



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Rehabilitación de estructuras de
concreto reforzado empleando
dispositivos de control de respuesta
sísmica basada en resiliencia**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

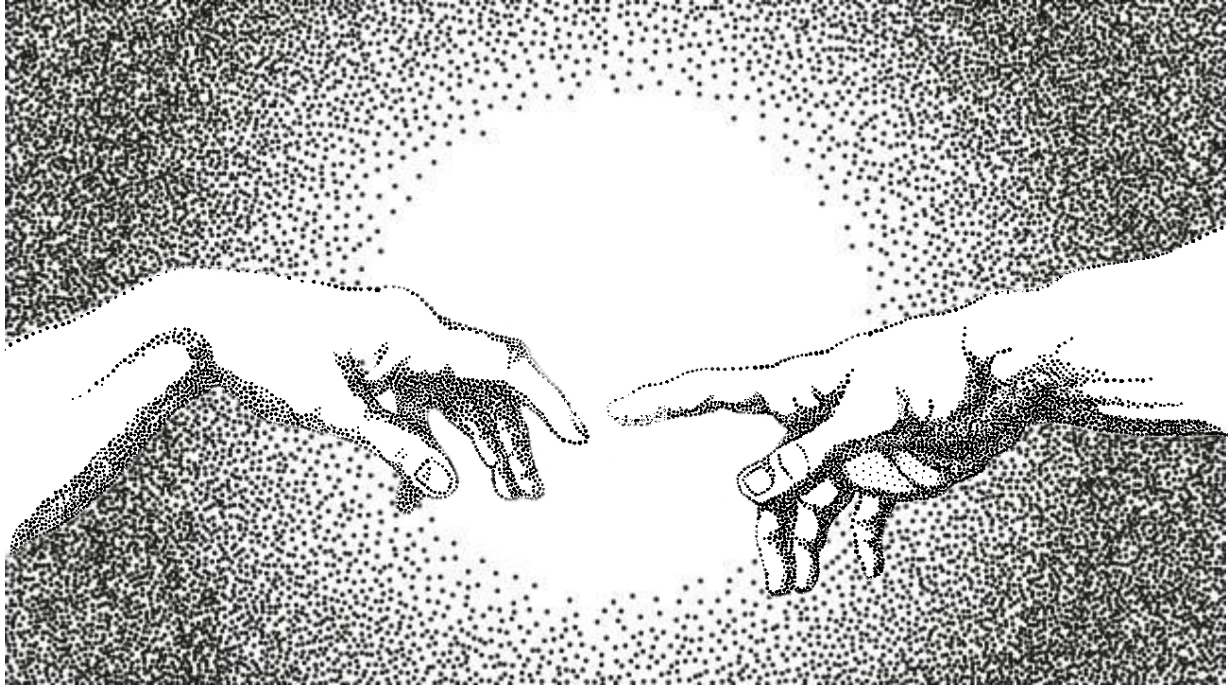
Nahum Martín Reyes López

DIRECTOR(A) DE TESIS

Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2022



Con cariño para:

*Martín y Reyna, mis padres,
Krystal, Estefany y Josué, mis hermanos,*

Lourdes, Antonio, Nahum y Rufino, los que están en el cielo.

AGRADECIMIENTOS

A la Facultad de Ingeniería y a la Universidad Nacional Autónoma de México, por haberme brindado las oportunidades para crecer como persona y profesionalista, por ser mi segundo hogar y sede de todo el conocimiento adquirido en estos años.

Al consejo de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por la beca otorgada para la realización de este trabajo.

Al DR. Mauro Pompeyo Niño Lázaro, mi director de tesis, por sus enseñanzas y su tiempo compartido a lo largo de esta etapa, su calidad humana ha dejado una gran marca en mi persona.

Al M.I Carlos González Calva, por haberme brindado su apoyo, asentando las bases para el desarrollo de este trabajo.

A mis sínodos, el DR. Gerardo Rodríguez Gutiérrez, ING. Pedro Luis Barrera del Campo Olavarrieta, M.I Carlos Narcia Morales y DR. Miguel Ángel Jaimes Téllez por su revisión y comentarios que enriquecieron el contenido de esta tesis.

A mi familia, en especial a mis padres, por todos los sacrificios que han hecho para que hoy en día este aquí. A mis hermanos por apoyarme incondicionalmente y mantenerme centrado en la vida. Una mención especial para mi tía Angie, quien ha sostenido nuestros proyectos familiares, sus actos me han demostrado que tan importante es la familia.

Finalmente, a todas esas personas que de alguna forma fueron partícipes en este camino, amigos y familiares que compartieron conmigo momentos gratos, que siempre vivirán en mi mente.

RESUMEN

En este trabajo se estudia la rehabilitación estructural de escuelas del sector público utilizando dispositivos de control de respuesta sísmica pasiva, implementando una metodología que expone, de manera clara, criterios para considerar los tiempos de inactividad debido a los daños estructurales. La metodología presenta modelos y espectros de diseño que establecen una relación directa entre la respuesta estructural y parámetros de resiliencia, siendo estos, la pérdida de funcionalidad y tiempos de recuperación a raíz de eventos sísmicos. A fin de ilustrar el enfoque de Diseño Sísmico Basado en Resiliencia, se realiza la evaluación de la respuesta estructural a través de análisis dinámicos no lineales para determinar si el desempeño es adecuado en términos de resiliencia; posteriormente, se lleva a cabo el análisis de la rehabilitación estructural, determinando la demanda necesaria con los espectros de diseño propuestos en la metodología, con la finalidad de alcanzar un nivel óptimo de resiliencia, es decir, un estado de daño adecuado en los elementos estructurales, que garantice el correcto funcionamiento de la estructura para la cual fue concebida, considerando los tiempos de recuperación y la inversión requerida para dicho estado. En el caso de escuelas, se busca que las construcciones no queden inhabilitadas, con el objetivo que los estudiantes no pierdan sus clases o que deban trabajar en espacios inadecuados para tal fin. Por último, se efectúa la validación de los resultados a partir de un análisis probabilístico; en donde se comparan los niveles de resiliencia obtenidos con los valores reportados en los espectros de diseño.

ABSTRACT

This paper studies the structural retrofitted using passive energy dissipation systems for Mexican schools, implementing a methodology that exposes criteria to consider downtime due to structural damage. The method presents models and design spectra that establish a direct relationship between structural response and resilience parameters (the functionality loss and recovery times after seismic events). In order to illustrate the Resilience-Based Seismic Design approach, the evaluation of the structural response is executed through non-linear dynamic analyzes to determine if the performance is adequate in terms of resilience; subsequently, the structural retrofitted analysis is executed to determining the necessary demand with the design spectra proposed in the methodology, for the purpose of achieve an optimal level of resilience, in other words an adequate state of damage in the structural elements, which guarantees the correct functionality of the structure for which it was building, considering the recovery times and the investment required. In schools, the aim is to ensure that the buildings are not disabled, so that students do not lose their classes or have to work in inadequate spaces for this purpose. Finally, the results are validated with a probabilistic analysis, where the resilience levels obtained are compared with the values reported in the design spectra.

ÍNDICE

I. ANTECEDENTES	1
I.1 Diseño Sísmico Actual	1
I.1.1 Peligro sísmico	2
I.1.2 Cálculo del peligro sísmico.....	2
I.1.3 Evaluación del comportamiento sísmico.....	4
I.1.4 Riesgo Sísmico	5
I.2 Diseño Sísmico Basado en Resiliencia.....	6
I.2.1 Resiliencia Sísmica	7
I.2.2 Cuantificación de la Resiliencia.....	9
I.3 Sistemas de control.....	11
II. METODOLOGÍA.....	13
II.1 Definición de la amenaza sísmica.....	15
II.2 Definición de las características estructurales.....	15
II.3 Análisis estructural	15
II.4 Estimación de la resiliencia sísmica.....	16
II.5 Validación estructural.....	16
II.6 Rehabilitación estructural	16
III. CASO DE ESTUDIO.....	17
III.1 Definición de la amenaza sísmica.....	17
III.2 Definición de las características estructurales.....	19
III.2 Análisis estructural	22
III.3 Estimación de la resiliencia sísmica.....	29
III.4 Validación de resultados.....	41
III.5 Estrategia de intervención estructural	49
III.6 Análisis estructural de la propuesta de rehabilitación estructural.....	54

III.7 Estimación de la resiliencia sísmica de la propuesta de rehabilitación estructural	63
III.8 Validación de resultados de la propuesta de rehabilitación estructural	69
IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	72
IV.1 Conclusiones	72
IV.1 Recomendaciones	73
REFERENCIAS	74

FIGURAS

Figura I. 1. Cuantificación riesgo sísmico.....	6
Figura I. 2. Pérdida de resiliencia (Bruneau <i>et al.</i> , 2003).....	7
Figura I. 3 Objetivos de resiliencia (REDI, 2013).....	9
Figura I. 4. Perfil de Funcionalidad.....	10
Figura II. 1. Diagrama para la evaluación y rehabilitación estructural de estructuras vulnerables	14
Figura III. 1. Tasa de excedencia de magnitudes	18
Figura III. 2. Configuración estructural.....	20
Figura III. 3 Secciones de los elementos estructurales	20
Figura III. 4. Curvas esfuerzo deformación: a) concreto b) acero	21
Figura III. 5 Espectro de diseño RCDF-1977	21
Figura III. 6. Modelos de plasticidad (modificado de NIST (2010)).	22
Figura III. 7 Curva envolvente ciclo de histéresis (modificado de Ibarra et al. (2005))	23
Figura III. 8. Comportamiento de deterioro ciclo de histéresis (modificado de Ibarra et al. (2005)).....	23
Figura III. 9 Modelación en <i>OpenSees</i> (McKenna <i>et al.</i> , 2009).....	24
Figura III. 10. Capacidad de columnas: niveles 1 y 2. a) Diagrama de interacción b) Relación de ductilidad.....	25
Figura III. 11. Diagrama momento-curvatura vigas: Niveles 1 y 2.....	25
Figura III. 12 Curva envolvente modelo de histéresis elementos Nivel 1 y 2: a) vigas b) columnas	26
Figura III. 13. Espectros de respuesta para definir el factor de escala	27
Figura III. 14. Curvas IDA a) desplazamiento, b) distorsión c) cortante basal d) curva de capacidad	28
Figura III. 15. Espectros de respuesta de la simulación sísmica $\xi=5\%$	31
Figura III. 16. Investigación realizada por González <i>et al.</i> , (2020 y 2022).....	34
Figura III. 17. Curva de demanda de ductilidad promedio.....	35
Figura III. 18. Proceso para cuantificar la resiliencia: a) demanda sísmica b) demanda de ductilidad c) perfiles de resiliencia	36
Figura III. 19. Histogramas de frecuencia relativa y funciones de densidad de probabilidad.....	38
Figura III. 20. Curvas de probabilidad de excedencia de la pérdida de resiliencia.....	40
Figura III. 21. Tasa de excedencia de la pérdida de resiliencia	41
Figura III. 22. Estados de daño según DSBD (modificado de Hamburger <i>et al.</i> , 1995),.....	42

Figura III. 23. Desempeño estructural esperado	43
Figura III. 24. Programa de obra reparaciones estructurales.....	47
Figura III. 25. Disipadores ADAS y arreglo de arriostramiento	50
Figura III. 26. Proceso de diseño para determinar las características del sistema de disipación	51
Figura III. 27. Espectros basados en resiliencia (González <i>et al.</i> , 2020 y 2022)	52
Figura III. 28. Espacio espectral	53
Figura III. 29. Capacidad requerida	54
Figura III. 30. Configuración del sistema de control propuesto	55
Figura III. 31. Modelación disipadores ADAS en opensees.....	56
Figura III. 32. Comportamiento histerético de los disipadores para diferentes niveles de intensidad en el punto de máxima eficiencia	57
Figura III. 33. Capacidad requerida EBR $\zeta=10\%$	58
Figura III. 34. Comportamiento histerético de los disipadores a medida que la intensidad sísmica aumenta: a) 0.5g b) 0.7g c) 0.8g	60
Figura III. 35. Curvas IDA estructura rehabilitada: a) desplazamiento, b) distorsión c) cortante basal d) curvas de capacidad.....	61
Figura III. 36. Curva de demanda de ductilidad promedio estructura rehabilitada	62
Figura III. 37. Espectros de respuesta de la amenaza sísmica $\xi=10\%$	64
Figura III. 38. Comparación del decaimiento de demandas sísmica para: a) $\zeta= 5\%$ b) $\zeta= 10\%$	65
Figura III. 39. Histogramas de frecuencia relativa y funciones de densidad de probabilidad estructura rehabilitada.....	66
Figura III. 40. Curvas de probabilidad de excedencia estructura rehabilitada	67
Figura III. 41. Tasa de excedencia de la pérdida de resiliencia de la estructura rehabilitada	68
Figura III. 42. Desempeño estructural esperado estructura rehabilitada	70
Figura III. 43. Programa de obra reparaciones estructurales (estructura rehabilitada).....	70
Figura III. 44. Curva de capacidad estructura rehabilitada	71

