisis de precios unitarios para cada actividad asociada a las reparaciones estructurales para cada estado de daño, con el fin de calcular los costos aproximados de reparación. Para esto, se consultó a expertos con amplia experiencia en construcción y literatura disponible referente a ingeniería de costos y programación de obra, para obtener la información de precios actualizados en México, siendo el principal referente el Tabulador General de Precios Unitarios de la Secretaría de Obras y Servicios (Gob CDMX-B, 2020). Dichos análisis de costos se presentan a continuación.

5.1.1.2.1) P.U. para elementos con estado de daño DS1

El estado de daño DS1 en elementos de concreto reforzado, representa elementos agrietados por flexión con ancho máximo en grietas de 0.03 mm, se puede llegar a presentar fluencia en pocos sectores del elemento y puede existir desprendimiento de concreto (Morales, 2019; FEMA, 2018). La Fig. 5.2 muestra el programa de obra para la reparación de una rotación plástica con esta patología de daño y considerado 1 cuadrilla para su reparación. Por otro lado, la Tabla 5.3 presenta la tarjeta de precios unitarios con el costo de reparación de dicho elemento. Se puede observar que, de los tres conceptos principales (materiales, mano de obra y equipo), la mano de obra es la que tiene un mayor impacto en el costo, representado el 75.2% del total, lo cual es consistente con lo reportado en la literatura en donde se menciona la importancia del control de mano de obra, particularmente para obras pequeñas (McTague y Jergaes, 2002).

Actividad\ Horas	Días							
	1				2			
	2	4	6	8	2	4	6	8
Preparar area de trabajo								
Limpieza								
Relleno de grietas con resina epóxica								
Remover imperfecciones de superficie								
Limpieza								

Fig. 5.2 Programa de obra para reparar una rotación plástica con DS1.



Tabla 5.3 Tarjeta de precios unitarios e importe para la reparación de una rotación plástica con DS1

Concepto	Unidad	Días	P.U.	Cantidad	Importe
Materiales					
Resina epóxica. Lechada fluida de dos componentes a base de resina epoxi comercial.	kg	NA	\$400.00	0.3	\$120.00
Mano de obra					Subtotal materiales: \$400.00
Peón	Jornada	1	\$178.57	1	\$223.21
Albañil	Jornada	1	\$314.29	1	\$392.86
Maestro	Jornada	1	\$676.71	0	\$0.00
Equipo y herramienta					Subtotal mano de obra: \$492.86
Equipo de inyección manual de morteros fluidos y resinas	hora	0.128	\$21.14	1.25	\$2.71
Equipo de seguridad	%		\$700.66	0.030	\$14.79
Herramienta menor	%		\$700.66	0.05	\$24.64
Subtotal equipo: \$42.13					
Total=					\$654.99

5.1.1.2.2) P.U. para elementos con estado de daño DS2

El estado de daño DS2 en elementos de concreto reforzado, representa un elemento con agrietamientos por flexión con ancho espesor menor a 3.175 mm, se puede llegar a presentar fluencia del elemento y existe desprendimiento de concreto (Morales, 2019; FEMA, 2018). Las Figs. 5.3 y 5.4 muestran programas de obra para la reparación de una sola rotación plástica con daño DS2 tanto para vigas como para columnas, y considerado considerando 1 cuadrilla para la reparación.

Actividad\ Horas	Vigas															
	1				2				3				4			
	2	4	6	8	2	4	6	8	2	4	6	8	2	4	6	8
Preparar area de trabajo	■	■	■	■												
Limpiar área dañana			■													
Relleno de grietas con epóxico comercial				■												
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 laminas de fibra de carbono													■			
Mezclar componentes de tercera resina comercial															■	
Aplicar capa de tercera resina con rodillo en toda la superficie																■
Colocación de laminado																
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																

Fig. 5.3 Programa de obra para reparar una rotación plástica en viga con DS2.



Columnas	1	2	3	4	5
Actividad\ Horas					
Preparar area de trabajo	■	■			
Limpiar área dañana	■				
Relleno de grietas con epóxico comercial		■			
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 laminas de fibra de carbono			■		
Mezclar componentes de tercera resina comercial			■		
Aplicar capa de tercera resina con rodillo en toda la superficie			■		
Colocación de laminado primera capa				■	
Colocación de laminado segunda capa				■	
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					■

Fig. 5.4 Programa de obra para reparar una rotación plástica en columnas con DS2.

Es importante destacar que, a partir del estado de daño DS2, la reparación de elementos viga es diferente a la reparación de elementos columna. Para el caso de las vigas, la reparación consiste en reforzar la cara superior, inferior o ambas, de vigas mediante un sistema de laminado de fibra de carbono. Por otro lado, las columnas se encamisan con 1 capa de hojas de fibra de carbono unidireccional. Para la obtención de los precios unitarios, se consideró una marca comercial de fibra de carbono debido a la disponibilidad de información.

Tabla 5.3 Tarjeta de precios unitarios e importe para la reparación de una rotación plástica en viga con DS2

Concepto	Unidad	Días	P.U.	Cantidad	Importe
Materiales					
Imprimación de dos componentes a base de resina epoxi, aplicar con rodillo en elemento usando hojas de fibra de carbono.	Kg	NA	\$312.33	0.048	\$14.99
Laminado de fibra de carbono, de 50 mm de anchura y 1,2 mm de espesor, E=170000 N/mm ² , F _y =3100 MPa y ε=1,9%, para refuerzo de estructuras.	M	NA	\$245.08	1.1	\$269.59
Adhesivo de dos componentes a base de resina epoxi, para aplicar con espátula sobre elemento estructural a reforzar mediante laminados de fibra de carbono.	Kg	NA	\$164.34	0.374	\$61.46
Mano de obra			Subtotal materiales:		\$346.04
Peón	Jornada	2.5	\$178.57	1.5	\$892.85
Albañil	Jornada	2.5	\$314.29	1	\$785.72
Maestro	Jornada	2.5	\$676.71	0.25	\$422.94
Equipo y herramienta			Subtotal mano de obra:		\$1,873.3
Grupo electrógeno insonorizado, trifásico, de 45 kVA de potencia.	Hora	2.5	\$65.98	0.869	\$143.34
Equipo de seguridad	%	NA	NA	0.030	\$56.35
Herramienta menor	%	NA	NA	0.05	\$93.92
			Subtotal equipo:		\$293.61
			Total =		\$2,517.95



Tabla 5.4 Tarjeta de precios unitarios e importe para la reparación de una rotación plástica en columnas con DS2

Concepto	Unidad	Rendimiento	P.U.	Cantidad	Importe
Materiales					
Imprimación de dos componentes a base de resina epoxi, aplicar con rodillo sobre elemento con hojas o laminados de fibra de carbono.	kg	NA	\$312.33	0.2	\$62.47
Hoja de fibra de carbono unidireccional, de 500x100 mm y 0,165 mm de espesor, $f_y= 4900$ MPa, $E= 230.000$ N/mm ² y $\epsilon= 2,1\%$, para refuerzo de estructuras.	m ²	NA	\$485.44	1.1	\$533.98
Resina epoxi saturante, aplicación con rodillo sobre soportes de concreto o acero, en sistemas de refuerzo estructural mediante hojas de fibra de carbono, fibra de vidrio o fibra de aramida en columnas trabajando a compresión, vigas trabajando a cortante o flexión.	kg	NA	\$276.87	0.88	\$243.65
			Subtotal materiales:		\$840.10
Mano de obra					
Peón	Jornada	2.5	\$178.6	1.75	\$781.24
Albañil	Jornada	2.5	\$314.3	1.00	\$785.72
Maestro	Jornada	2.5	\$676.7	0.25	\$422.94
			Subtotal mano de obra:		\$1,989.9
Equipo y herramienta					
Grupo electrógeno insonorizado, trifásico, de 45 kVA de potencia.	hora	2.5	\$65.98	0.869	\$143.34
Equipo de seguridad	%			0.030	\$59.7
Herramienta menor	%			0.05	\$99.5
			Subtotal equipo:		\$302.53
				Total =	\$3,132.4

Es notorio que, nuevamente, la mano de obra es el concepto de mayor peso tanto para vigas como para columnas, representando el 74.3% y el 63.5% del costo total, respectivamente. Además, se observa que reparar una columna dañada con el mismo DS que una viga cuesta aproximadamente el 18% más, lo cual refuerza la idea de evitar los daños en las columnas mediante un mecanismo columna fuerte- viga débil, ahora desde un punto de vista económico, pues en caso de dañarse una columna, su reparación sería significativamente más costosa que en las vigas.

5.1.1.2.3) P.U. para elementos con estado de daño DS3

El estado de daño DS3 en elementos de concreto reforzado, representa una condición severa, con daño extenso debido al desprendimiento de concreto en columnas y vigas, en donde algunos elementos presentan fluencia del acero de refuerzo y existen agrietamientos con espesor mayor a 3.175mm (Morales, 2019; FEMA, 2018). La Fig. 5.5 muestra el programa de obra para la reparación de una rotación plástica en vigas con DS3 y considerando 1 cuadrilla, mientras que la Fig. 5.6 se presentan las mismas consideraciones, pero para elementos columna. En general, la rehabilitación consiste en incremento de la sección con concreto reforzado, con una resistencia a la compresión especificada de 250 kg/cm², clasificación de exposición A1, tamaño máximo del agregado 12 mm, revenimiento de 5 a 10 cm, premezclado, y colado con grúa, y acero $F_y=4200$ kg/cm², con una cuantía de 40 kg/m³; previa aplicación de una capa continua de adhesivo tixotrópico de dos componentes a base de resina epoxi, sobre la superficie del concreto endurecido.



Concepto	Unidad	Días efectivos	P.U.	Cantidad	Importe
Materiales					
Concreto $f_c=25$ MPa (250 kg/cm ²), clasificación de exposición A1, tamaño máximo del agregado 12 mm, revenimiento de 5 a 10 mm, premezclado, según RCDF NTC Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (2004).	m ³	NA	\$1,308.77	0.053	\$69.36
Acero $F_y=4200$ kg/cm ² , de varios diámetros, según NMX-C-407-ONNCCE.	Kg	NA	\$11.50	2.040	\$23.46
Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	Kg	NA	\$14.99	0.022	\$0.33
Sistema de cimbra recuperable para la ejecución de vigas de concreto para revestir, compuesto de: puntales metálicos telescópicos, sopandas metálicas y superficie de la cimbra de madera tratada reforzada con varillas y perfiles, hasta 3 m de altura libre de piso a techo.	m ²	NA	\$305.22	0.500	\$152.61
Mano de obra				Subtotal materiales:	\$363.54
Ayudante B	Jornada	11.75	\$185.72	1.000	\$2,182.16
Oficial fierro.	Jornada	5.25	\$314.29	0.500	\$825.00
Oficial concretero.	Jornada	5.25	\$314.29	0.500	\$825.00
Maestro	Jornada	5.25	\$676.71	0.25	\$888.18
Equipo y herramienta				Subtotal mano de obra:	\$4,720.35
Equipo de seguridad	%		\$3,832.17	0.030	\$114.97
Herramienta menor	%		\$3,832.17	0.05	\$191.61
				Subtotal equipo:	\$306.57
				Total =	\$5,390.47

5.1.1.2.4) P.U. para elementos con estado de daño DS4

El estado de daño 4 (DS4) indica elementos colapsados o con alta probabilidad de colapso. Se presenta gran desprendimiento de concreto, así como fractura y pandeo severo del acero de refuerzo. La rehabilitación de elementos con este tipo de daño es inviable, por lo que se debe realizar un reemplazo total del mismo.