TABLAS

Tabla I. 1. Tipos de fuentes sísmicas en México (CFE, 2015).....	3
Tabla III. 1. Parámetros de sismicidad para la relación Gutenberg-Richter (CFE, 2015).....	18
Tabla III. 2. Datos sismo semilla	19
Tabla III. 3 Propiedades mecánicas.....	20
Tabla III. 4 Parámetros relaciones momento-rotación.....	25
Tabla III. 5. Propiedades dinámicas en X.....	26
Tabla III. 6 Valores que definen el perfil de funcionalidad.....	37
Tabla III. 7. Distribuciones Utilizadas.....	38
Tabla III. 8. Distribuciones utilizadas en cada magnitud.....	39
Tabla III. 9. Muestra de valores que caracterizan la resiliencia sísmica del $79\% \pm 5\%$	41
Tabla III. 10 Valores de parámetros asociados a la resiliencia global establecida.....	43
Tabla III. 11. Precio unitario para la reparación de una rotación plástica en vigas y columnas con daño severo	44
Tabla III. 12. Precio unitario para la reparación de una rotación plástica en vigas con daño ligero-moderado	45
Tabla III. 13. Precio unitario para la reparación de una rotación plástica en columnas con daño ligero-moderado	45
Tabla III. 14. Geometría y propiedades mecánicas placas.....	55
Tabla III. 15. Propiedades elásticas disipadores	55
Tabla III. 16. Propiedades dinámicas	58
Tabla III. 17. Propiedades inelásticas disipadores.....	58
Tabla III. 18. Distribuciones utilizadas en cada magnitud estructura rehabilitada	66
Tabla III. 19. Muestra de valores que caracterizan la resiliencia sísmica del $96.35\% \pm 5\%$, estructura intervenida.....	69

INTRODUCCIÓN

El diseño estructural tiene como objetivo establecer las dimensiones y características de una obra civil para garantizar su correcto comportamiento durante las funciones para las cuales se construye. Una obra civil demanda una serie de necesidades técnicas y socioeconómicas, el proyecto final se concibe como un trabajo interdisciplinario de diversas áreas, una de estas áreas es la Ingeniería Sísmica, que es la encargada de llevar a cabo el diseño sismorresistente, atendiendo a que, *"las obras no se construyen para que resistan, se construyen para alguna otra finalidad o función que lleva, como consecuencia esencial, el que la construcción mantenga su forma y condiciones a lo largo del tiempo. Su resistencia es una condición fundamental, pero no es la finalidad única, ni siquiera la finalidad primaria"* (Torroja, 2010).

A lo largo de la historia los sismos han sido fenómenos que repercuten directamente en la sociedad, muchas estructuras han colapsado y, como consecuencia, se tienen pérdidas humanas y económicas. Por ello, la comunidad ingenieril está en constante actualización de los criterios y enfoques de diseño sísmico, para la concepción de estructuras más seguras.

El enfoque actual del diseño sísmico tiene como objetivo dotar a una estructura de las características adecuadas (rigidez y resistencia) para satisfacer simultáneamente multiniveles de desempeño (principalmente dos, asociados a condiciones de servicio y prevención contra colapso) asociados a diferentes frecuencias de ocurrencia de sismos, es decir, una estructura tiene estados límites (niveles de desempeño) permisibles de comportamiento en función de la intensidad del sismo. Esta idea ha sido expresada implícitamente por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California en 1967 (SEAOC, por sus siglas en inglés) (Hadjian, 2002). Asimismo, con el fin de controlar el desempeño sísmico y proporcionar mejores niveles de seguridad, en 1995 el Comité Visión 2000 fundado por la SEAOC (Hamburger et al., 1995), publica un reporte con las bases para sustentar la metodología llamada Diseño Sísmico Basado en Desempeño (DSBD) esto a partir de los sismos de 1989, en Loma Prieta y el de 1994, en Northridge, que provocaron pérdidas por más de 28 billones de dólares. Los requerimientos de esta

filosofía fueron asentados por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias de Estados Unidos en 1997 (FEMA, por sus siglas en inglés) en el FEMA 273 (**FEMA, 1997**), teniendo como enfoque sísmico un desempeño multinivel, así como el planteamiento de marcos de referencia que permitan establecer prioridades en programas masivos de rehabilitación estructural para tratar de conocer la relación directa entre el costo total de una estructura (costos directos e indirectos de construcción derivados del daño que pueda sufrir durante las excitaciones sísmicas a las que se vea sujeta durante su vida útil) y su desempeño sísmico esperado (**Téran, 2002**).

A pesar de que el DSBD ha sido un gran avance en la Ingeniería Sísmica desde el punto de vista de la seguridad estructural y el resguardo de vidas, existen áreas de oportunidad que no han sido desarrolladas para mitigar el riesgo y vulnerabilidad de las estructuras contemplando la resiliencia sísmica de las comunidades, entendiendo por resiliencia sísmica, a la capacidad de mantener un nivel de funcionalidad en la estructura durante la ocurrencia de eventos sísmicos y que ésta pueda recuperarse posteriormente en un tiempo definido. En otras palabras, no se han implementado códigos que contemplen explícitamente las posibles consecuencias que a nivel estructural repercuten en las actividades socioeconómicas de las comunidades. Ante dicha necesidad, a inicios de los años 2000 se publica el primer artículo (**Bruneau et al., 2003**) que atiende a dicho enfoque, en este se propone un marco de referencia para cuantificar la resiliencia sísmica desde el punto de vista estructural como el social. Años posteriores Cimellaro *et al.*, (2010) publican una metodología más refinada, donde establecen los parámetros que definen la resiliencia sísmica.

En resumen, las filosofías de diseño, así como los reglamentos de construcción vigentes, permiten niveles de daño estructural que pueden experimentar las estructuras ante eventos sísmicos, esto no quiere decir que una estructura puede colapsar, pero sí tener niveles de daños severos; este enfoque compromete el bienestar y el desarrollo de la sociedad, en lo que se refiere a infraestructura, conlleva pérdidas económicas muy altas, debido al impedimento de rehabilitar las estructuras, o a los tiempos de desuso hasta su rehabilitación. No obstante, el concepto de resiliencia sísmica es un enfoque que permite mitigar el riesgo de los potenciales daños debido a la sismicidad de una región, ya que considera los efectos de los desastres y las actividades de recuperación para minimizar las consecuencias sociales. Por ello, con la finalidad de demostrar la importancia del concepto de resiliencia sísmica en el diseño estructural, en este trabajo se presenta una metodología para llevar a cabo la rehabilitación estructural de edificios escolares del sector público utilizando dispositivos de control de respuesta sísmica, contemplando modelos que

relacionan la respuesta estructural con la pérdida de funcionalidad y los tiempos de reparación con un enfoque probabilista, siendo estos últimos los parámetros de resiliencia.

Las estructuras en estudio son escuelas construidas con anteriores reglamentos de construcción de la Ciudad de México, para este tipo de estructuras es deseable conocer, en términos cuantitativos, la resiliencia sísmica, para evitar pérdidas similares al sismo ocurrido el 19 de septiembre del 2017 de magnitud 7.1, ya que como se observó, las ondas que afectaron a la Ciudad de México tuvieron características de frecuencias totalmente diferentes a las del sismo de 1985, el contenido de frecuencias fue más alto, afectando estructuras con periodos próximos a 1 segundo, es decir, edificios entre tres y siete niveles, característica principal de escuelas del sector público. En los últimos años, debido a la importancia de los edificios escolares en la sociedad, diversos investigadores han enfocado sus esfuerzos en el estudio de la vulnerabilidad sísmica de éstos. O'Reilly *et al.* (2018) realizaron la evaluación sísmica de tres edificios escolares existentes en Italia, evaluaron la pérdida anual esperada (EAL) y la seguridad contra el colapso basándose en la metodología PEER-PBEE. Jaimes y Niño (2017) presentaron una metodología, especialmente para escuelas públicas mexicanas, a partir de un análisis de costo-beneficio para evaluar las opciones de rehabilitación o reconstrucción, enfocado en la mitigación de las pérdidas físicas directas resultantes de eventos sísmicos. Formisano *et al.* (2018) compararon diferentes estrategias de rehabilitación para un edificio escolar en Italia mediante toma de decisiones multicriterio.

A manera de resumen, la organización de esta tesis es la siguiente: en el **Capítulo I** se presentan los antecedentes, se expone la comparación de los actuales códigos de diseño sísmico con los marcos de referencia de resiliencia sísmica de literatura previa, de igual manera, se explica el funcionamiento y la importancia de los dispositivos de respuesta sísmica en la rehabilitación estructural. En el **Capítulo II** se ostenta la metodología para calcular, de forma cuantitativa, la resiliencia sísmica, tomando como base una metodología que provee modelos y espectros de diseño, que establecen una relación directa entre la respuesta estructural y parámetros de resiliencia, para el proceso de rehabilitación estructural. En el **Capítulo III** se ilustra la metodología propuesta en una escuela típica del sector público. Asimismo, se realiza la validación de los resultados mediante un análisis probabilístico para comparar los niveles de resiliencia obtenidos de la evaluación estructural con los valores esperados de espectros provistos. Finalmente, en el **Capítulo IV**, se presentan las conclusiones de los resultados esperados y, a partir de estos, se genera una discusión adicional para proporcionar algunas recomendaciones.

OBJETIVOS

El objetivo general de este trabajo es llevar a cabo la rehabilitación estructural de escuelas del sector público utilizando dispositivos de control de respuesta sísmica, considerando un enfoque de Diseño Sísmico Basado en Resiliencia. Asimismo, los objetivos particulares de esta tesis son:

- Realizar la evaluación de la respuesta estructural a través de modelos analíticos no lineales utilizando un software de elemento finito.
- Determinar la resiliencia sísmica estructural actual de las edificaciones estudiadas.
- Plantear las posibles soluciones de intervención estructural utilizando dispositivos de control de respuesta sísmica.
- Validar los valores esperados de modelos y espectros de diseño basados en resiliencia.

ALCANCES Y LIMITACIONES

Debido a limitaciones prácticas y de validación de resultados, este trabajo no puede proporcionar una revisión exhaustiva de los daños en elementos no estructurales y contenidos, para la caracterización de la resiliencia sísmica, así como también las posibles consecuencias sociales asociadas a un determinado nivel de daño. En este sentido, solo se considera la magnitud del daño para elementos estructurales, para poder comparar los resultados con las filosofías actuales de diseño que toman como parámetro de desempeño el daño estructural, esto con la finalidad de llegar a conclusiones concretas de la contribución de la metodología propuesta en el grupo de trabajo. Asimismo, otras limitaciones de la investigación son:

- No se considera el daño acumulado en la estructura para establecer el porcentaje de funcionalidad inicial.
- Los efectos de la interacción suelo-estructura no se consideran para obtener las propiedades dinámicas.
- Para realizar el análisis estructural se modelan estructuras equivalentes para ser analizadas en el plano, utilizando un modelo de plasticidad concentrada; sin embargo, no se toman en cuenta efectos locales como el pandeo, efectos de segundo orden, la interacción no lineal entre la flexión y cortante.
- Se considera que la amenaza sísmica solo se define con una fuente, para sismos de tipo intraplaca debido a fallas geológicas normales.
- Las estructuras en estudio están ubicadas en terreno firme.