5.1.1.3) Análisis de costos de reparación no estructural (pérdidas directas)

El segundo componente de las pérdidas directas está dado por los costos de reparación en elementos no estructurales. En esta investigación, se utilizan los datos establecidos en el PACT de la FEMA (2018), en donde se sugieren valores de costos de reparación y reemplazo para los elementos no estructurales aquí considerados (muros, ventanas, plafones y luminarias), de acuerdo con su estado de daño. Dichos costos se presentan en las Tablas 5.6 a 5.9.



Tabla 5.6 Costos de reparación para distintos estados de daño en muros con refuerzo ordinario o especial con celdas parcial o totalmente agrupadas, dominado por cortante o flexión, con espesores de 10 a 30 cm y altura de hasta 3.6m (adaptación FEMA, 2018)

Muros	Descripción	Reparación	Costo de reparación (MXN)
DS1	Pocas grietas por flexión y cortante. Ligera fluencia de refuerzo vertical de los extremos. No hay desprendimiento de concreto. No hay fractura o pandeo del refuerzo vertical. No hay daño estructural significativo.	Reparación cosmética. Relleno de grietas y pintura.	\$9,120.00
DS2	Numerosas grietas y agrietamiento diagonal residual con ancho menor a 1/64 in. No hay fractura o pandeo del refuerzo vertical. Deformación residual pequeña.	Remover mampostería suelta. Rellenar desprendimientos con grout. Inyección epóxica. Pintura en cada lado.	\$63,840.00
DS3	Agrietamiento severo con grietas residuales de ancho mayor a 1/32 in. Fractura o pandeo del refuerzo vertical. Deformación residual significativa.	Demoler muro existente. Construir nuevo muro.	\$91,200.00

Tabla 5.7 Tiempos de reparación para distintos estados de daño en ventanas de fachada genérica con vidrio monolítico, sin especificación de laminado o tipo de vidrio y con relación de aspecto de 6:5 (adaptación FEMA, 2018)

Ventanas	Descripción	Reparación	Costo de reparación (MXN)
DS1	Falla del sello	Retirar vidrio para reemplazar el sello dañado	\$10,241.00
DS2	Agrietamiento de vidrio	Reemplazar pieza de vidrio agrietada	\$---
DS3	Colapso del vidrio	Reemplazar pieza de vidrio, cubrir apertura temporalmente	\$---

Tabla 5.8 Tiempos de reparación para distintos estados de daño en luminarias diseñadas para sismo, suspendidas entre 30 y 60cm del techo y soportadas por dos o más cables (adaptación FEMA, 2018)

Luminarias	Descripción	Reparación (FEMA)	Costo de reparación (MXN)
DS1	Desmantelamiento del sistema de varillas en la conexión con la luminaria, falla por fatiga de la varilla roscada; desprendimiento de las varillas fijadas al techo.	Reemplazar luminarias dañadas	\$43.70

Tabla 5.9 Tiempos de reparación para distintos estados de daño en plafones que cubren un área aproximada < 25m² y con soporte vertical (adaptación FEMA, 2018)

Plafones	Descripción	Reparación (FEMA)	Costo de reparación (MXN)
DS1	5% de la malla del plafón dañado.	Reinstalar, repara, o reemplazar 5% del área del plafón dañada	\$5,510.00
DS2	30% de la malla del plafón dañado.	Reemplazar 30% del plafón	\$43,130.00
DS3	50% de la malla del plafón dañado	Reemplazo de todo el plafón	\$88,730.00

5.1.1.4) Análisis de pérdidas por tiempos de inactividad (pérdidas indirectas)

El estudio de las pérdidas económicas por inactividad en una estructura es un tema complejo y, a diferencia de las edificaciones destinadas a fines comerciales, las escuelas públicas en México no tienen fines de lucro, por lo tanto, el estudio de las consecuencias económicas negativas no se puede estudiar desde el contexto de ingresos perdidos por día de inactividad (como sería el caso en una edificación de un negocio), sino que se propone estudiar los recursos no aprovechados durante la inactividad de esta infraestructura, refiriéndose por recursos no aprovechados a los gastos recurrentes que siguen aplicando, incluso durante la inactividad de las escuelas públicas.



A través de entrevistas con personal académico de instituciones educativas mexicanas (V. Rangel *et al.* 2020), se determinó que los gastos están formados por: cuotas de servicios básicos, sueldos del personal académico y administrativo, capacitaciones de docentes, insumos de cooperativas y eventos especiales, de entre los cuales, el único relevante en tiempos de inactividad es el pago de salarios, por lo tanto, se procede a la estimación de dicho concepto.

5.2.2.1) Salarios del personal

Los salarios del personal académico y administrativo en escuelas públicas están regulados por el Tabulador de sueldos del personal docente de educación básica (SEP, 2019), publicado de manera periódica por la SEP. De acuerdo con dicho documento, el salario depende del nivel educativo (prescolar, primaria, secundaria), de la modalidad educativa (presencial, no presencial, tele, etc.) y del nivel del docente.

En este trabajo se utilizaron valores promedio para los sueldos de director, subdirector, maestro y prefectos, tras analizar los sueldos para estos puestos establecidos por la SEP, considerando la zona económica II (la cual incluye la Ciudad de México), y tomando en cuenta la cantidad de escuelas existentes de cada modalidad y nivel educativo. Por otro lado, los salarios de otras posiciones comunes en planteles educativos, tales como secretarios, intendentes y veladores, se estimaron con valores medios ofrecidos en páginas de reclutamiento de empleos en México (Indeed, 2020). Los resultados se presentan en la Tabla 5.10.

Tabla 5.10 Salarios promedio para el personal que labora en escuelas del sector público en México (Datos estimados a partir del tabulador de sueldos de la SEP)

Posición	Salario promedio (pesos mexicanos)
Director	\$ 26,797.07
Subdirector	\$ 25,765.89
Maestro	\$ 17,766.28
Prefecto	\$ 8,616.60
Secretario	\$ 6,500.00
Intendente	\$ 4,686.00
Velador	\$ 5,936.50

Finalmente, dado que el número de docentes, intendentes, secretarios, etc., depende de la cantidad de alumnos, es necesario mencionar que se considera una densidad de alumnos de 0.5 alumnos /m² de construcción (González *et al.*, 2020), lo cual resulta en 96, 192 y 288 alumnos para escuelas de tipo 1, 2 y 3 niveles, respectivamente.

La información presentada anteriormente permite realizar el análisis de costos para obtener el saldo mensual de recursos no aprovechados en un escenario posterior a un sismo, procedimiento realizado para escuelas típicas de 1, 2 y 3 niveles en la Ciudad de México (Tablas 5.11, 5.12 y 5.13), siendo la diferencia entre cada escuela, la cantidad de personas que integra el cuerpo académico y administrativo, el cual depende, en gran medida, del tamaño de la estructura.



Tabla 5.11 Desglose de los conceptos de gastos en escuelas públicas de un nivel en la Ciudad de México

Concepto de gastos	Monto/mes	Densidad	Personal	\$/mes
Salario director	\$26,797	1	1	\$ 26,797.1
Concepto de gastos	Monto/mes	Densidad	Personal	\$/mes
Salario subdirector	\$25,766	1	1	\$ 25,765.9
Salario docentes	\$17,766	22.1	5.00	\$ 88,831.4
Salario asesores/prefectos	\$8,617	331.4	1.00	\$ 8,616.6
Salario secretario	\$6,500	165.7	1.00	\$ 6,500.0
Salario intendencia	\$4,686	331.4	1.00	\$ 4,686.0
Salario velador	\$5,937	300	1.00	\$ 5,936.5
Salario cocinero	\$5,937	300	1.00	\$ 5,936.5
Total				\$ 173,070.0

Tabla 5.12 Desglose de los conceptos de gastos en escuelas públicas de 2 niveles en la Ciudad de México

Concepto de gastos	Monto/mes	Densidad	Personal	\$/mes
Salario director	\$26,797	1	1	\$ 26,797.1
Salario subdirector	\$25,766	1	1	\$ 25,765.9
Salario docentes	\$17,766	22.1	9.00	\$ 159,896.6
Salario asesores/prefectos	\$8,617	331.4	1.00	\$ 8,616.6
Salario secretario	\$6,500	165.7	2.00	\$ 13,000.0
Salario intendencia	\$4,686	331.4	1.00	\$ 4,686.0
Salario velador	\$5,937	300	1.00	\$ 5,936.5
Salario cocinero	\$5,937	300	1.00	\$ 5,936.5
Total				\$ 250,635.1

Tabla 5.13 Desglose de los conceptos de gastos en escuelas públicas de 3 niveles en la Ciudad de México

Concepto de gastos	Monto/mes	Densidad	Personal	\$/mes
Salario director	\$26,797	1	1	\$ 26,797.1
Salario subdirector	\$25,766	1	1	\$ 25,765.9
Salario docentes	\$17,766	22.1	14.00	\$ 248,728.0
Salario asesores/prefectos	\$8,617	331.4	1.00	\$ 8,616.6
Salario secretario	\$6,500	165.7	2.00	\$ 13,000.0
Salario intendencia	\$4,686	331.4	1.00	\$ 4,686.0
Salario velador	\$5,937	300	1.00	\$ 5,936.5
Salario cocinero	\$5,937	300	1.00	\$ 5,936.5
Total				\$ 339,466.5

La Tabla 5.14 muestra el resumen de los gastos no aprovechados por mes y por día, para escuelas de las tipologías presentadas, lo cual se estimó para poder obtener una correlación entre los días de inactividad y las pérdidas totales. Es notorio que existe una relación directamente proporcional entre el número de alumnos y la pérdida por inactividad, debido a que la mayoría de los conceptos que afectan las pérdidas post-sismo están ligados al número de estudiantes. Esto es importante, pues permite obtener la pérdida por



inactividad en función de una sola variable, la cantidad de alumnos, o bien, el área de la escuela si es que se cuenta con la densidad de alumnos (Fig. 33).