I. ANTECEDENTES

Este capítulo tiene como objetivo presentar el enfoque actual de los códigos de diseño y explicar por qué es necesario un cambio en los criterios y especificaciones para el diseño sismorresistente, tomando en cuenta el concepto de resiliencia sísmica. Asimismo, a partir de la literatura previa, se define el concepto de resiliencia sísmica y los marcos de referencia para su cuantificación, a fin de demostrar la importancia de este enfoque en la inclusión de futuros reglamentos. Por último, se expone la importancia de los dispositivos de control de respuesta sísmica en la rehabilitación estructural.

I.1 Diseño Sísmico Actual

Las regulaciones para el diseño sísmico en México están basadas en dos documentos principales: las 1) Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS-2020) para la Ciudad de México (**GCDMX, 2020**) y el 2) Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CDS-MDOC-2015) (**CFE, 2015**). Estas especificaciones de diseño se utilizan en la mayor parte del país considerando las respectivas características del sitio, como lo es la sismicidad y las condiciones del sitio. Desde las primeras normas mexicanas emergentes elaboradas en 1942 (**GDF, 1942**), debido a la actividad sísmica en la primera parte del siglo XX, hasta la actualidad, se han actualizado con el objeto de renovar y adecuar su contenido para evitar tragedias similares a las ocurridas tras los sismos de 1957, 1985 y 2017.

De acuerdo con el CDS-MDOC-2015, en términos generales el diseño por sismo en México debe cumplir con tres objetivos principales:

- 1) Reducir la pérdida de vidas humanas y la afectación a la población por la ocurrencia de sismos fuertes.
- 2) Establecer niveles de seguridad estructural para la República Mexicana y
- 3) Fijar los requisitos mínimos para que las obras civiles sean capaces de resistir sismos frecuentes con poco o nulo daño y sismos extraordinarios con daños sin llegar al colapso.

Con la finalidad de construir obras que satisfagan los anteriores objetivos, las normas vigentes (**GCDMX, 2020**), estipulan el uso de Espectros de Peligro Uniforme (EPU), a partir



de los cuales se obtienen Espectros de Diseño Elásticos e Inelásticos (EDE y EDI), para conocer las demandas sísmicas a las que se verá sometida una estructura durante su vida útil. Los EPU responden a criterios del nivel de seguridad requerido y a la naturaleza del suelo, mientras que los EDE y los EDI atienden las características de la estructura y son derivados de los EPU.

I.1.1 Peligro sísmico

En la actualidad para tratar de reducir la incertidumbre de las posibles intensidades sísmicas que pueden afectar a una estructura, se adoptó un enfoque probabilista. Este enfoque, considera el historial sísmico de eventos relevantes, tanto en magnitud como en frecuencia de ocurrencia, por consiguiente, se puede calcular la probabilidad de excedencia de una intensidad en el sitio de interés. Es así como se obtienen EPU asociados a un periodo de retorno específico, es decir, espectros cuyas ordenadas tienen la misma probabilidad de ser excedidas en un lapso dado (Ordaz, 2017). Por otro lado, los espectros de diseño son el inicio para el cálculo de la demanda ante las fuerzas y las deformaciones laterales en las estructuras.

I.1.2 Cálculo del peligro sísmico

Para efectuar el cálculo del peligro sísmico, se debe conocer la sismicidad local, es decir, se deben considerar todas las fuentes sísmicas que afectan el sitio donde se encuentra la estructura. Sumando la totalidad de los efectos de las fuentes se obtiene el peligro sísmico $v(Sa)$, que se expresa en términos de las tasas de excedencia de intensidades Sa . A continuación, se muestra la expresión propuesta por Esteva (1967) y Cornell (1968):

$$v_i(Sa) = \sum_j W_{ij} \int_{M_0}^{M_u} \left(-\frac{d\lambda(M)}{dM} \right) Pr(SA > Sa | M, Rr_{ij}) dM \quad (I.1)$$

Donde j representa a cada uno de los subelementos en que se ha subdividido la fuente; M_0 y M_u son la menor y la mayor magnitud considerada en el análisis; Rr_{ij} es la distancia entre el sitio de interés y la fuente; por último, $Pr(SA > Sa | M, Rr_{ij})$ es probabilidad de que la aceleración exceda el valor Sa en el sitio, dado que a la distancia Rr_{ij} se origina un temblor de magnitud M . Finalmente, se suman las contribuciones de todas las fuentes N al peligro sísmico del sitio, asignando un peso W_{ij} a cada sub-elemento, que es proporcional a su tamaño:

$$v(u) = \sum_{i=1}^N v_i(u) \quad (I.2)$$



Para determinar la curva de la tasa de excedencia de las magnitudes es necesario considerar todas las fuentes sísmicas que afectan al sitio de interés; la República Mexicana se ha dividido en 48 fuentes generadoras de sismos, los diferentes tipos de sismos se resumen en la **Tabla I. 1**. Por otra parte, también es necesario considerar un modelo de sismicidad que represente el comportamiento de la fuente sísmica, los modelos adoptados se enuncian a continuación:

- 1) Relación Gutenberg-Richter modificada. Utilizada para la mayor parte de las fuentes sísmicas, queda definida como (**Cornell y Vanmarcke, 1969**):

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{e^{-\beta M} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_0} - e^{-\beta M_u}}; \quad M_0 \leq M \leq M_u \quad (1.3)$$

Donde, λ_0 , β y M_u son parámetros que definen la tasa de excedencia de cada una de las fuentes sísmicas.

- 2) Modelo Temblor característico. Utilizado para los grandes temblores de subducción ($M > 7.0$), queda definido como (**Singh, Astiz y Havskov, 1981**)

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{\Phi \left[\frac{M_u - E(M)}{\sigma} \right] - \Phi \left[\frac{M - E(M)}{\sigma} \right]}{\Phi \left[\frac{M_u - E(M)}{\sigma} \right] - \Phi \left[\frac{M_0 - E(M)}{\sigma} \right]}; \quad M_0 \leq M \leq M_u \quad (1.4)$$

Donde, λ_0 , $E(M)$ y σ son parámetros que se deben obtener estadísticamente para la zona mexicana de subducción, $\Phi[*]$ es la función de distribución normal estándar.

Los parámetros que definen la tasa de excedencia se obtienen a través de análisis estadísticos bayesianos, estos valores se pueden consultar en la **Tabla I. 1** de CDS-MDOC-2015:

Tabla I. 1. Tipos de fuentes sísmicas en México (CDS-MDOC, 2015)

Tipo de sismo	Descripción
Sismos de subducción	<ul style="list-style-type: none"> • Son causados por la subducción de las placas oceánicas de Cocos y de Rivera bajo la placa de Norteamérica • Las zonas fuentes de ocurrencia se ubican a lo largo de la costa del Pacífico. • Son grandes temblores ($M > 7.0$)
Sismos de fallamiento normal y profundidad intermedia.	<ul style="list-style-type: none"> • Son eventos poco frecuentes, ocurren a profundidades de entre 30 y 100 km debido a un mecanismo de falla normal. • Las zonas fuentes de ocurrencia son los estados de Jalisco, Guerrero, Oaxaca y Chiapas ($M > 7.0$).
Sismos superficiales de la corteza continental.	<ul style="list-style-type: none"> • Son temblores que ocurren en la placa continental o también se consideran de sismicidad local, ya que no pueden asociarse a ninguna estructura geológica



	<ul style="list-style-type: none"> • De igual modo, son temblores poco frecuentes con magnitudes menores ($M \leq 7.0$)
Sismos del sistema de fallas Polochic-Motagua	<ul style="list-style-type: none"> • Son temblores debido a la interacción entre las placas del Caribe y la de Norteamérica • El mayor sismo registrado es de una magnitud ($M \leq 7.5$)

Una vez definida la curva de la tasa de excedencia de las magnitudes para cada fuente sísmica, se deben cuantificar los efectos de cada una en términos de intensidad sísmica considerando la magnitud y la distancia de la zona donde se produjo el sismo al sitio donde se evalúa el peligro sísmico. Las ecuaciones que nos ayudan a relacionar estas variables son las llamadas ecuaciones de predicción de movimiento (GMPE por sus siglas en inglés) o anteriormente llamadas leyes de atenuación y acorde con CFE (2015), se han adoptado tres diferentes leyes que atienden a la naturaleza de la propagación de onda, se enuncia a continuación:

- 1) **Temblores costeros interplaca.** Ley de atenuación propuesta por Arroyo *et al.* (2010) y Jaimes *et al.* (2006).
- 2) **Temblores de profundidad intermedia.** Ley de atenuación propuesta por Zhao *et al.* (2006) y Jaimes *et al.* (2015)
- 3) **Temblores superficiales.** Ley de atenuación propuesta por Abrahamson y Silva (1997) y Jaimes *et al.* (2016).

En términos generales, las leyes de atenuación nos ayudan a calcular una probabilidad condicional $Pr(SA > Sa | M, R)$, de que una intensidad SA , debido a un sismo, sea mayor que una intensidad Sa , para la cual se está calculando la tasa de excedencia $v_i(Sa)$, para un sismo de magnitud M a una distancia Rr , para un período de vibrar específico.

I.1.3 Evaluación del comportamiento sísmico

Por razones económicas, la filosofía de diseño sismorresistente en la mayoría de las regiones sísmicas mundiales acepta deformaciones inelásticas en la estructura durante sismos severos, por ende, las resistencias laterales de diseño adoptadas en los reglamentos son menores que la resistencia lateral necesaria para mantener la estructura en el intervalo elástico. Las NTC-DS-2020 y CDS-MDOC-2015 establecen una serie de factores (importancia, comportamiento sísmico, sobrerresistencia, solo por mencionar algunos) que reducen o aumentan las ordenadas espectrales del EDE para obtener EDI; a partir de estas demandas se estipulan dos estados límite, generalmente llamados de colapso y de servicio. Para el estado límite de servicio se debe cumplir que las estructuras deben resistir sin daño los sismos frecuentes, mientras que para el estado límite de colapso éstas deben resistir sin llegar a colapsar dada la ocurrencia de sismos



extraordinarios; esto se revisa mediante los desplazamientos relativos de entrepiso y sus respectivas distorsiones resultantes.

Si bien, lo que trata de reflejar la normativa actual, es controlar los daños asociados al estado límite de servicio, pero para el estado límite de colapso se incursiona de manera significativa en el rango plástico de las estructuras, lo que se traduce en daños y, en ocasiones, estos daños superan los costos directos por la construcción de la estructura y este enfoque no los contempla. Por esta razón, es necesario diseñar las estructuras no solo considerando la tasa de excedencia de las intensidades sísmicas, sino también, de la pérdida de funcionalidad y de los tiempos de recuperación, los cuales son los principales parámetros de la resiliencia sísmica.

I.1.4 Riesgo Sísmico

El riesgo sísmico puede entenderse como las consecuencias sociales y económicas de eventos sísmicos en una comunidad (CENAPRED, 2021). La estimación del riesgo debe ser prospectiva, anticipando eventos científicamente creíbles que podrían ocurrir en el futuro, dado que existen grandes incertidumbres inherentes en la predicción relacionadas con las características de severidad y frecuencia de los eventos; por lo tanto, los modelos que cuantifican el riesgo sísmico debe estar basado en formulaciones probabilísticas que incorporen estas incertidumbres (Cardona *et al.*, 2008). Se identifican tres variables para la cuantificación del riesgo sísmico:

- 1) **Peligro sísmico:** Es la probabilidad de ocurrencia de sismos con determinada intensidad en un espacio y periodo dados.
- 2) **Exposición:** Los bienes expuestos "activos" susceptibles a sufrir daño, se obtienen de información macroeconómica y social general, como la densidad de la población, estadísticas de construcción o información más específica. Para los activos se establecen valores de pérdida o importes por recuperación (deducibles seguros, etc.).
- 3) **Vulnerabilidad:** En la vulnerabilidad se cuantifica el daño causado en cada tipo de activo por la ocurrencia de un evento de cierta intensidad (Miranda, 1999)

Algunas de las formulaciones probabilísticas son (Cardona *et al.*, 2008):

Pérdida Anual Promedio (PAP): Matemáticamente, la PAP es la suma de los productos de las pérdidas esperadas por evento y la probabilidad de ocurrencia anual de dicho evento para todos los eventos considerados en la amenaza sísmica.