Tabla 5.14 Resumen de pérdidas por mes y por día para escuelas de 1, 2 y 3 niveles

Niveles	Área de escuela(m ²)	Alumnos	Recursos no aprovechados por día de inactividad
1	192	96	\$5,674.43
2	384	192	\$8,217.54
3	576	288	\$11,130.05

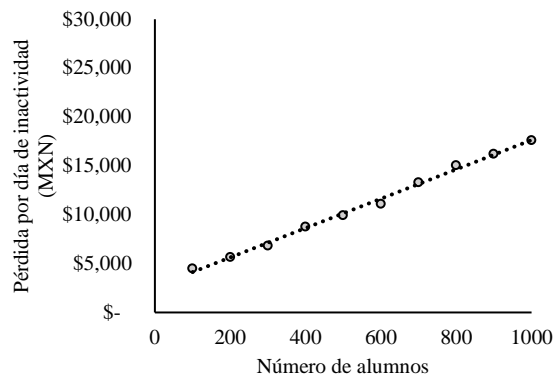


Fig. 5.7 Relación entre el número de alumnos y la pérdida por mes de inactividad.

5.3) Análisis costo-beneficio

La definición de los valores de diseño aceptables es un concepto del diseño basado en desempeño, que sirva para tener objetivos claros hacia un comportamiento post-sísmico deseable. En esta investigación se lleva a cabo un análisis costo-beneficio, C/B , aplicando la Ec. (5.1), con el fin de estimar valores de resiliencia mínimos aceptables.

$$C/B_i = \frac{C_o - L_{Di} - L_{Ii}}{C_o} \quad (5.1)$$

En dónde C_o es el costo inicial de construcción y L_{Di} son las pérdidas económicas directas (reparaciones estructurales y no estructurales) y L_{Ii} son las pérdidas indirectas (pérdidas por inactividad) asociadas al i -ésimo evento sísmico. Anteriormente, se estableció que, para los modelos de estimación de tiempos y funcionalidad aquí propuestos, se utiliza la demanda de ductilidad como parámetro de respuesta asociado al daño (lo cual es posible debido a la simplicidad de los marcos planos utilizados en esta investigación), por lo tanto, se deduce que existe una estrecha relación entre: el daño (representado por medio de la ductilidad), las pérdidas, el factor C/B y los parámetros de resiliencia (tiempos y funcionalidad).

En la Fig. 5.8 se muestra la relación entre el factor C/B y los valores de μ , observándose que, para el grupo de estructuras estudiadas, al presentarse valores de μ menores a 1.6, se obtiene un factor C/B positivo, mientras que para μ mayores a 1.6, se encuentra un C/B negativo. El cambio entre C/B positivo y negativo puede interpretarse como el valor mínimo aceptable ($C/B=0$), dado que representa una estructura con las



características mínimas necesarias para soportar las consecuencias negativas de un sismo sin exhibir pérdidas económicas superiores a la inversión inicial de construcción. Al examinar este límite en términos de los parámetros de resiliencia, se encuentran tiempos de reparación y pérdida de funcionalidad máximos del 35% y 12% respectivamente (Fig. 4.24 y 4.15), lo cual provee un marco de referencia para tiempos de inactividad y valores de funcionalidad aceptables. Al mismo tiempo, el daño, reflejado por el valor de μ , permite estimar los parámetros de resiliencia restantes (tiempos de demora). Posteriormente, si se aplica la Ec. (1.1), con los valores aceptables de tiempo y funcionalidad previamente señalados, es posible definir un valor mínimo aceptable de resiliencia, igual al 92%, el cual está asociado a resiliencia mínima desde el punto de vista económico. Es importante mencionar que el caso de estudio de la presente investigación, involucra instituciones educativas públicas, lo que hace difícil abordar la evaluación de las consecuencias económicas negativas por inactividad, por lo que se ponderó la compenetración en las actividades económicas sociales, tales como la venta de productos para el consumo de los niños en las cooperativas. Cabe señalar que otro tipo de edificaciones con fines comerciales, tendrán repercusiones financieras por inactividad mucho más significativas, por lo que se esperaba que los límites mínimos de resiliencia aceptable se incrementasen en dicho caso.

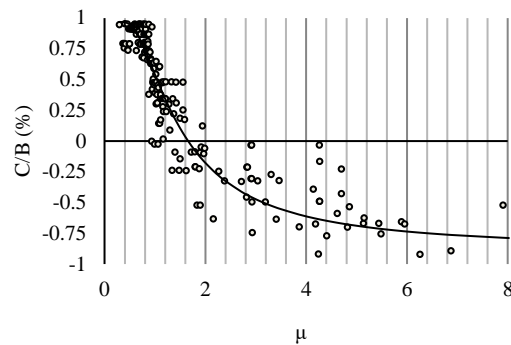


Fig. 5.8 Factor C/B vs demanda de ductilidad.

La Fig. 5.8 también muestra que, el factor C/B alcanza un máximo del 95% para un valor de $\mu=0.8$. Dicho valor máximo no llega al 100% en los casos presentados, esto debido a los daños en los elementos no estructurales y a los tiempos de inspección, los cuales son obligatorios en estructuras escolares por su alta importancia. Al asociar el valor de μ a los parámetros de resiliencia, se encuentran valores de RT y FL iguales al 3% y 2.5% respectivamente, si aunado a esto se consideran elementos no estructurales, así como los tiempos de demora y se aplica la Ec. (1.1), se obtiene un valor de resiliencia del 99% el cual puede ser utilizado como un objetivo deseable de resiliencia, indicativo de estructuras capaces de soportar sismos fuertes y mantener una funcionalidad alta con un tiempo de inactividad mínimo.

La discusión anterior permite crear una clasificación para los valores de resiliencia, tiempos y funcionalidad aceptables, mostrada en la Tabla 5.15, lo cual es de gran utilidad para tener marcos de referencia en la cuantificación de la resiliencia y sus parámetros. Por ejemplo, algunos estudios (Cimellaro *et al.*, 2010; González *et al.*, 2020) han reportado valores de resiliencia variables entre 60 y 100%; sin embargo, no se había dado una interpretación clara de dichos valores.



Tabla 5.15 Clasificación de resiliencia, tiempo y funcionalidad para escuelas en México

Clasificación	Resiliencia (R)	Tiempo (RT)	Funcionalidad (F)
Alta	$R \geq 99\%$	$RT \leq 3\%$	$F \geq 97.5\%$
Media	$99\% > R > 92\%$	$3\% < RT < 35\%$	$97.5\% > F > 88\%$
Baja	$R \leq 92\%$	$RT \geq 35\%$	$F \leq 88\%$

En este caso en particular, los valores permisibles de tiempos de inactividad se basan en un análisis costo/beneficio y, al tratarse de estructuras sin fines de lucro, el tiempo admisible puede ser significativamente mayor que en estructuras comerciales (desde el punto de vista económico), permitiéndose más días de inactividad. Es por eso que, en futuras investigaciones, es necesario seguir aplicando este enfoque de definición de valores objetivo de resiliencia, para distintos tipos de estructuras.

5.4) Curvas de tiempo y pérdida de funcionalidad esperada

Las funciones de vulnerabilidad sísmica (también llamadas funciones de daño o pérdidas), muestran la relación entre una medida de intensidad del movimiento sísmico (por ejemplo, la pseudoaceleración espectral para un amortiguamiento dado) y el daño esperado en un sistema estructural. En la Fig. 5.9 se presentan, de forma ilustrativa, curvas de vulnerabilidad (líneas negras) con su respectiva desviación estándar (líneas rojas) para edificaciones de concreto reforzado ubicadas en zona de suelo blando de la Ciudad de México (Jaimes y Niño, 2017). Se observa que, para cada valor de aceleración (abscisas), existen cierta incertidumbre respecto al daño esperado, incertidumbre que dependerá del evento sísmico afectando la estructura y de las propiedades reales de la misma, por esta razón, es necesario manejar el daño como una variable aleatoria con una distribución de probabilidad asociada.

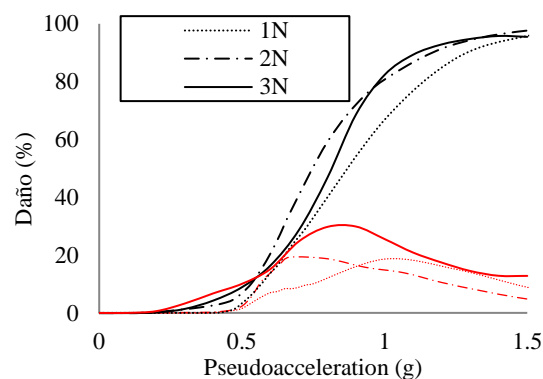


Fig. 5.9 Ejemplos de curvas de vulnerabilidad para estructura con distintos números de niveles (Tomada de Jaimes y Niño, 2017).

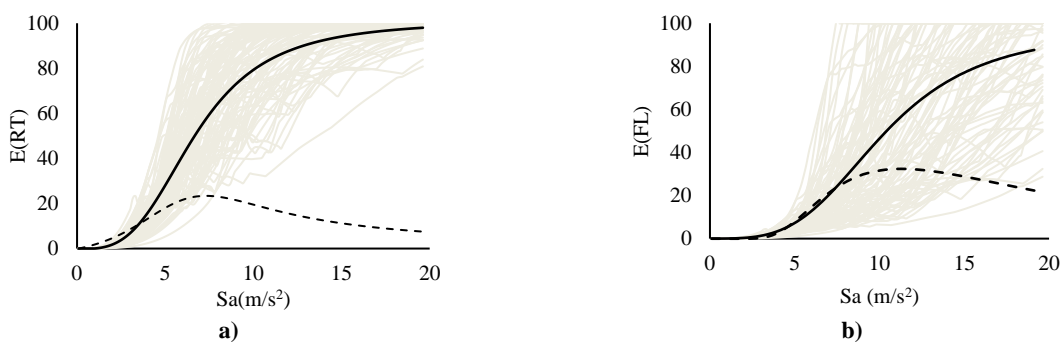
Existen distintos enfoques para obtener funciones de vulnerabilidad, tales como los métodos estadísticos, empíricos, o analíticos (Porter, 2018). Sin embargo, en el ámbito de la ingeniería sísmica y estructural, lo más usual es utilizar formulaciones analíticas, a partir del estudio de la respuesta no lineal de modelos



matemáticos, sujeto a varios niveles de excitación externa. Para ello, una de las herramientas de más utilidad, son los análisis dinámicos incrementales, IDA (Vamvatsikos y Cornell, 2002), los cuales consisten en someter una estructura a una serie de análisis no lineales, escalados a distintas intensidades, llevando a la estructura desde el rango elástico, pasando por el rango no lineal y hasta la inestabilidad global. De esta manera, cada intensidad (pseudoaceleración) puede relacionarse con la respuesta estructural, la cual puede posteriormente ser procesada en términos de daño.

El daño encontrado por medio de la vulnerabilidad puede representarse como pérdidas económicas, disminución del nivel de seguridad vital y pérdida de funcionalidad, como lo reconoce Porter (2018). Es por eso que se considera razonable crear curvas análogas a las de vulnerabilidad, que permitan estimar el tiempo de recuperación y la pérdida de funcionalidad esperada, pasando así a un contexto de resiliencia. De este modo, si se cuenta con la caracterización espacial de la amenaza sísmica de una región, es posible obtener, para un conjunto de estructuras geolocalizadas, las consecuencias en términos de tiempo, funcionalidad y finalmente, resiliencia sísmica.

En esta investigación se presenta el desarrollo de curvas de tiempos de recuperación y pérdida de funcionalidad esperada, obtenidas por medio del estudio de la respuesta estructural de escuelas públicas con las geometrías y tipologías mostradas en la Fig. 4.1. Dicha respuesta se determinó con la aplicación de IDA, empleando 98 registros sísmicos obtenidos de estaciones localizadas en suelo blando (Tabla 4.5). Debido al gran volumen de trabajo que implican, dichos análisis fueron llevados a cabo en el programa Opensees (McKenna *et al.*, 2022) empleando articulaciones concentradas en los extremos de los elementos y considerando bases empotradas. Los resultados de estos análisis se muestran en la Fig. 5.10, en términos de demanda de ductilidad, tiempo de recuperación, tiempos de inspección e ingeniería, tiempos de movilización y pérdida de funcionalidad, lo cual es posible con los modelos propuestos en las Fig. 4.15, 4.17 y 4.24. Estas se encuentran relacionadas con un valor de intensidad sísmica, por lo cual, si se conoce en que zonas se presentará dicha intensidad, es posible conocer también los parámetros de resiliencia asociados (tiempos y funcionalidad).



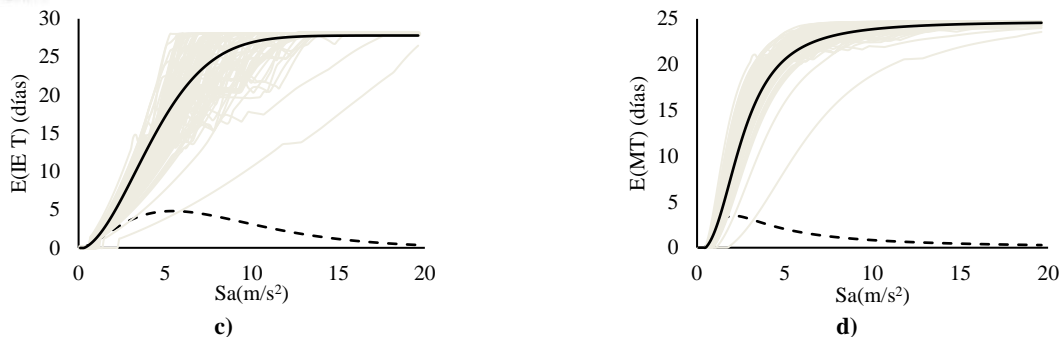


Fig. 5.10 a) Curva de tiempo de reparación relativo esperado, b) pérdida de funcionalidad esperada, c) tiempo de inspección e ingeniería esperados, d) tiempo de movilización esperado.

5.5) Cuantificación y clasificación de la resiliencia sísmica en una red de estructuras reales
El objetivo de las cuatro curvas mostradas anteriormente (Fig. 5.10) es poder estimar la probabilidad o frecuencia de ocurrencia de un parámetro de desempeño (tiempo de recuperación, funcionalidad, etc.) a partir de un valor de intensidad sísmica, de manera similar a lo propuesto en el análisis de riesgo sísmico probabilista, el cual involucra los siguientes componentes:

- Exposición: define los bienes expuestos por medio de su localización, valor y demás atributos de importancia.
- Amenaza: establece la frecuencia o probabilidad de que un evento sísmico exceda un límite de intensidad establecido en un periodo de tiempo definido.
- Vulnerabilidad (curvas de tiempo y funcionalidad esperada): muestra el valor del daño, pérdidas, tiempo o funcionalidad esperados en relación con la intensidad del movimiento sísmico.

La bondad de análisis probabilista anteriormente mencionado es que al conocer la geolocalización de la exposición y la distribución espacial de las intensidades sísmicas esperadas (amenaza), el procedimiento puede aplicarse a una amplia red de estructuras existentes (con el mismo uso y sistema estructural), para conocer su comportamiento en términos de tiempos de recuperación, funcionalidad y resiliencia.

En este documento se lleva a cabo el procedimiento descrito, para conocer la resiliencia esperada en un grupo de escuelas públicas y posteriormente clasificarlas de acuerdo con los criterios propuestos en la Tabla 5.15. Lo anterior se logra utilizando el programa de cálculo de riesgo, CAPRA (ERN-LAT, 2010), y definiendo las componentes de exposición, amenaza y vulnerabilidad, como se indica a continuación.

5.5.1) Exposición

Con el fin de ilustrar la utilidad de las curvas de tiempo y funcionalidad esperada, la alta sismicidad en la Ciudad de México, hace de esta locación una buena elección para aplicar el método propuesto, por lo tanto, se utilizó una base de datos de escuelas públicas, actualmente existentes, en dicha localidad (Fig. 5.11).



Fig. 5.11 Escuelas públicas en la Ciudad de México. Base de datos elaborada por un grupo de trabajo en la División de Ingeniería Civil y Geomática de la UNAM.

5.5.2) Amenaza sísmica

Por otro lado, la amenaza sísmica se cuantificó como pseudoaceleración espectral, para el periodo fundamental de la estructura y considerando amortiguamiento de 5% respecto al crítico. La intensidad sísmica se representa como una variable aleatoria con distribución log-normal, caracterizada por medio de su primer y segundo momento estadístico (media y varianza). También, se utilizaron ecuaciones de atenuación para evaluar la influencia cada fuente en el sitio de estudio (Jaimes y Niño, 2017).

5.5.3) Curvas de tiempo y funcionalidad esperada

Para estimar los valores esperados, dada una intensidad sísmica, se utilizaron las funciones presentadas en la Fig. 5.10. Una vez definidos dichos valores, se puede aplicar la Ec. 1.1 para cuantificar la resiliencia sísmica esperada, tomando en cuenta tanto los tiempos de inactividad, como la contribución de los elementos no estructurales.

$$R = \int_{t_{0E}}^{t_{0E}+T_C} \frac{Q(t)}{T_{LC}} dt \quad (1.1)$$

5.5.4) Análisis probabilista de tiempos, funcionalidad y resiliencia esperada

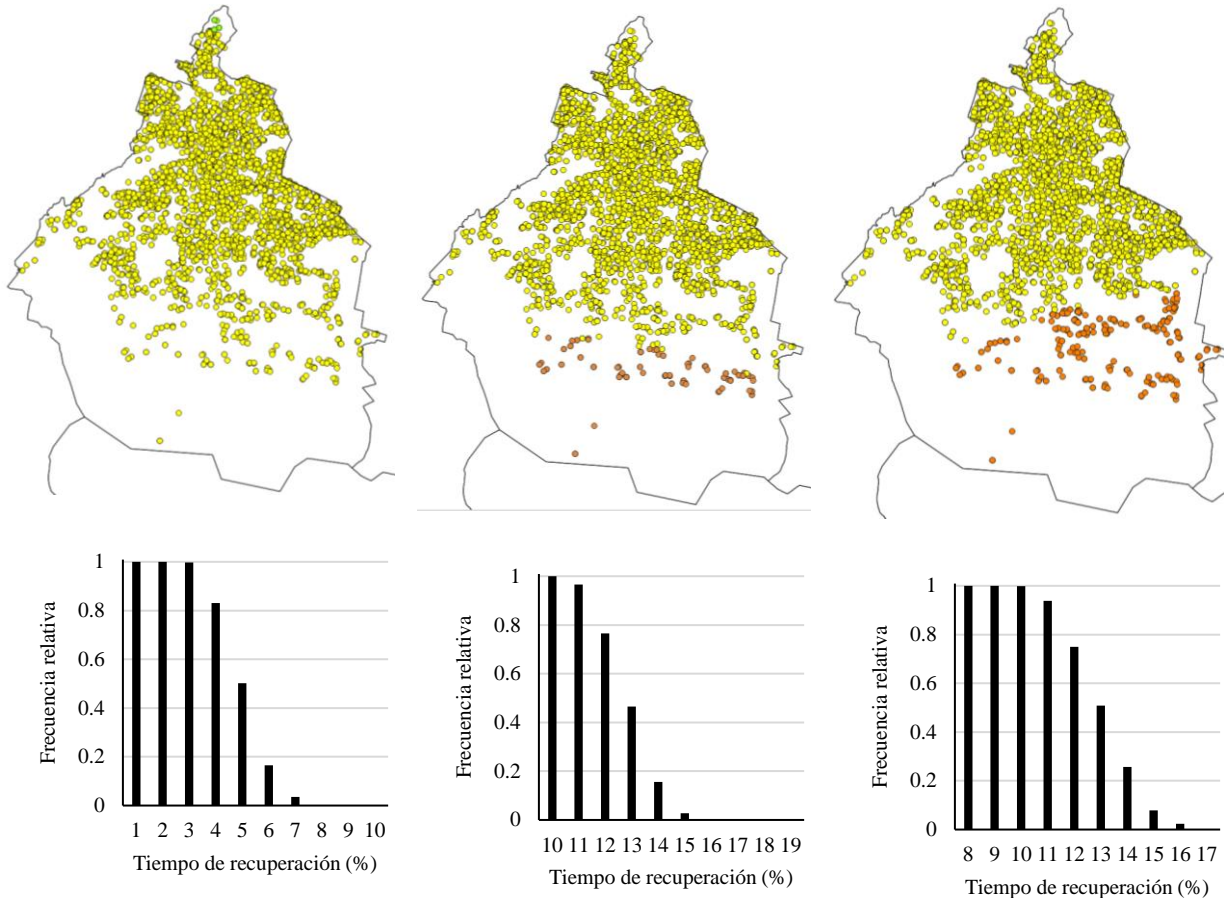
La información anterior posibilitó el análisis probabilístico, cuyos resultados permitieron identificar los tres escenarios más críticos (Tabla 5.16). Estos resultados se presentan en mapas de tiempo de recuperación (Fig. 5.12) de funcionalidad (Fig. 5.13) y de resiliencia esperada (Fig. 5.14), que permiten observar la distribución espacial de los valores esperados, para toda una red de escuelas públicas en la Ciudad de México, en donde se observa una codificación que obedece la propuesta de valores aceptables de la Tabla 5.15, con el color verde se refiere a un valor deseable, amarillo a un valor dentro de lo mínimo aceptable y rojo a un valor no aceptable. Adicionalmente, se presentan histogramas que muestran la frecuencia relativa de ocurrencia de cierto valor de RT, FL o RL.