Pérdida Máxima Probable (PML). Representa la cantidad de pérdidas esperadas para una frecuencia anual de excedencia dada, o su inverso el periodo de retorno. Dependiendo de la tolerancia del riesgo de una organización, el gestor del riesgo puede decidir manejar las pérdidas para un cierto periodo de retorno.

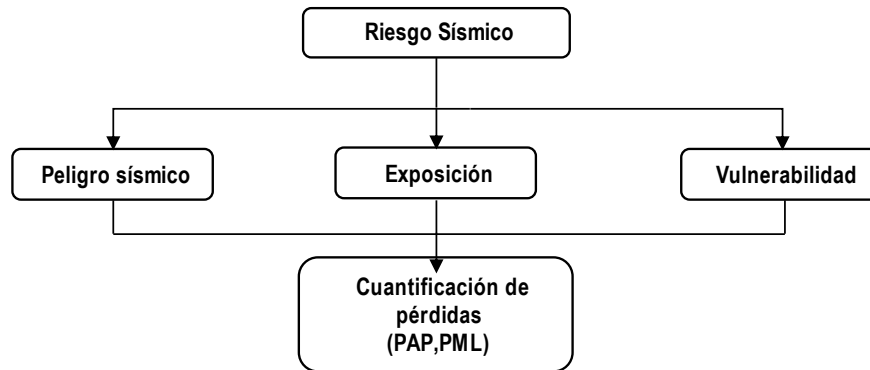


Figura I. 1. Cuantificación riesgo sísmico

I.2 Diseño Sísmico Basado en Resiliencia

En el campo de la ingeniería sísmica, Bruneau *et al.* (2003) proponen el primer marco de referencia para abordar el concepto de resiliencia sísmica, para reducir la vulnerabilidad de la infraestructura de las comunidades ante eventos sísmicos, definen resiliencia sísmica como: la capacidad de las unidades sociales ante la ocurrencia de un sismo (por ejemplo, organizaciones, comunidades) para mitigar el riesgo, controlar los efectos de los desastres y llevar a cabo actividades de recuperación a manera de minimizar las consecuencias sociales. Los objetivos de mejorar la resiliencia sísmica son minimizar las pérdidas humanas, económicas, en general, minimizar cualquier reducción de la calidad de vida, debido a la ocurrencia de un evento sísmico; a manera de ejemplo, el sismo ocurrido el 19 de septiembre de 2017 con epicentro entre los estados de Puebla y Morelos, en México, dejó cuantiosas consecuencias: dolor, muerte, pérdidas. Estas consecuencias comprometen el bienestar y el desarrollo de la sociedad, en lo que se refiere a infraestructura, conlleva pérdidas económicas muy altas, debido al impedimento de rehabilitar las estructuras o a los tiempos de desuso hasta su rehabilitación. Una vez ocurrido el sismo, es necesario que las comunidades tengan capacidad de recuperarse lo más pronto posible a fin de evitar mayores desastres.



I.2.1 Resiliencia Sísmica

Mencionado anteriormente Bruneau *et al.* (2003), publican las primeras bases acerca de la evaluación de la resiliencia R para comunidades e infraestructura, en donde establecen que un sistema resiliente depende de su nivel de funcionalidad $Q(t)$, a través del tiempo t y, en el instante que ocurre un sismo t_{0E} , la ocurrencia de un sismo se ve comprometida la funcionalidad del sistema; por ende, también se ve afectada su resiliencia. La funcionalidad de un sistema va del 100% (perfectamente funcional) a 0% (pérdida total) y la resiliencia se define para un tiempo de control establecido T_{Lc} :

$$R = \int_{t_{0E}}^{t_{0E}+T_{Lc}} \frac{Q(t)}{T_{Lc}} dt \quad (1.5)$$

La ecuación (1.5) establece que la pérdida de resiliencia es la funcionalidad antes del sismo menos la funcionalidad remanente hasta la recuperación del sistema (infraestructura), esto se ilustra en la **Figura I. 2.**

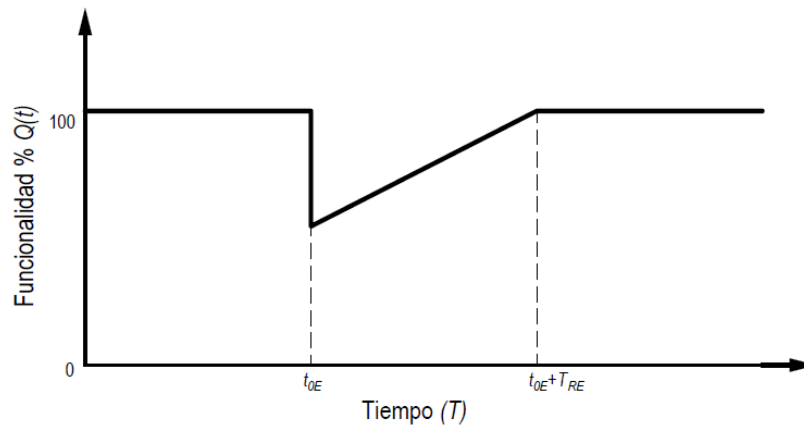


Figura I. 2. Pérdida de resiliencia (Bruneau *et al.*, 2003)

Asimismo, dentro de dicha investigación (Bruneau *et al.*, 2003), se establecen las propiedades físicas (desempeño de la estructura) y sociales (habilidades en la toma de decisiones de las partes interesadas) que influyen en la resiliencia del sistema. A partir de estas propiedades proponen matrices y diagramas de flujo, con un grado de cumplimiento exigible a criterios de calidad, para obtener la probabilidad de satisfacer un desempeño y recuperación adecuada ante un evento sísmico (un sistema resiliente). Esta investigación definió el primer marco de referencia fundamental para evaluar la resiliencia de forma cualitativa, ya que, no se implementó una medida de cuantificación numérica. Chang *et al.* (2004) hacen el primer intento de aplicación para el sistema de aguas de Memphis, en los



Estados Unidos, pero implementando una serie de medidas cuantificables a través de funciones analíticas para obtener una medida de resiliencia.

Con la finalidad de tener un marco común y unificar la terminología para una evaluación cuantitativa de la resiliencia bajo el esquema de los anteriores autores, Cimellaro *et al.* (2006) proponen funciones de pérdida asociadas a daños estructurales y no estructurales, así como funciones de recuperación. Las expresiones de pérdida y recuperación son para poder plantear funciones de fragilidad, que permitan calcular la probabilidad condicional de exceder un estado de desempeño debido al ambiente sísmico considerando la respuesta estructural (fuerzas, velocidades, desplazamientos, aceleraciones, etc.).

Las funciones de recuperación describen el comportamiento en la toma de decisiones y la disposición de recursos de la sociedad para la rehabilitación de las estructuras, sin embargo, el proceso de recuperación es complejo, ya que existen muchas incertidumbres en las dimensiones de la resiliencia, por ejemplo, la interdependencia entre los sectores económicos que participan en la recuperación de una misma comunidad, en zonas marginadas el tiempo de recuperación puede ser a largo plazo a diferencia de zonas desarrolladas, es decir, existen diferencias en la rapidez de recuperación entre regiones geográficas (Chang, 2004).

Por otro lado Almufti y Willford (2013), publican una guía de diseño y planificación para categorizar la resiliencia de las estructuras (Platino, Oro y Plata). El marco de referencia establece 3 dimensiones de resiliencia que serán medidas de forma cualitativa: 1) Resiliencia de la estructura, 2) Resiliencia organizacional y 3) Resiliencia del ambiente.

A partir de estas dimensiones, se realiza la evaluación financiera de las pérdidas y el tiempo de interrupción de la estructura, y conforme a los criterios establecidos se clasifican las estructuras (Figura I. 3), sin embargo, la funcionalidad de una estructura se puede medir a partir de las características y de las funciones a realizar, por ejemplo, la funcionalidad de un hospital puede cuantificarse a partir de la cantidad de pacientes en el área de emergencias, esto implica que un paciente pase en línea de espera antes de ser atendido, y este tiempo de espera es indicador de funcionalidad (Vieth y Rhodes, 2006), el inconveniente de la metodología (REDI, 2013), es que generaliza la funcionalidad para todo tipo de estructuras.



PLATINO	<p>Tiempo de inactividad: Reocupación inmediata (Green) Tiempo de recuperación < 72 horas</p> <p>Pérdidas directas financieras: Pérdida esperada < 2.5 %</p> <p>Ocupación segura: Lesiones físicas poco probables debido a falla de componentes de la estructura</p>
ORO	<p>Tiempo de inactividad: Reocupación inmediata (Green) Tiempo de recuperación < 1 mes</p> <p>Pérdidas directas financieras: Pérdida esperada < 5 %</p> <p>Ocupación segura: Lesiones físicas poco probables debido a falla de componentes de la estructura</p>
PLATA	<p>Tiempo de inactividad: Tiempo de recuperación < 6 meses</p> <p>Pérdidas directas financieras: Pérdida esperada < 10 %</p> <p>Ocupación segura: Lesiones físicas probables debido a falla de componentes de la estructura (pero no por colapso) e incidentes fatales poco probables</p>

Figura I.3 Objetivos de resiliencia modificado de (REDI, 2013)

En el caso de México, tras el sismo del 19 de septiembre del 2017, el gobierno de la CDMX en 2018 crea la Agencia de Resiliencia, entidad responsable del diseño de políticas públicas que fortalezcan la resiliencia, a partir de la implementación de criterios en la planeación y operación urbana para asegurar que los recursos se inviertan en acciones de preparación, mitigación y respuesta ante la ocurrencia de sismos. Asimismo, se destaca la publicación de guías técnicas para la revisión y rehabilitación de estructuras debido a la actividad sísmica Alcocer *et al.* (2019) y, otros investigadores proponen modelos para estimar pérdidas, debido a los tiempo de irrupción de edificaciones (Reinoso y Ortiz 2020).

En síntesis, las anteriores metodologías presentadas, además de establecer un marco de referencia, sirven como ejemplo para demostrar los dos tipos de cuantificación para estimar la resiliencia (cuantitativa y cualitativa). Aunque el concepto de resiliencia sísmica no es relativamente nuevo, éste ha sido estudiado por diverso autores; Paulin y Kane (2021) realizaron una revisión de más de 273 publicaciones desde 2003 a 2020, para casos de estudio aplicados a infraestructura; no obstante, aunque se ha llegado a definir un vocabulario en común para el cálculo de resiliencia, siguen sin existir criterios claros para caracterizar la pérdida de funcionalidad y los tiempos de inactividad, asociados a daños estructurales y no estructurales

I.2.2 Cuantificación de la Resiliencia

La infraestructura en general, escuelas, hospitales, aeropuertos, etc., tienen un conjunto de funciones bajo condiciones específicas que satisfacen las necesidades del usuario. La funcionalidad de una estructura se puede medir a partir de las características y de las



funciones a realizar. Para cuantificar la resiliencia de una estructura, es necesario medir previamente el nivel de funcionalidad, y después del sismo estimar el nivel de pérdida de funcionalidad (Cimellaro *et al.*, 2006):

$$Q(t) = 1 - L(I, T_{RE}) [H(t - t_{0E}) - H(t - (t_{0E} + H(t - T_{RE})))] f_{rec}(t, t_{0E}, T_{RE}) \quad (1.6)$$

donde $L(I, T_{RE})$ es la función para cuantificar la pérdida de resiliencia; $H(t)$ y $f_{rec}(t, t_{0E}, T_{RE})$ son funciones que describen el comportamiento en la toma de decisiones y la disposición de recursos de la sociedad para la rehabilitación de las estructuras, respectivamente. En la **Figura I. 4**, se muestra el comportamiento del perfil de funcionalidad o desempeño en función del tiempo: antes, durante y después de un sismo. El perfil inicia con un nivel nominal de funcionalidad, decrece en el instante que ocurre el sismo, se mantiene constante (para identificar problemas, establecer prioridades, movilizar recursos para recuperar la funcionalidad) y posteriormente se recupera a un nivel de funcionalidad objetivo (idealmente), el comportamiento de este perfil refleja los intereses y metas de las partes interesadas.