Tabla 5.16 Escenarios sísmicos con mayores consecuencias negativas

Escenario	Descripción
A	Sismo intraplaca M7.18
B	Sismo intraplaca de falla normal M7.57
C	Sismo intraplaca M7.66

El análisis de los tiempos de recuperación (Fig. 5.12) sugiere que en un escenario sísmico A, se tendría un RT promedio de 5.04%, el cual está en el rango intermedio (Tabla 5.15), con afectaciones principalmente en la zona centro y norte de la ciudad, con valores máximos de RT= 8% y con varias estructuras presentando valores aceptables menores al 3% (Fig. 5.12a). Por su parte, en un escenario B (Fig. 5.12b) se observa una gran cantidad de estructuras con RT en el rango intermedio, presentándose un promedio de RT= 10.15% y siendo la zona más afectada la sur-centro, con un valor máximo de RT= 16.6%. Mientras que, en el escenario C (Fig. 5.12c), se observa una media de 9.96%, el cual está en el rango intermedio de RT, sin embargo, se llegan a presentar tiempos de recuperación de hasta 17.5%, significativamente superiores al límite deseable de RT= 3%, con las zonas centro y sur-este presentado las mayores afectaciones.



a)

b)

c)

Tiempo de recuperación Bajo ■ Medio ■ Alto ■



Fig. 5.12 Mapas de tiempo de recuperación esperado para escuelas públicas en la Ciudad de México expuestas a sismos fuertes de magnitudes a) M6.69, b) M7.18, c) M7.66.

El estudio en términos de funcionalidad (Fig. 5.13) proyecta resultados similares a los de RT (Fig. 5.12), observándose valores medios de pérdida de funcionalidad de 1.59%, 4.44% y 6.37% para los escenarios A, B y C, con máximos de 3.07%, 8.53% y 8.9%, llegándose a presentar en todos los casos valores de FL superiores al límite permisible.

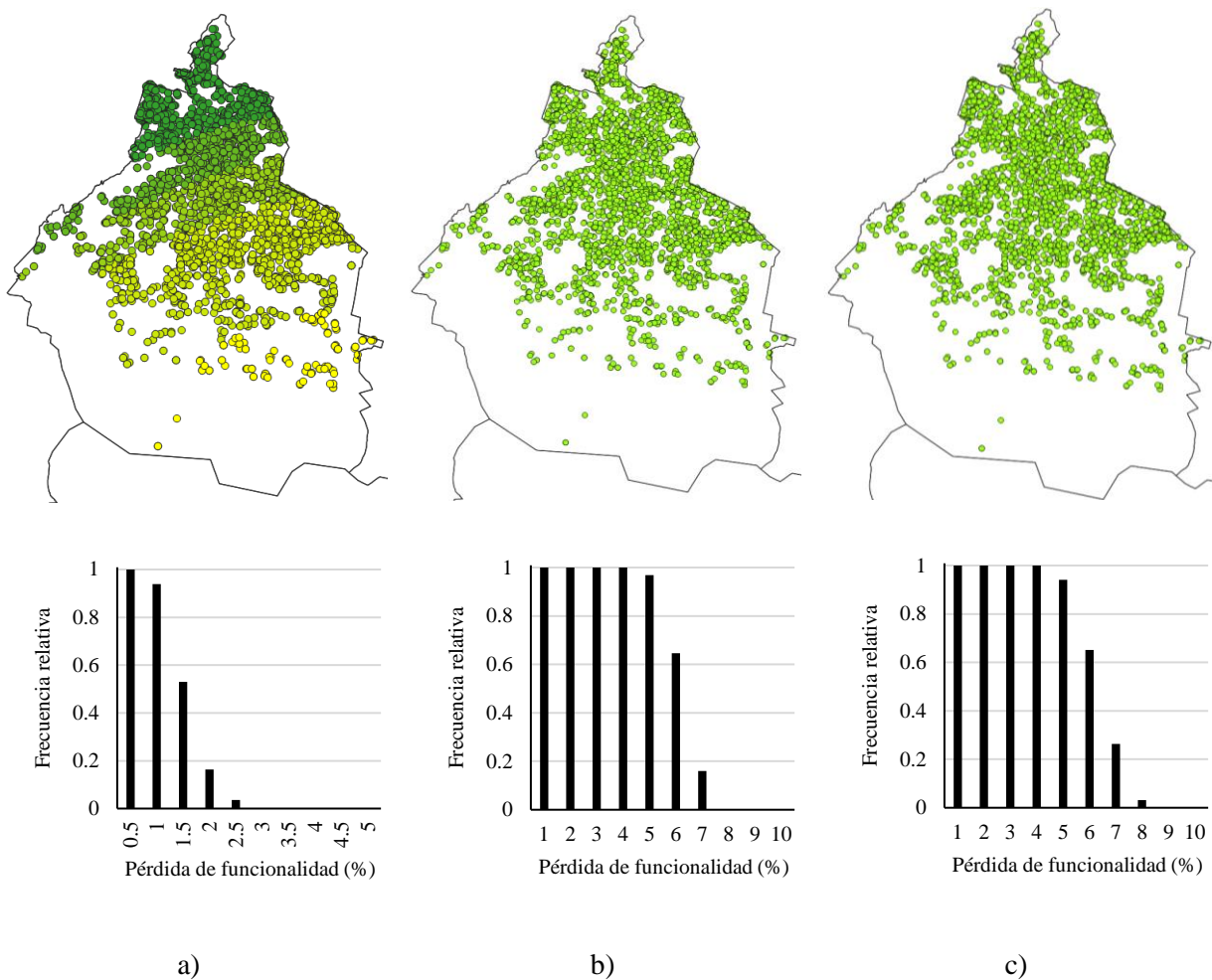


Fig. 5.13 Mapas de pérdida de funcionalidad esperada para escuelas públicas en la Ciudad de México expuestas a sismos fuertes de magnitudes a) M6.69, b) M7.18, c) M7.66.

Al analizar la resiliencia (Fig. 15.14), se encuentra que el escenario A (Fig. 5.14a) afectaría a un 6.5% de las escuelas, siendo que el 93.5% de estas estructuras presentan valores de resiliencia alta (>99%), presentándose máximos de $RL=2.55\%$. Por otro lado, el número de edificios con resiliencia alta disminuye



a 5% cuando un sismo hipotético intraplaca M7.18 ocurre (escenario B), presentándose en este caso un 6.7% de estructuras con resiliencia baja, con valores máximos de pérdida de resiliencia de 8.5%. Por último, se observó que un sismo hipotético M7.66 intraplaca de falla normal puede tener grandes efectos negativos, en términos de resiliencia, en escuelas públicas, ya que el 93% de las estructuras presentaron valores de resiliencia intermedia y un 7% presentaron resiliencia baja, lo cual podría potencialmente llevar a miles de estudiantes a quedarse sin instalaciones adecuadas por prolongados tiempos y en la peor instancia, comprometer la integridad de los alumnos.

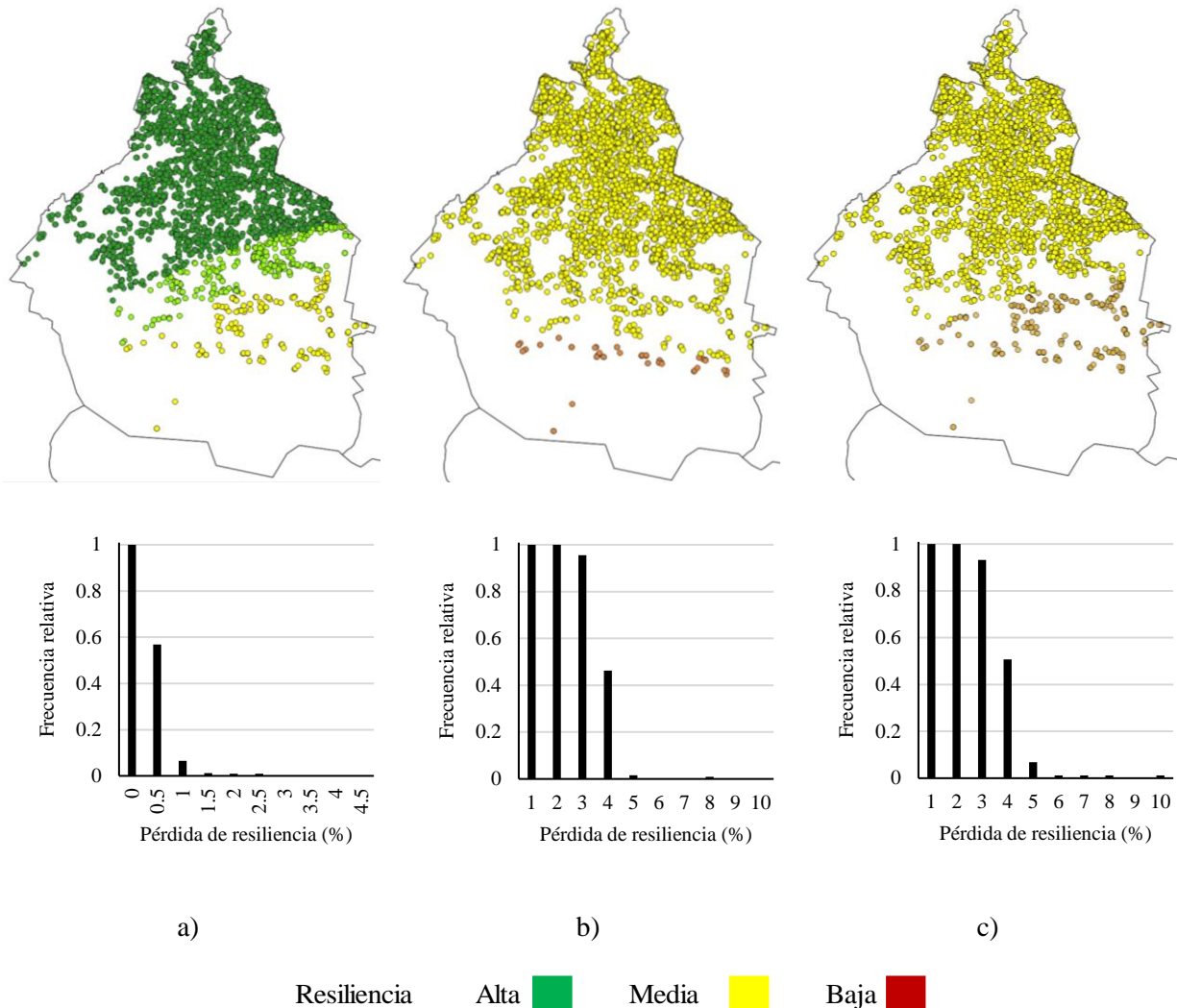


Fig. 5.14 Mapas de resiliencia para escuelas públicas en la Ciudad de México expuestas a sismos fuertes de magnitudes a) M6.69, b) M7.18, c) M7.66.