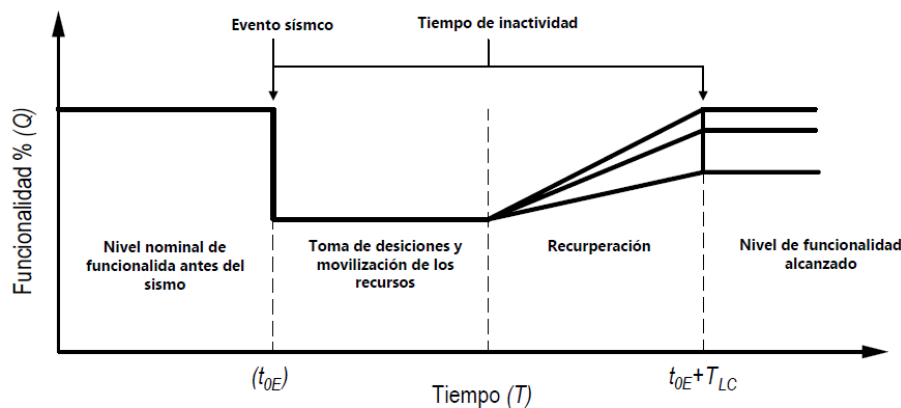


Figura I. 4. Perfil de Funcionalidad

Como se ha explicado a lo largo del capítulo, para la cuantificación de la resiliencia sísmica se han desarrollado e introducido varios métodos, no obstante, sigue sin haber una metodología que exponga de manera clara criterios para considerar los tiempos de inactividad debido a las reparaciones estructurales asociadas a los daños de la pérdida de funcionalidad. Partiendo de esta problemática **González *et al.* (2022)** proponen modelos para estimar la pérdida de funcionalidad (FL) y los tiempos de reparación (RT) con un enfoque probabilista, considerando tanto elementos estructurales como no estructurales y contenidos, para establecer una relación entre la respuesta estructural y parámetros de



resiliencia sísmica, que posteriormente pueden ser utilizados para generar espectros de diseño que tomen en cuenta: funcionalidad, tiempos de inactividad o resiliencia

1.3 Sistemas de control

En el diseño sísmico existen cuatro propiedades, que son relevantes para la respuesta dinámica de la estructura. Tres de éstas, la resistencia lateral, la rigidez lateral y la capacidad de deformación (máxima y acumulada) son características mecánicas de una estructura que deben diseñarse; mientras que la cuarta, la masa reactiva, normalmente no se diseña (Téran, 2002). Existe una quinta característica, la capacidad de disipación de energía, en este sentido los sistemas de control son dispositivos que ayudan a la estructura a generar mecanismos para disipar energía de forma estable.

Los sistemas de control son dispositivo que mitigan el riesgo debido a diferentes tipos de acciones accidentales tales como sismos, viento, maquinaria, etc. Estos son empleados para proteger y limitar el daño en elementos estructurales, no estructurales y contenidos. Los sistemas de control se clasifican en tres categorías: control pasivo activo y semiactivo. En el caso del control pasivo, es una técnica eficaz, fiable y relativamente barata; consta de dispositivos suplementarios de disipación de energía (DDE), estos al ser instalados en una estructura, reducen considerablemente la energía sísmica de entrada y minimizan los daños en la estructura principal. Los principales mecanismos de disipación de energía de los DDE son (Saaed *et al.*, 2015): por la fluencia de material, la fricción por deslizamiento, la deformación viscoelástica y por fluido viscoso.

En las últimas tres décadas se han producido importantes avances en investigación y desarrollo del control de la respuesta estructural sísmica; sin embargo, a pesar del constante desarrollo de los DDE como estrategia de rehabilitación, no existen códigos de diseño que definan de manera explícita criterios de diseño para la implementación de los DDE, a excepción del FEMA 356 (FEMA, 2000), que tiene una serie de recomendaciones de la variabilidad de los métodos de diseño acorde con el funcionamiento de los DDE (Vittorio y Nuti, 2013). Algunos de los métodos que se han desarrollado se citan a continuación.

Aguirre (1997) propuso un método de diseño iterativo basado en análisis estático lineal, mientras que Williams y Albermani (2003) propusieron un método de diseño basado en el amortiguamiento viscoso equivalente. Estos métodos son basados en fuerzas asociadas a un factor de reducción que, no abordan directamente la naturaleza inelástica de la estructura durante el sismo, con el desplazamiento resultante sólo se satisface la condición de servicio, en el proceso de diseño.



Los daños estructurales y no estructurales experimentados durante un sismo se deben principalmente a los desplazamientos laterales. Por lo tanto, métodos basados en las fuerzas no proporcionan una indicación fiable del potencial de daños. Para resolver estas deficiencias, se han propuesto métodos de diseño sísmico basados en el desplazamiento, como el método del coeficiente FEMA-273 (**FEMA, 1997**), el método del espectro de capacidad ATC-40 (**ATC, 1996**). Chen *et al.* (2007) propusieron un enfoque de diseño sísmico utilizando índices basados en el desplazamiento y en la deformación como desempeño objetivo.

Asimismo, los daños estructurales causados por el movimiento sísmico no sólo se deben a la respuesta máxima, sino también a las deformaciones plásticas acumuladas; sin embargo, la práctica actual de diseño sísmico, que sólo tiene en cuenta la demanda máxima en términos de intensidad y desplazamiento lateral máximo, no proporciona suficiente información sobre la respuesta inelástica de la estructura. En este sentido, surgen los métodos de diseño sísmico basados en la energía sísmica, que utilizan la energía histerética (acumulación de daños) como principal parámetro de diseño y tienen en cuenta la respuesta inelástica de la estructura. En relación con el diseño sísmico basado en la energía, Riddell y García (2001) presentaron un procedimiento para la construcción de espectros de demanda de energía.

En resumen, para implementar sistemas de control se debe considerar en el proceso de diseño, las demandas máximas y la energía de entrada que inducen los sismos, esto se puede realizar a partir de un diseño basado en fuerzas o desplazamientos, analizando la respuesta inelástica en función de la demanda de un espectro que tome en cuenta los criterios de desempeño anteriormente descritos.



II. METODOLOGÍA

El propósito de este capítulo es proporcionar una metodología para llevar a cabo el análisis y diseño de una técnica de rehabilitación estructural, utilizando dispositivos de control de respuesta sísmica pasiva en estructuras existentes, tomando en cuenta el concepto de resiliencia sísmica; esto con la finalidad de exponer las ventajas y beneficios expuestos en el **Capítulo I**, del diseño sísmico basado en resiliencia (DSBR) sobre las filosofías de diseño actuales, que toman como parámetro de desempeño el daño estructural. Los parámetros de resiliencia que se consideran son la pérdida de funcionalidad y los tiempos de recuperación asociados al daño estructural a raíz de eventos sísmicos; por alcances de la investigación, no se toman en cuenta los daños en elementos no estructurales y contenidos para la caracterización de la resiliencia. En el siguiente párrafo se presenta una síntesis del proceso de cálculo de la metodología propuesta y en los subtemas del presente capítulo se especifican las consideraciones a tomar en cuenta en cada paso.

El primer paso es la **definición de la amenaza sísmica**, para conocer la sismicidad del sitio y poder realizar el cálculo de la vulnerabilidad de la estructura en estudio. El siguiente paso es la **definición de características estructurales**, en éste se conocen las propiedades geométricas, locales y globales, así como las propiedades mecánicas de la estructura en estudio o de interés; posteriormente, en un tercer paso, se lleva a cabo un **análisis estructural**, para lo cual, se desarrollan modelos analíticos a manera de inferir el comportamiento estructural para captar la variabilidad de la respuesta estructural sometida a la amenaza sísmica ya definida. Subsiguientemente, inicia el cuarto paso, **estimación de la resiliencia sísmica**, en ésta se obtiene la vulnerabilidad y/o fragilidad de la estructura en estudio, con la cual será posible calcular la resiliencia sísmica existente en la edificación en estudio y, a partir del nivel de resiliencia, se realiza la **validación de resultados**, para comprobar si el estado de daño asociado al nivel de resiliencia obtenido es adecuado, para que la estructura no quede inhabilitada, si es el caso termina el proceso, en caso contrario; inicia el diseño y evaluación de la propuesta de **rehabilitación estructural**, con la finalidad de aumentar y alcanzar un valor de resiliencia sísmica preestablecido, donde se repiten los pasos 3, 4 y 5.



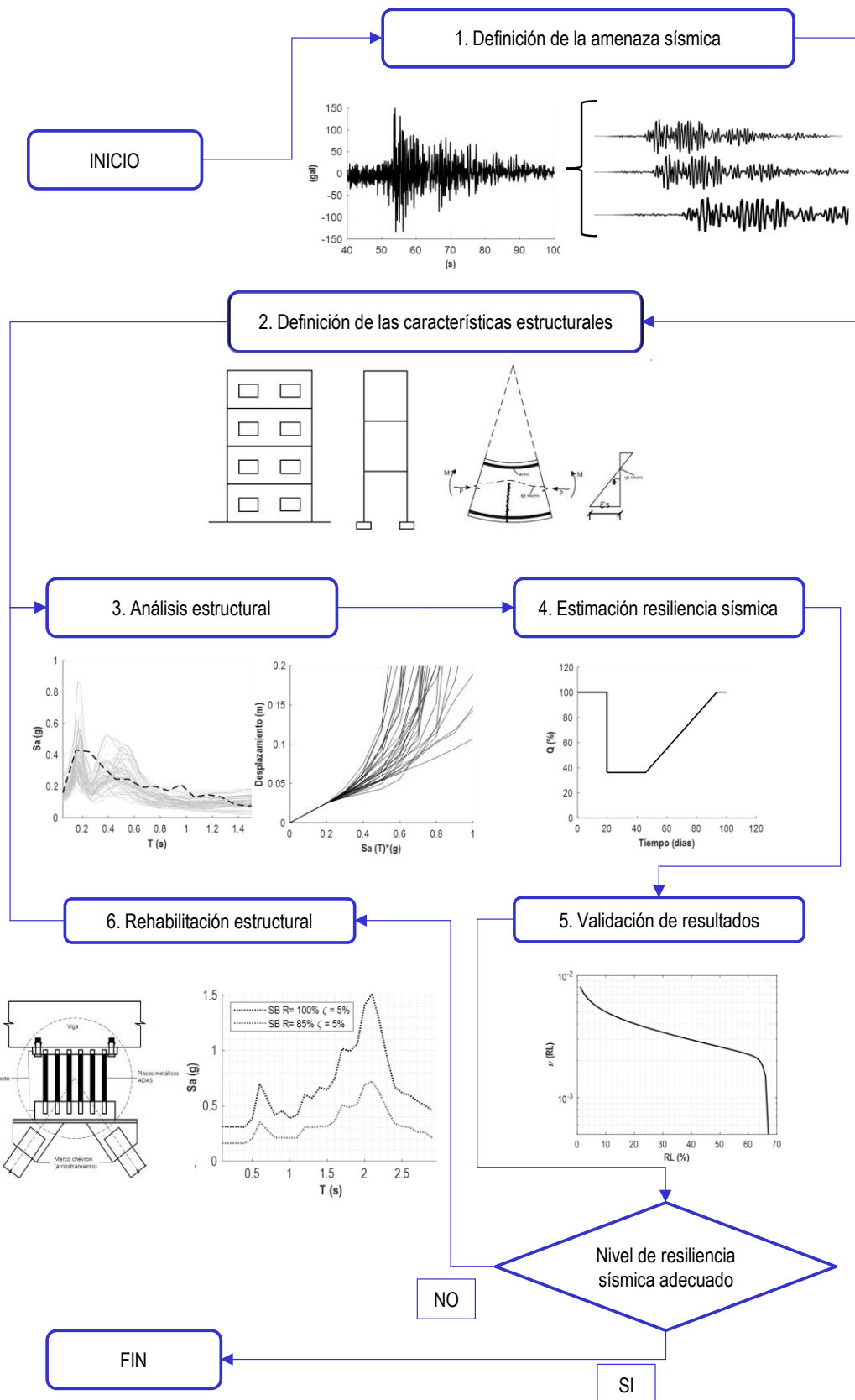


Figura II. 1. Diagrama para la evaluación y rehabilitación estructural de estructuras vulnerables



II.1 Definición de la amenaza sísmica

Con la finalidad de evaluar el desempeño sísmico de una estructura se debe conocer la sismicidad del sitio; por ende, las intensidades sísmicas seleccionadas tienen que reflejar las características principales del sitio, como lo son los temblores predominantes y las condiciones locales del sitio, de acuerdo con el **Capítulo I**, las demandas sísmicas pueden definirse a través de la tasa de excedencia de las intensidades, de tal manera de considerar la magnitud y la frecuencia de ocurrencia de eventos sísmicos, o bien, a través de registros sísmicos, reales o simulados, que reflejen el ambiente sísmico, para diferentes niveles de intensidad sísmica.