Finalmente, es importante señalar la importancia de cuantificar la resiliencia considerando los tiempos que retrasan el inicio de las reparaciones, así como los elementos no estructurales, tal como se propone en esta investigación, pues se considera que de esta manera se reducen las sobreestimaciones de los valores de resiliencia estimados. Para probar esta hipótesis, se lleva a cabo una comparación entre tres enfoques de cuantificación de resiliencia utilizados en estudios encontrados en la literatura científica (Cimellaro *et al.*;



2010; Anwar *et al.*, 2019): 1) un enfoque de resiliencia simple, en donde no se toman en cuenta tiempos de demora ni elementos no estructurales (Fig. 5.15a), 2) un enfoque considerando los tiempos que retrasan el inicio de las reparaciones (tiempos de demora) (Fig. 5.15b), y c) un enfoque más refinado, en donde se toma en cuenta tanto la demora como la parte no estructural (Fig. 5.15c).

Los parámetros utilizados para el mencionado cálculo de resiliencia se presentan en la Tabla 5.17 para cinco escenarios desfavorables para la estructura con mayores daños de la base de datos disponible y de acuerdo al análisis de riesgo.

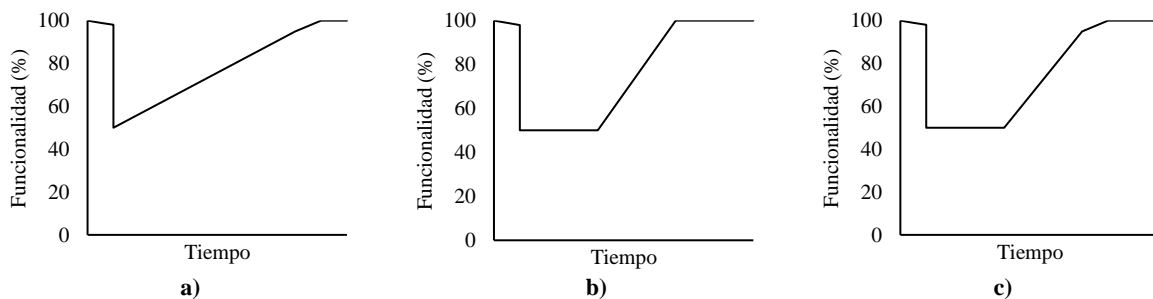


Fig. 5.15 Perfil de funcionalidad considerando a) enfoque simple, b) tiempos de demora, c) tiempos de demora y parte no estructural.

Tabla 5.17 Valores esperados de distintos parámetros de resiliencia para cinco escenarios críticos

Evento	Magnitud	Sismos profundidad intermedia	RT _S	FL _S	RT _M	RT _V	RT _L	RT _P	I - E T	MT (B)	MT (D)
1	7.18	Centro_SF56	0.17	0.09	0.41	0.07	0.06	0.39	0.21	0.13	0.09
2	7.66	Oeste_SF11	0.17	0.09	0.41	0.07	0.06	0.39	0.21	0.13	0.09
3	7.57	Oeste_SF12	0.14	0.07	0.41	0.07	0.06	0.38	0.20	0.12	0.09
4	7.57	Centro_SF55	0.12	0.06	0.41	0.07	0.05	0.37	0.20	0.12	0.09
5	7.66	Centro_SF56	0.08	0.03	0.41	0.07	0.05	0.33	0.18	0.11	0.09

Los resultados de la cuantificación de resiliencia se muestran en la Fig. 5.16, en donde puede observarse que existe una diferencia significativa entre los valores obtenidos con cada enfoque. Cuando se utiliza un enfoque simple, la resiliencia se encuentra, para todos los escenarios, en el rango de resiliencia alta ($\geq 99\%$). Por otro lado, al incorporar los tiempos de demora, la variación de resiliencia va del 95 al 98%. Finalmente, los enfoques más refinados que incorporan también los tiempos de reparación no estructural, producen valores de resiliencia del 88 al 95%, difiriendo hasta un 12% en contraste con el enfoque simple. Es evidente que, al realizar simplificaciones en la cuantificación de la resiliencia (Resiliencia simple), se obtienen resultados cercanos a los valores óptimos de resiliencia del 99%, valores que disminuyen a medida que se va refinando el proceso de cuantificación, al incorporar tiempos de demora (Resiliencia C/DT), cayendo en el rango de resiliencia intermedia, y finalmente al considerar adicionalmente la parte no estructural (Resiliencia C/DT + NS) se obtienen estimaciones de resiliencia inferiores a lo mínimo aceptable propuesto en esta investigación (Fig. 5.16). Lo anterior permite señalar la importancia de seguir refinando las metodologías para cuantificar la resiliencia, ya que las simplificaciones pueden llevar a importantes sobre



estimaciones de este parámetro y, en el peor escenario, a comunidades mal preparadas ante eventos sísmicos.

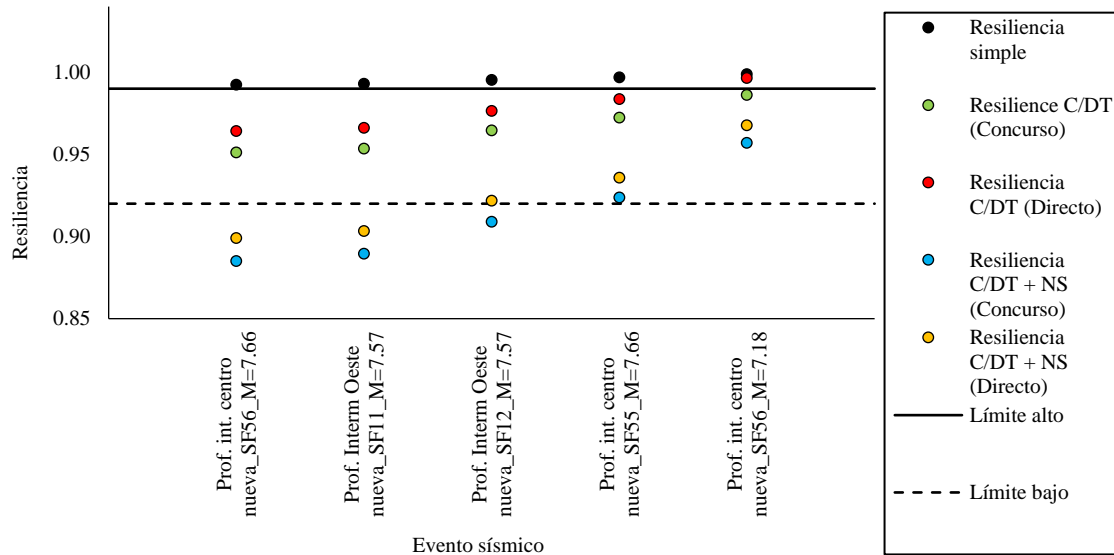


Fig. 5.16 Clasificación de la resiliencia calculada de acuerdo a los objetivos propuestos.

Otro aspecto que es importante mencionar es, el impacto que tienen los tiempos de demora en los valores de resiliencia, pues como se muestra en la Fig. 5.16, la resiliencia incrementa hasta un 3% cuando se considera un proceso de asignación directa en contraste con los procesos de concursos de obra, lo cual es significativo si se considera que es un 40% de lo necesario para pasar del límite inferior al superior de la resiliencia. Esto sugiere que, el control de los tiempos de demora puede ser un punto clave para mitigar la pérdida de resiliencia en estructuras de México.



Capítulo 6: Conclusiones

El estudio de la resiliencia sísmica como concepto y su implementación al diseño sismo-resistente es un tema de creciente relevancia, pues la evolución natural comunitaria revela una necesidad de infraestructura que sea capaz de sostener cierto nivel de funcionalidad durante y después de los sismos de gran magnitud, mientras que se mantiene un tiempo de interrupción mínimo. Es por eso que, el objetivo principal de esta investigación es el contribuir al diseño basado en resiliencia, creando espectros de diseño cuyas ordenadas estén asociadas a un valor uniforme de resiliencia en todo el rango de periodos.

La generación de los espectros involucró el estudio de todos los parámetros que afectan la resiliencia sísmica de las estructuras, en particular de las escuelas públicas de México. Por lo que se lograron, además, aportaciones en la estimación de los tiempos de inactividad y la pérdida de funcionalidad post sísmica.

También, fue necesario decidir los valores de resiliencia adecuados para el diseño estructural. Esto es un tema poco abarcado en la literatura, y que, sin embargo, es de gran importancia, pues es necesario para poder dar una interpretación correcta a los valores de resiliencia una vez es cuantificada, así como para definir valores objetivo en el diseño estructural.

Por otro lado, para la definición de demandas sísmicas utilizadas en el diseño de estructuras, es necesaria una correcta caracterización de la amenaza sísmica de la región, comúnmente por medio de registros sísmicos apropiados, los cuales resultan insuficientes, particularmente para sismos de gran magnitud. Para abordar eso, en esta investigación, se extendió la metodología de simulación sísmica basada en EGF para obtener registros sintéticos, de manera que ahora es posible considerar dos semillas distintas, lo cual resulta en acelerogramas con un contenido de frecuencias enriquecido, que representan mejor la aleatoriedad del proceso de simulación en contraste con los métodos que usan un registro semilla.