II.2 Definición de las características estructurales

Para evaluar analíticamente una estructura, es necesario conocer las propiedades geométricas y mecánicas, así como las cargas de servicio de la estructura; ya que estas variables son las que controlan la respuesta dinámica. En el caso de estructuras existentes, se deberá realizar un levantamiento estructural, buscar la información referente a planos, dictámenes estructurales o, incluso, pruebas de vibración ambiental y pruebas de materiales, para determinar las características estructurales y las posibles incertidumbres de resistencia.

Asimismo, para cuantificar la vulnerabilidad, las propiedades inelásticas de los materiales se tienen que estudiar, ya que éstas definen la capacidad elástica y última de la respuesta global; por ende, en la definición de las propiedades mecánicas y geométricas se deben considerar los esfuerzos de los materiales que varían con el nivel de deformación alcanzado. A partir de esta información, se pueden generar modelos analíticos en programas computacionales para simular el comportamiento estructural.

II.3 Análisis estructural

Para efectuar el análisis estructural, es necesario idealizar un modelo teórico que permita representar lo más cercano a la realidad el desempeño sísmico. La respuesta estructural, es deseable conocerla en el tiempo, estudiando la no linealidad de los materiales, esto se puede lograr considerando un modelo de plasticidad concentrada o distribuida, para seleccionar éste, es importante tener en cuenta (**NIST, 2010**): (1) el comportamiento esperado de la estructura (efectos que se requieren estudiar), (2) las consideraciones y (3) las aproximaciones inherentes al tipo de modelo propuesto (efectos que no se pueden captar).



En segunda instancia, el modelo se somete a las demandas sísmicas definidas en la amenaza sísmica para obtener curvas que capten la variabilidad de la respuesta estructural en el rango plástico, si es que éste se llega a presentar.

II.4 Estimación de la resiliencia sísmica

Con base en el desempeño estructural, inicia el proceso de la caracterización de la resiliencia sísmica, recordando que en este trabajo se estudia la resiliencia sísmica a partir de la pérdida de funcionalidad y los tiempos de recuperación asociados al daño estructural. Por esta razón, se deben establecer criterios para la evaluación cuantitativa de los parámetros que definen la resiliencia sísmica: pérdida de funcionalidad y tiempos de recuperación para la ocurrencia de un sismo. Sin embargo, no se puede definir un porcentaje de resiliencia para un solo evento, entonces, es ideal adoptar métodos probabilísticos como los expuesto en el **Capítulo I** para obtener un porcentaje de resiliencia global para la amenaza sísmica.

II.5 Validación estructural

Con el nivel de resiliencia obtenido en el paso anterior, se debe tener la información suficiente para conocer el estado actual de la estructura, es decir, detalles importantes y respuestas a interrogantes referentes a la factibilidad para su rehabilitación, con el fin de que el usuario pueda tomar una decisión y el ingeniero pueda proponer soluciones para alcanzar niveles óptimos de resiliencia, es decir, un estado de daño adecuado en los elementos estructurales, que garantice el correcto funcionamiento de la estructura para la cual fue concebida, considerando los tiempos de recuperación y la inversión requerida para dicho estado, en caso de no necesitar aumentar el nivel de resiliencia el proceso termina.

II.6 Rehabilitación estructural

Para realizar el análisis y diseño de la rehabilitación estructural independientemente de la técnica que se utilice, la estructura tiene que dotarse de resistencia, rigidez y/o amortiguamiento para aumentar su capacidad y alcanzar los niveles de resiliencia requeridos. Por otro lado, durante el proceso del diseño estructural, en la definición de la demanda sísmica, además de considerar la tasa de excedencia de las intensidades, también se deben considerar parámetros de resiliencia sísmica. Posteriormente, se repiten los pasos 3 y 4, si el desempeño es adecuado, el proceso termina.



III. CASO DE ESTUDIO

Para ilustrar el enfoque del Diseño Sísmico Basado en Resiliencia (DSBR), se desarrolla el presente caso de estudio, que consta en la aplicación de la metodología propuesta en el **Capítulo II**, para realizar la rehabilitación estructural de una edificación de concreto reforzado a través de la inclusión de dispositivos de control de respuesta sísmica pasiva. La estructura es una escuela pública tipo de concreto reforzado cimentada en terreno firme, construida con el Reglamento de Construcción de 1977 para el Distrito Federal (RCDF-1977) (**GDF, 1977**). Asimismo, otro objetivo de estudiar este tipo de estructuras es conocer su desempeño sísmico; o bien, su capacidad de mantener un nivel de funcionalidad adecuado, a fin de evidenciar el concepto de resiliencia sísmica en los futuros reglamentos de construcción.

III.I Definición de la amenaza sísmica

En esta investigación la amenaza sísmica está definida en dos partes, la primera consta de un catálogo histórico de 100 registros sísmicos en terreno firme para diferentes tipos de sismos ocurridos en la Ciudad de México; con estos se lleva a cabo la evaluación del desempeño sísmico para evaluar la vulnerabilidad estructural. Por otra parte, para el proceso de cuantificación de la resiliencia sísmica, al no contar con un amplio catálogo de registros sísmicos que represente de manera adecuada futuros eventos que definan de manera adecuada las posibles demandas a las que se verá sometida la estructura; se realizó una simulación sísmica para generar registros sísmicos sintéticos, las consideraciones para definir el ambiente sísmico se describen en los siguientes párrafos

Para caracterizar la sismicidad, se seleccionó la fuente sísmica "*Profundidad intermedia centro nueva*" (PICN) de acuerdo con el CDS-MDOC-2015 (**CFE, 2015**), asociada a sismos de tipo intraplaca debido a fallas geológicas normales; en esta fuente se generó el sismo de magnitud 7.1 ocurrido el 19 de septiembre del 2017, con epicentro localizado en el límite estatal entre los estados de Puebla y Morelos, a 12 km al sureste de Axochiapan, Morelos y a 120 km de la Ciudad de México a una profundidad de 51 km (**SSN, 2017**). El uso de esta fuente se justifica a raíz del mencionado evento; ya que quedó en evidencia la vulnerabilidad de la capital del país, esto debido al contenido de frecuencias de las



ondas sísmicas (fueron más altas por la cercanía de la ciudad a la fuente), afectando estructuras con periodos próximos a 1 segundo, es decir, edificios entre cuatro y siete niveles. También cabe destacar que la probabilidad de ocurrencia para sismos intraplaca en México es muy similar a la de los sismos de subducción, como el de 1985.

El comportamiento de la fuente PICN está gobernado por la relación Gutenberg-Richter modificada, los parámetros que definen la sismicidad se muestran en la **Tabla III. 1** y en la **Figura III. 1** se presenta la curva que define la tasa de excedencia para las magnitudes probables.

Tabla III. 1. Parámetros de sismicidad para la relación Gutenberg-Richter (CFE, 2015)

Fuente	M_0	$\lambda_0(1/año)$	$c(\beta)$	$E(\beta)$	$E(M_u)$	$D(M_u)$
Profundidad intermedia centro nueva	4.00	9.06e+00	2.120	0.040	8.1	0.2

En la tabla anterior, M_0 es la magnitud mínima a generarse en la fuente, $\lambda_0(1/año)$ es la tasa de excedencia de la mínima magnitud, $c(\beta)$ es la varianza del parámetro que define la pendiente de la curva de la tasa de excedencia, $E(\beta)$ es el valor esperado del parámetro que define la pendiente de la curva de la tasa de excedencia, $E(M_u)$ es el valor esperado de la máxima magnitud a generarse en la fuente y $D(M_u)$ desviación estándar de la máxima magnitud a generarse en la fuente.

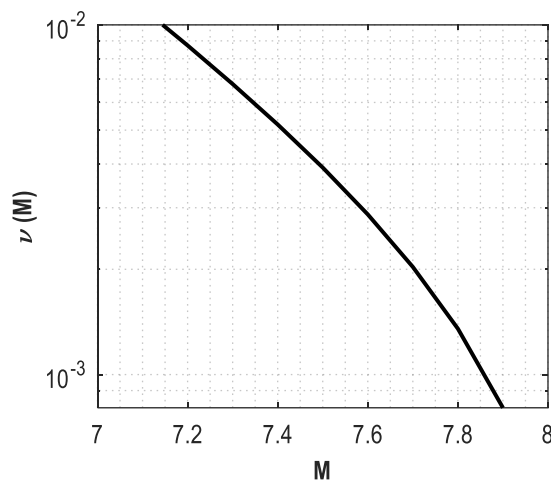


Figura III. 1. Tasa de excedencia de magnitudes

Para el caso de estudio, se considera un rango de magnitudes de 7.1 a 8.1; sin embargo, no se cuenta con un amplio catálogo de registros sísmicos del sitio para estas magnitudes; por ende, se utilizaron registros sintéticos asociados a la fuente PICN, estos se obtuvieron de una simulación sísmica, que se basa en un esquema de suma estocástica de registros sísmicos usados como semilla, bajo el concepto de funciones empíricas de Green



(González y Niño, 2019). En ésta, se utilizó como sismo semilla el ocurrido el 20 de marzo del 2015 de tipo intraplaca (**Tabla III. 2**) y para ajustar la caída de esfuerzos se utilizó como sismo objetivo el ocurrido el 19 de septiembre del 2017, bajo estas consideraciones se obtuvieron 1000 registros sintéticos para cada incremento de magnitud, el diferencial es de 0.1.

Tabla III. 2. Datos sismo semilla

Fecha del sismo (GTM)	20/MAR/15
Hora epicentro (GTM)	22:30:09.0
Magnitud	/Mc=5.4
Coordenadas del epicentro	17.93 LAT. N, 98.61 LONG. W
Profundidad Focal (km)	59
Fuente de los datos epicentrales	SSN- INSTITUTO DE GEOFÍSICA, UNAM

A partir de las consideraciones previas, se puede explicar el motivo por el cual la amenaza sísmica esta segmentada en dos partes. Para el caso del catálogo histórico de registros sísmicos en terreno firme, con éste se evalúa el desempeño estructural, en donde se necesita conocer la variabilidad de la respuesta estructural en la etapa inelástica de la estructura, entonces, aparte de tener diferentes intensidades sísmicas se necesita contar con un contenido de frecuencias diferentes, es decir, aceleraciones de sitio para diferentes tipos de sismo. En el caso de la cuantificación de la resiliencia, se utilizan los registros sintéticos de tal manera que se definan las posibles intensidades a las que se verá sometida la estructura en caso de la ocurrencia de sismos futuros, estas consideraciones se explican más a detalle en la sección **III.3 Estimación de la resiliencia sísmica**

III.2 Definición de las características estructurales

La estructura es una escuela pública existente de concreto reforzado, construida con el RCDF-1977 (**GDF, 1977**). La escuela está ubicada en terreno firme, tiene una configuración estructural típica de escuelas de nivel básico y medio superior del sector público; conformada por marcos rígidos ortogonales de concreto de secciones rectangulares, con dimensiones en planta de 24 x 8 m, en la dirección longitudinal cuenta con ocho crujiás sismorresistentes y en dirección transversal solo cuenta con una, la altura de entrepiso es de 3.5 m (**Figura III. 2**). El sistema de piso está definido por losas macizas de concreto reforzado, cuentan con muros divisorios de mampostería que no aportan rigidez a la estructura y por alcances de la investigación se asumió en la cimentación apoyos totalmente restringidos.