De manera particular, se presentan las siguientes conclusiones:

1. Los métodos de simulación sísmica con un enfoque de suma estocástica usando EGF se ven beneficiados al utilizar dos semillas en vez de una, pues se enriquece el contenido de frecuencias y se representa mejor la aleatoriedad del proceso de simulación sísmica.
2. Es posible establecer una relación empírica entre la respuesta estructural y los tiempos de reparación en escuelas públicas en México. Este modelo permite estimar de manera rápida dichos tiempos.
3. Es posible establecer una relación empírica entre la respuesta estructural y los tiempos de demora en escuelas públicas en México.
4. Es posible establecer una relación empírica entre la respuesta estructural y la pérdida de funcionalidad en escuelas públicas en México.
5. La definición de valores objetivo de resiliencia y/o tiempos de recuperación, de manera racional, sirve para tener un objetivo claro en el diseño basado en resiliencia y al mismo tiempo clasificar las estructuras existentes y tomar decisiones en base a ello.
6. Los tiempos de demora debido a la movilización a obra, pueden disminuirse al considerar una asignación de obra directa, lo cual, a su vez, se logra con planes adecuados por parte de la administración correspondiente en colaboración con el sector privado de construcción. Esto sugiere que, poner énfasis en disminuir los tiempos de demora es un buen método para incrementar significativamente la resiliencia sísmica de infraestructura educativa en México.
7. Los espectros de diseño en suelo blando, encontrados en las normas vigentes de la Ciudad de México, se encuentran por debajo de los espectros de diseño aquí propuestos para un tiempo de



recuperación del 1% y para los de funcionalidad alta, sin embargo, si se cumplen con las demandas sísmicas para estructuras resilientes (considerando solo la parte estructural) para periodos menores a 1.7s, todo esto considerando un periodo de retorno de 250 años.

8. Los espectros de tiempos de recuperación de 1% tienen las ordenadas espectrales más altas de entre los espectros de diseño mostrados, por lo que es difícil esperar que las estructuras actuales se comporten de manera adecuada, en un contexto de resiliencia, durante toda su vida útil.
9. Al tomar en cuenta los elementos no estructurales, se observa que los espectros asociados a resiliencia sísmica, tienen demandas significativamente mayores a los espectros que no toman en cuenta estos elementos, exhibiendo la importancia de tomar en cuenta aquellos elementos que, a pesar de no formar un continuo con la estructural, si son relevantes para su operación cotidiana, lo cual ya había sido mencionado en distintas investigaciones, sin embargo ahora se hace desde el punto de vista de la resiliencia.
10. Al llevar a cabo una comparación entre los valores de resiliencia calculados bajo distintos criterios, se concluye que, un enfoque simplificado para cuantificar la resiliencia no es confiable para la toma de decisiones, dado que puede llevar a sobreestimaciones importantes de este parámetro, siendo la alternativa de cuantificación de resiliencia la más refinada adecuada, pues los valores menores de resiliencia que resultan se encuentran más del lado de la seguridad.
11. El análisis de resiliencia llevado a cabo en edificios escolares de la Ciudad de México deja en evidencia, desde el punto de vista de la resiliencia, que deben de tomarse medidas para preparar mejor las estructuras ante eventos sísmicos, en conjunto con la preparación de planes de contingencia para disminuir los prolongados tiempos de inactividad posteriores a un sismo.

Si bien, las conclusiones anteriores resultan interesantes, no se espera que los espectros de resiliencia presentados sean incorporados inmediatamente en las normativas, más bien, se pretende promover reflexiones acerca de los procesos de diseños actuales y la forma en la que es posible considerar, dentro de dichos diseños, la resiliencia sísmica de las estructuras desde su concepción.



Referencias bibliográficas

- Aki, K. (1956). Some problems in statistical seismology. *Zisin*, 8, <https://doi.org/10.4294/zisin1948.8.4205>, 205-228.
- Aki, K. (1967). Scaling Law of Seismic Spectrum. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 72, No. 4, 1217-1231.
- Akkar, S. y Ay, B. (2008). A simplified procedure for estimating the inelastic drift demands on frame structures. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Akkar, S., Yazgan, U. y Gülkan, P. (2005). Drift estimates in frame buildings subjected to near-fault ground motions. *Journal of Structural Engineering*, 1014-1024.
- Alcocer, S., Muria, D., Abarca, J., Bautista, R., Bogoya, G., Cruz, V. y Valencia, G. (2019). *Guía Técnica Para la Rehabilitación Sísmica de Edificios Escolares de la Ciudad de México*. Ciudad de México: Instituto de Ingeniería UNAM.
- Alcocer, S., Valencia, G. y Bautista, R. (2021). *Evaluación postsísmica de la infraestructura física educativa de México*. Ciudad de México: Instituto de Ingeniería UNAM.
- Almufti, W. y Willford, M. (2013). *Resilience-based Earthquake Design Initiative for the Next Generation of Buildings*. Arup.
- Ambraseys, N., Douglas, J., Sarma, S. y Smit, P. (2005). Equations for the estimation of strong ground motions from shallows crustal earthquakes using data from Europe and the Middle-East: Horizontal peak ground acceleration and spectral acceleration. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1-53.
- Anwar, G., Dong, Y. y Zhai, C. (2019). Performance-based probabilistic framework for seismic risk, resilience, and sustainability assessment of reinforced concrete structures. *Advances in Structural Engineering*, 1-19.
- Aoi, S., Honda, R., Morikawa, N., Sekiguchi, H., Suzuki, H., Hayakawa, Y. y Fujiwara, H. (2008). Three dimensional finite difference simulation of long-period ground motions for the 2003 Tokachi-Oki, Japan, earthquake. *Journal of Geophysical Research*.
- Arias, A. (1970). A measure of earthquake intensity. *Hansen R (ed) Seismic design for nuclear power plants.*, 438-483.
- Arroyo, D., Ordaz, O.-S. E., Guasch, J., Lermo, J., Perez, C., Alcantara, L. y Ramírez-Centeno, M. (2013). Evaluation of the change in dominant periods in the lake-bed zone of Mexico City produced by ground subsidence through the use of site amplification factors. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 54-66.
- Avelar, C., Ayala, G. y León, A. (2003). Design spectra determination for performance based seismic design. *Proceedings of the IX International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, Amsterdam, Holanda*, 899-906.



- Ayala, G. (2019). Resiliencia de las redes de distribución de agua. Situación en México: retos y oportunidades. *XIII Simposio Internacional en Gestión del Riesgo de Desastres*. Lima, Perú.
- Baggio, C., Bernardini, A., Colozza, R., Corazza, L., Della Bella, M., Di Pasquale, G. y Zuccaro, G. (2007). *Field manual for post-earthquake damage and safety assessment and short term countereasures (AeDES)*.
- Bozorgnia, Y. y Bertero, V. (2003). Damage spectra: characteristics and applications to seismic risk reduction. *Journal of Structural Engineering*, 129(10), 1330-1340.
- Brune, J. (1970). Tectonic Stress and the Spectra of Seismic Shear Waves from Earthquakes. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 75, No. 26, 4997-5009.
- Bruneau, M., Chang, S., Eguchi, R., Lee, G., O'Rourke, T., Reinhorn, A. y Winterfeldt, D. (2003). A framework to quantitatively assess and enhance the seismic resilience of communities. *Earthquake Spectra*, 733-752.
- Buendía, L. (2012). *Estimación de daños a contenidos de museos por sismo: caso Museo Soumaya y Museo Nacional de Antropología de la Ciudad de México*. Ciudad de México: UNAM.
- Buendía, L. (Estimación de espectros de vulnerabilidad uniforme para el diseño sísmico de estructuras). 2016. Ciudad de México: UNAM.
- Bunea, G., Doniga, C. y Atanatiu, G. (2016). New trends in earthquake engineering: seismic resilience estimation. *Buletinul Institutului Politehnic Din Iasi*, 63-74.
- Cárdenas, G. (18 de Agosto de 2018). Especial 19s ¿Es inminente otro gran sismo en la brecha de Guerrero? Ciudad de México.
- Cardona, O., Ordaz, M., Reinoso, E. y Yamín, L. (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*.
- Caterino, N. y Cosenza, E. (2013). Approximate Methods to Evaluate Storey Stiffness and Interstory Drift of RC Buildings in Seismic Area. *Structural Engineering and Mechanics*.
- CEN. (2005). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*.
- Chopra, A. (2006). Elastic response spectrum: A historical note. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3-12.
- Chopra, A. K. y Goel, R. K. (2000). Evaluacion of NSP to estimate seismic deformation: SDF systems. *Journal of Structural Engineering*, 482-490.
- Cimellaro, G., Reinhorn, A. y Bruneau, M. (2010). Framework for analytical quantification of disaster resilience. *Engineering Structures*, 3639-3649.
- Comerio, M. (1998). *Disaster hits home, New policy for urban housing recovery*. California: University of California Press.
- Comerio, M. C. (2006). Estimating Downtime in Loss Modeling. *Earthquake Spectra*, Vol. 22, 349-365.



- Computers and Structures, I. (2021). SAP2000 V21. California, USA.
- Cornell, C. y Krawinkler, H. (2000). Progress and challenges in seismic performance assessment. *PEER Center News*, 1-3.
- Cotton, F., Pousse, G., Bonillaand, F. y Scherbaum, F. (2008). On the discrepancy of recent European ground-motion observations and predictions from empirical models: Analysis of KiK-net acceleometric data and point-sources stochastic simulations. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2244-2261.
- Electricidad, C. F. (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles-Diseño por Sismo*. Ciudad de México: Comisión Federal de Electricidad.
- Esteva, L. (1987). La investigación y la práctica de la ingeniería sísmica en México después de los sismos de 1985. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 20.
- FEMA. (2012). *Seismic Performance Assessment of Buildings*. FEMA.
- FEMA-P-58. (2018). *Seismic performance assessment of buildings, Vol.1 Methodology*. Redwood City: Federal Emergency Management Agency.
- Feng, K., Wang, N., Li, Q. y Lin, P. (2017). Measuring and enhancing resilience of building portfolios considering the functional interdependence among community sectors. *Structural Safety*, Vol. 66, 118-126.
- Fontana, C., Cianci, E. y Moscatelli, M. (2020). Assessing seismic resilience of school educational sector. An attempt to establish the initial conditions in Calabria Region, Southern Italy. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 1-23.
- García, D., Singh, S. K., Herráiz, M., Pacheno, J. F. y Ordaz, M. (2004). Inslab earthquakes of Central Mexico: Q source spectra, and stress drop. *Bulletin of Seismological Society of America*, 94, 789-802.
- Ghisbain, P. (2015). *Damage-based Earthquake Engineering*. WIT Press.
- Ghorawat, S. (2011). *Rapid loss modeling of death and downtime caused by earthquake induced damage to structures*. Texas A&M University.
- GobCDMX. (1987). *Normas Técnicas Complementarias Del Reglamento de Construcciones para el D.F.* Ciudad de México: Gaceta Oficial de Departamento del D.F.
- GobCDMX. (2004). *Normas Técnicas Complementarias Del Reglamento De Construcciones Para El D.F.* Distrito Federal: Gaceta Oficial del Departamento del D.F.
- GobCDMX. (2017). *Nomas para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo del 19 de Septiembre de 2017*. Ciudad de México: Gaceta Oficial de la Federación.
- GobCDMX-A. (12 de julio de 2019). *Gobierno de México, Centro Nacional de Prevención de Desastres*. Obtenido de gov.mx: www.gob.mx/cenapred/articulos/sismos-en-la-ciudad-de-mexico
- GobCDMX-A. (2020). *Normas Técnicas complementarias para diseño por sismo*. Ciudad de México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.