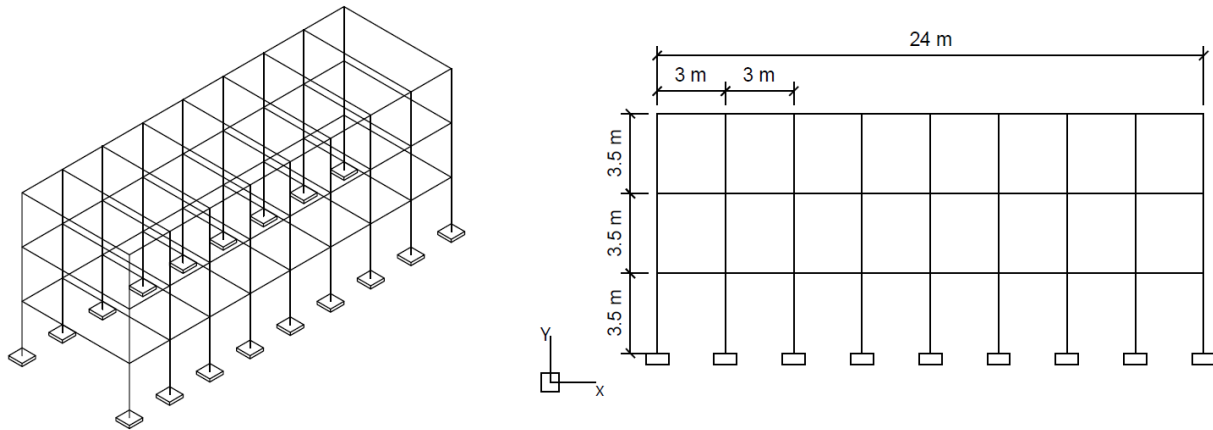


Figura III. 2. Configuración estructural

La geometría general y local se obtuvo de una base de datos presentada por Martínez (2016); de acuerdo con ésta, por falta de información técnica como lo son los planos estructurales y las propiedades mecánicas de los materiales, se generaron modelos analíticos atendiendo los criterios y especificaciones de diseño del RCDF-1977 (GDF, 1977). Los valores nominales que estipula el reglamento en cuestión son:

Tabla III. 3 Propiedades mecánicas

Concreto	
Esfuerzo a l compresión f'_c	250 kgf/cm ²
Módulo de elasticidad E_c	$10000\sqrt{f'_c}$ 158113.9 kgf/cm ²
Acero	
Esfuerzo de fluencia f_y	4200 kgf/cm ²
Módulo de Elasticidad E_s	2100000 kgf/cm ²

Las secciones transversales de los elementos estructurales, son las siguientes:

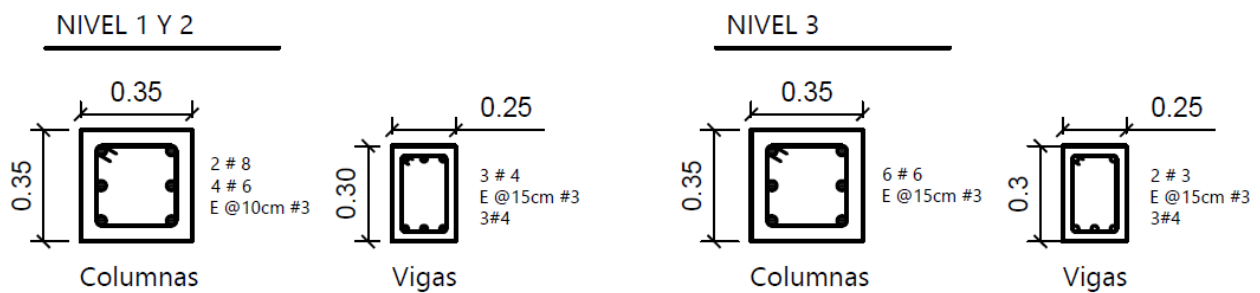


Figura III. 3 Secciones de los elementos estructurales

Por otro lado, en la definición de las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales, se necesita conocer los esfuerzos de los materiales que varían con el nivel de deformación alcanzado; para ello, se emplearon modelos analíticos de curvas esfuerzo-deformación del concreto y del acero de refuerzo, a partir de los



respectivos valores nominales de resistencia del RCDF-1977 (GDF, 1977). En el caso del concreto, se utiliza un modelo que considera el confinamiento (Mander, 1988); para el acero de refuerzo se utiliza un modelo elastoplástico con endurecimiento curvo (Medoza, 2013).

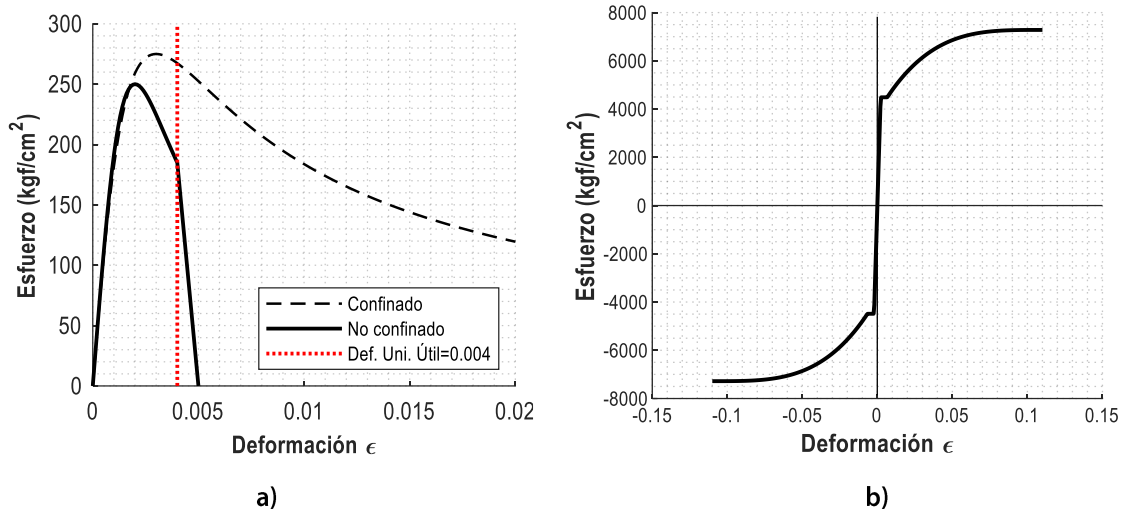


Figura III. 4. Curvas esfuerzo deformación: a) concreto b) acero

En la Figura III. 5, se presenta el espectro de diseño con el cual se realizó el análisis sismorresistente, en las especificaciones de la época solo se considera el tipo de suelo, siendo el caso terreno firme y el factor de comportamiento sísmico, éste es $Q = 2$.

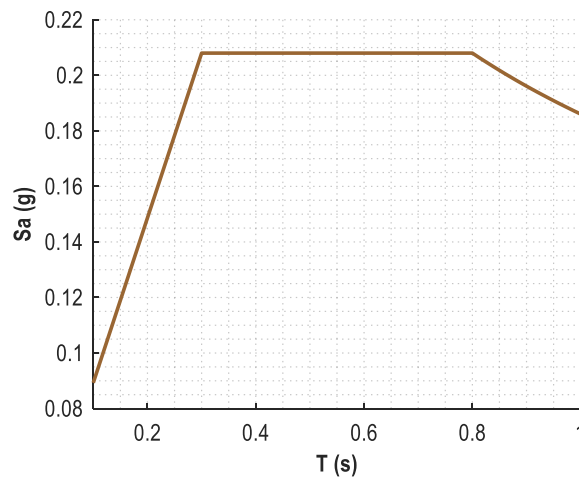


Figura III. 5 Espectro de diseño RCDF-1977



III.2 Análisis estructural

Para analizar la estructura, se creó un modelo analítico con ayuda del software de código abierto *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2009). Este es un programa de elemento finito que permite simular el comportamiento estructural debido a sismos. Los tipos de análisis que se llevan a cabo son análisis dinámicos no lineales (NDA). Las consideraciones, alcances e implicaciones se explican a continuación:

1). La no linealidad de la etapa inelástica de la respuesta estructural se estudia con un modelo de plasticidad concentrada (**Figura III. 6a**). Acorde con este modelo, la plasticidad se define a través de rotaciones plásticas ubicadas en el extremo del elemento que consideren la degradación de rigidez y resistencia a través de un modelo histerético, para este modelo la longitud plástica con las que se definen las rotaciones plásticas se mantiene constante, mientras que para el modelo de la (**Figura III. 6b**), la longitud plástica es variable. Las implicaciones de trabajar con este modelo son que no se pueden capturar efectos locales como el pandeo, la interacción no lineal entre la flexión y cortante; a diferencia de los modelos de plasticidad distribuida (**Figura III. 6c, d y e**), que además de proveer dichas fuerzas internas, también proporcionan esfuerzos a lo largo de los elementos.

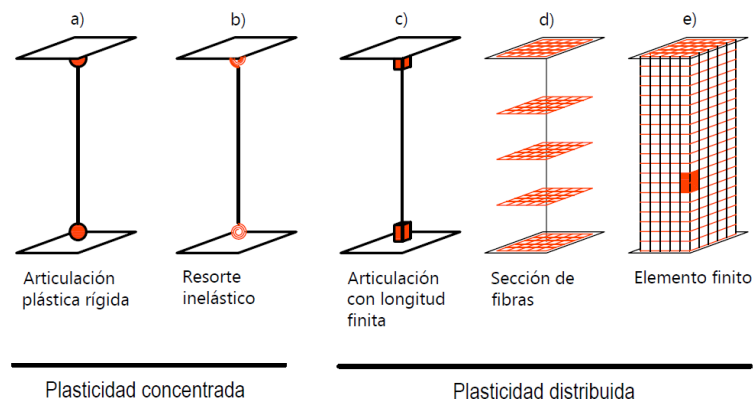


Figura III. 6. Modelos de plasticidad (modificado de NIST (2010)).

2). Para considerar la energía disipada debido a la deformación de los materiales más allá de su etapa elástica, producto de cargas cíclicas y reversibles (como el caso de sismos), se utiliza el modelo de histéresis *Bilinear IMK* de Ibarra *et al.* (2005), éste contempla la degradación de rigidez y resistencia. Para definir el comportamiento histerético en este modelo se utiliza una curva cíclica envolvente (*backbone*) (**Figura III. 7**), esta curva queda definida por tres parámetros: la rigidez elástica (*elastic*



stiffness K_e), la fuerza de fluencia (*yield strength* F_y), y una rigidez post fluencia (*strain-hardening stiffness* $K_s = \alpha_s K_e$).

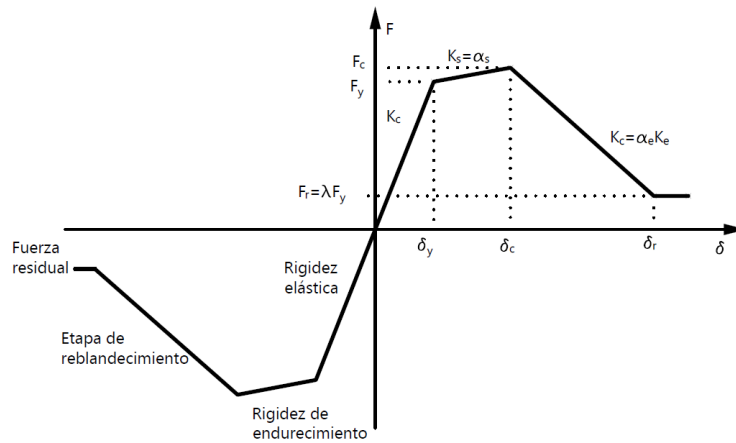


Figura III. 7 Curva envolvente ciclo de histéresis (modificado de Ibarra et al. (2005))

Asimismo, los ciclos de histéresis siguen la siguiente regla de deterioración **Figura III. 8**: se estipula un límite de resistencia, cuando la curva envolvente (*backbone*) incluye una rama con pendiente negativa, el segmento de carga que comienza en el punto 5 debe continuar hasta intersectar el punto 6'. Sin embargo, este segmento de carga termina cuando se cruza con el límite de resistencia en el punto 6. El límite corresponde a la fuerza del punto 3, es la fuerza más pequeña en el rango no lineal de la curva envolvente en ciclos anteriores.