- GobCDMX-B. (2019). *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*. Ciudad de México: Gobierno de la Ciudad de México.
- GobCDMX-B. (2020). *Tabulador de precios unitarios de la Secretaría de Obras Públicas y Servicios*. Ciudad de México: Secretaría de Obras y Servicios.
- GobCMDX-C. (2019). *Lineamientos Técnicos para la Revisión de la Seguridad Estructural de Planteles Educativos en la Ciudad de México Después de un Sismo*. Ciudad de México: Instituto Para la Seguridad de las Construcciones en la Ciudad de México.
- González, C. y Niño, M. (2020). A new approach to define seismic demands for the design of RC frames based on seismic resilience and risk. *Proceedings of the 17th World Conference on Earthquake Engineering, Sendai, Japan*.
- González, C. y Niño, M. J. (2020). Event-based assessment of seismic resilience in Mexican school buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 18*.
- González, C., Niño, M. y Jaimes, M. (2019). Estimación de la resiliencia sísmica en escuelas del sector público. *Memorias del XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*.
- González, N. (20 de Septiembre de 2017). Restablece CFE al 95% suministro de energía, tras el temblor. *Excelsior*.
- Gutiérrez, J. y Ayala, G. (2022). Análisis de la resiliencia sísmica de edificios. *Ingeniería Sísmica, Vol. 107*.
- Hall, D. y Giglio, N. (2016). *Architectural Graphic Standards*. Washington, USA: American Institute of Architects.
- Hartzell, S. (1978). Earthquake aftershocks as Green's functions. *Geophysical Research Letters*, 1-4.
- Holmes, W. (2010). The evolution of seismic design provisions of U.S. building codes. *Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 1657.
- Honoré, L., Courboulex, F. y Souriau, A. (2011). Ground motion simulations of a major historical earthquake (1660) in the French Pyrenees using recent moderate size earthquakes. *Geophysical Journal International*, 1001-1018.
- Ibarra, L., Medina, R. y Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 1489-1511.
- Ikegami, Y. y Koketsu, K. K. (2008). Finite-element simulations of long-period ground motions: Japanese subduction-zone earthquakes and the 1906 San Francisco earthquake. *Journal of Seismology*, 161-172.
- Indeed. (06 de junio de 2020). *Indeed*. Obtenido de www.indeed.com: <https://www.indeed.com.mx/salaries/intendente-Salaries>, <https://www.indeed.com.mx/salaries/velador-Salaries>
- INEE. (2019). *Principales cifras. Educación básica y media superior. Inicio del ciclo escolar 2017-2018*. Ciudad de México: Instituto Nacional para la Evaluación de la Educación.



- INIFED. (2019). *Estrategias y mecanismos de coordinación para la evaluación y validación de daños*. Ciudad de México: Secretaría de Educación Pública.
- Jaimes, M. Á. y Niño, M. (2017). Cost-benefit analysis to assess seismic mitigation options in Mexican public school buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*.
- Jara, J. y Rosenblueth, E. (1988). Probability distribution of times between characteristic subduction earthquakes. *Earthquake Spectra*, V4. No 3, 499-530.
- Joyner, W. y Boore, D. (1986). On simulation of large earthquakes by Green's function addition of smaller earthquakes. *American Geophysical Monograph*, 269-274.
- Kazantzi, A. V. (2020). Evaluation of seismic acceleration demands on building nonstructural elements. *Journal of Structural Engineering ASCE*.
- Kohrs-Sansorny, C. C., Bour, M. y Deschamps, A. (2005). A two-stage method for ground-motion simulation using stochastic summation of small earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1387-1400.
- Korkolis, E., Niemeijer, A., Paulssen, H. y Trampert, J. (2021). A laboratory perspective on the Gutenberg-Richter and Characteristic earthquake models. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 126.
- Loth, C. y Baker, J. (2015). Rational design spectra for structural reliability assessment using the response spectrum method. *Earthquake Spectra*, 2007-2026.
- Luco, N., Ellingwood, B., Hamburger, R., Hooper, J., Kimball, J. y Kircher, C. (2007). Risk-targeted versus current seismic design maps for the conterminous United States. *Structural Engineering Association of California 2007 Convention Proceedings*, 1-13.
- Maeda, M., Nakano, Y. y Lee, K. (2004). Post-earthquake damage evaluation for R/C buildings based on residual seismic capacity. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- McKenna, F., Mazzoni, S., Scott, M. y Fenves, G. (2022). *Open system for earthquake engineering simulation*. USA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- McTague, B. y Jergeas, G. (2002). *Productivity Improvement on Alberta Major Construction Projects*. Alberta, Canada.
- Mieler, M., Stojadinovic, B., Budnitz, R., Comerio, M. y Mahin, S. (2015). A framework for linking community-resilience goals to specific performance targets for the built environment. *Earthquake spectra*, Vol 31, 1267-1283.
- Morales, E. (2019). *Tiempos de recuperación estructural para la evaluación de resiliencia en escuelas del sector público*. Ciudad de México: Tesis de Licenciatura, UNAM.
- Niño, M. y Ayala, G. (2008). Obtention of uniform hazard spectra to use on the performance bases seismic design. *14th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Niño, M., Ayala, G. y Ordaz, M. (2018). Ground-motion simulation by the empirical Green's function method with a source defined by two corner frequencies and a two-stage summation scheme. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 901-912.



- Okawa, I., Satoh, T., T., S. y Nishikawa, T. (2012). An empirical evaluation of long-period earthquake motion for building design. *Proceeding of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal*.
- Ordaz, M. (1997). Sismicidad y riesgo sísmico. *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, 143-163.
- Ordaz, M., Arboleda, J. y Singh, K. (1995). A scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motion from future large earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1635-1647.
- Ortiz, D. y Reinoso, E. (2020). Tiempo de Interrupción de Negocios en la Ciudad de México por Daños Directos y Efectos Indirectos en Edificios a Causa del Sismo del 19s de 2017. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 1-31. doi:10.18867/ris.104.538
- Otani, S. (1995). A brief history of Japanese seismic design requirements. *Concrete International, Vol. 17*, 46-53.
- Park, Y.-J. y Ang, A. H.-S. (1985). Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 722-739.
- Paulay, T. y Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York: John Wiley and Sons Inc.
- Pavel, F. y Lungu, D. (2012). Frequency content indicators of strong ground motions. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa*.
- Peek-Asa, Kraus, C., Vimalachandra, D. y Yu, J. (1998). Fatal and hospitalized injuries resulting from the 1994 Northridge earthquake. *International Journal of Epidemiology*, 459-465.
- Porter, K. (2018). *A beginner's guide to fragility, vulnerability and risk*. University of Colorado Boulder.
- Quaas, R., Alcántara, L., Espinosa, J., Mena, E., Otero, J., Medina, S. y González, F. (1995). Base mexicana de datos de sismos fuertes. Un sistema que integra la información acelerográfica registrada en México en los últimos 35 años. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 51, 1-12.
- Rangel, V. (10 de junio de 2021). Condiciones socioeconómicas en escuelas públicas de México. (C. González, Entrevistador)
- Reinoso, E. y Jaimes, M. (2009). Criterios para obtener acelerogramas de diseño en sitios afectados por varias fuentes sísmicas usando como ejemplo el caso de terreno firme de la Ciudad de México. *Ingeniería Sísmica, No. 81*.
- Richter, C. (1958). *Elementary seismology*. San Francisco: W.H. Freeman and Company, Inc.
- Rosenblueth, E. (1951). *A basis for seismic design*. Urbana: PhD Thesis, University of Illinois.
- Samadian, D., Ghafoy-Ashtiany, M., Naderpour, H. y Eghbali, M. (2019). Seismic resilience evaluation based on vulnerability curves for existing and retrofitted typical RC school buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.
- Sauter, F. (1989). *Introducción a la sismología*. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.



- SEP. (2019). *Catálogo y tabulador de sueldos del personal docente de educación básica*. Ciudad de México: Secretaría de Educación Pública.
- Singh, S., Mena, E. y Castro, R. (1988). Some aspects of the source characteristics and ground motion amplification in and near Mexico City from acceleration data of the September, 1985, Michoacan Mexico earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 451-477.
- Singh, S., Pérez-Campos, X., Espindola, V., Iglesias, A. y Quintanar, L. (2020). An intraslab earthquake at a depth of 100 km in the subducting Cocos plate beneath Nevado de Toluca volcano. *Geofísica Internacional*, 59, 5-12.
- Taghavi, S. y Miranda, E. (2003). *Respose assessment of nonstructural building elements*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Tanik, B., Inel, M. y Ozer, E. (2021). Effect of soil-structure interaction on seismic behavior of mid and low-rise buildings. *ASCE International Journal of Geomechanics*.
- Tena-Colunga y Nangullasmú, H. (2023). Resilient seismic design of reinforced concrete framed buildings with metallic fuses including soil-structure interaction effects. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 164.
- 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.
- Uniform Building Code*. (1927). Long Beach, California: International Conference of Building Officials.
- Vamvatsikos, D. y Cornell, A. C. (2002). Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 491-514.
- Vukobratovic, V. y Fajfar, P. (2016). Code-oriented floos acceleration spectra for building structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*.
- Wang, X., Astroza, R., Huchinson, T., Conte, J. y Bachman, R. (2014). Seismic demands on acceleration-sensitive nonstructural components using recorded building response data - case study. *Proceedings of the 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*.
- Wennerberg, L. (1990). Stochastic summation of Empirical Green's Functions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 80, No. 6, 1418-1432.
- Yang, T., Tung, D. y Li, Y. (2018). Equivalent energy design procedure for earthquake resilient fused structures. *Earthquake Spectra*, Vol. 34.
- Youngs, R. y Coppersmith, K. (1985). Implications of fault slip rates and earthquake recurrence models to probabilistic seismic hazard estimates. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 75(4), 939-964.