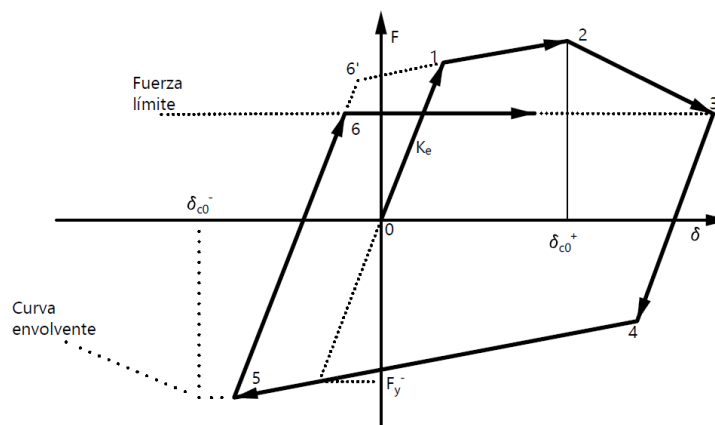


Figura III. 8. Comportamiento de deterioro ciclo de histéresis (modificado de Ibarra et al. (2005))

3). En cuanto al amortiguamiento inherente de la estructura, en los análisis elásticos se considera constante y el asociado al modo fundamental de vibrar, para



determinar una matriz diagonal y poder resolver la ecuación de equilibrio dinámico. Sin embargo, con esta consideración se asume que el amortiguamiento se mantiene constante en la historia de tiempo y para estructuras altas conduciría a valores erróneos en la respuesta estructural; idealmente de forma similar a la degradación de rigidez y resistencia, se tendría que considerar una variación de amortiguamiento en el tiempo. Por esta razón, en este trabajo para aproximar el porcentaje de amortiguamiento crítico (ζ_n) se utiliza el método de Rayleigh (Chopra, 2016), para considerar no solo el amortiguamiento del primer modo de vibrar, sino también el amortiguamiento asociado al último modo de vibrar que tiene participación en la respuesta estructural

A partir de las consideraciones anteriores, la estructura se estudia a través de un modelo de plasticidad concentrada (Figura III. 9), asimismo, debido a su configuración regular y simétrica, se realizó un análisis en el plano, ya que los efectos de traslación se presentan de manera desacoplada y la torsión tiene poca participación. Por ello, solo se analiza la dirección longitudinal de la estructura, en ésta se encuentran los efectos más desfavorables de la respuesta global. Los elementos estructurales vigas y columnas, se modelaron como elementos elásticos y, en la unión entre nodos, se definieron zonas rígidas (*rigid offsets*), para captar el comportamiento de la conexión viga-columna.

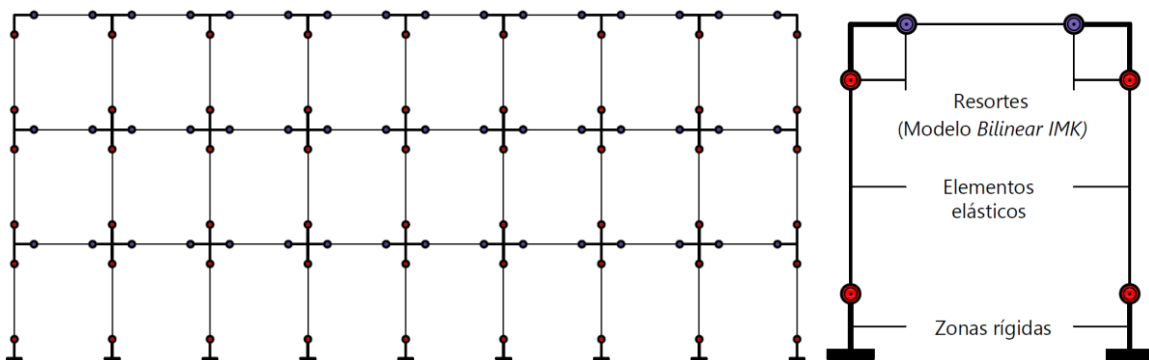


Figura III. 9 Modelación en *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2009)

La plasticidad se modela con resortes (*zero-length*), las propiedades de este resorte se definen con diagramas momento-curvatura (Figura III. 10 y Figura III. 11). Del análisis de sección se definió la capacidad de los elementos estructurales, en el caso de la Figura III. 10b), ϵ_c y ϵ_y son la deformación última del concreto y de fluencia del acero de refuerzo, que están en función de la carga axial de servicio P .

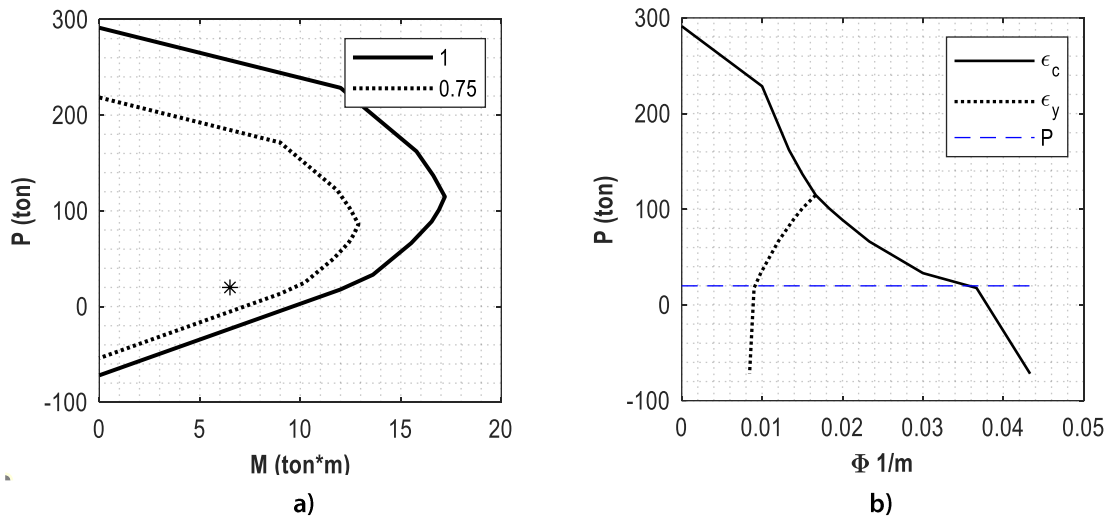


Figura III. 10. Capacidad de columnas: niveles 1 y 2. a) Diagrama de interacción b) Relación de ductilidad

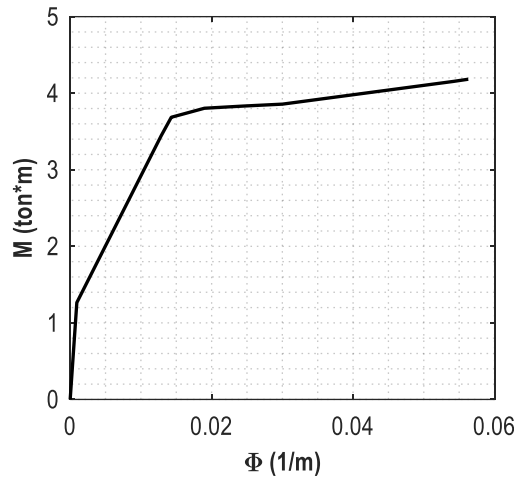


Figura III. 11. Diagrama momento-curvatura vigas: Niveles 1 y 2

Además, para considerar el deterioro de la rigidez y resistencia debido a las cargas cíclicas que inducen los sismos, se utilizó el modelo de comportamiento histerético *Bilinear IMK* (Ibarra *et al.*, 2005), los parámetros se determinaron a partir del análisis de sección y con la base de datos experimental presentada por Lignos y Krawinkler (2013), estos se definieron con ayuda de las relaciones momento-rotación (Figura III. 12), en la Tabla III. 4 se resumen las propiedades de los elementos estructurales por nivel.

Tabla III. 4 Parámetros relaciones momento-rotación

	Parámetro	Columna	Viga
Piso 1	Rotación de fluencia [rad]	0.004015	0.00202
	Rotación de plástica [rad]	0.010015	0.00955



	Momento de fluencia [ton*m]	14.9710	3.75040
Piso 2	Rotación de fluencia [rad]	0.004015	0.00202
	Rotación de plástica [rad]	0.010015	0.00955
	Momento de fluencia [kgf*cm]	14.9710	3.75040
Piso 3	Rotación de fluencia [rad]	0.00381	0.00182
	Rotación de plástica [rad]	0.00961	0.00813
	Momento de fluencia [kgf*cm]	10.3200	3.19150

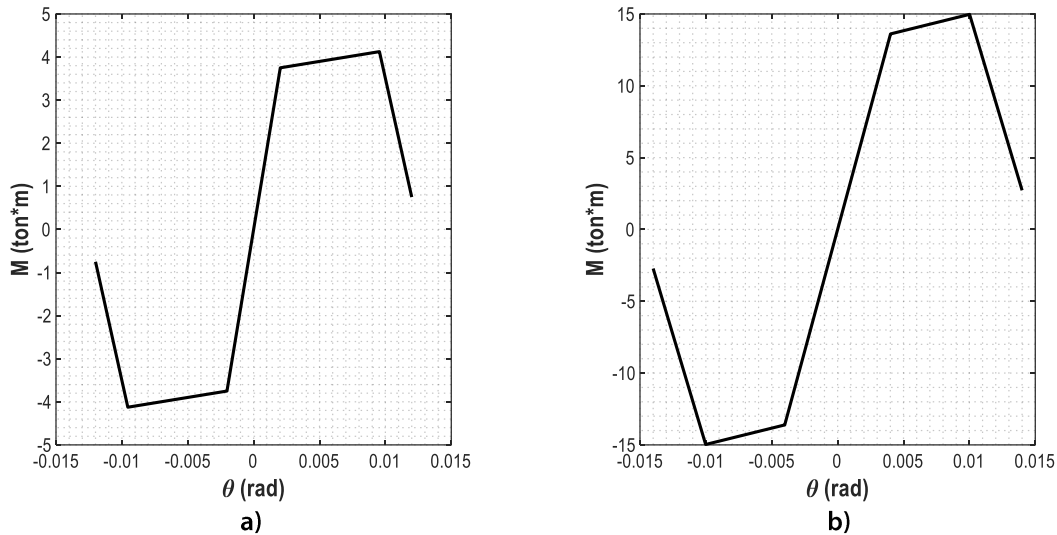


Figura III. 12 Curva envolvente modelo de histéresis elementos Nivel 1 y 2: a) vigas b) columnas

Una vez definido el modelo estructural, se realizó un análisis de valores característicos, las propiedades dinámicas de la estructura son:

Tabla III. 5. Propiedades dinámicas en X

Modo	Periodo [s]	Masa efectiva [kg]	Constantes de Rayleigh	
1	0.632	129274.20	a ₀	a ₁
2	0.197	10860.87	0.8411	0.00154
3	0.115	3043.98		

Finalmente, con todas las características definidas del modelo estructural, inicia la evaluación de la respuesta estructural. De acuerdo con lo explicado en la amenaza sísmica, con un catálogo histórico de 100 registros sísmicos en terreno firme para diferentes tipos de sismos ocurridos en la Ciudad de México, se evalúa el desempeño estructural, en este, es deseable conocer la respuesta estructural para diferentes niveles de intensidad sísmica. Para ello, se realizaron análisis dinámicos incrementales (IDA) (Vamvatsikos y Cornell, 2001), que consta en una serie de análisis dinámicos no lineales paso a paso utilizando los 100 registros sísmicos de la amenaza sísmica, con la finalidad de conocer la variabilidad



de la respuesta máxima en el tiempo en términos de desplazamiento, cortante basal y distorsiones en función de la intensidad sísmica.

Para escalar el conjunto de registros sísmicos se definió un factor de escala (ecuación (III. 1) que es dependiente de la pseudoaceleración espectral; es decir, para cada registro sísmico se calculó su respectivo espectro de respuesta considerando un amortiguamiento crítico del 5 %, para leer la pseudoaceleración asociada al periodo fundamental de vibrar (Figura III. 13), cada registro fue escalado hasta 1 (g) en intervalos de 10 % de incremento.

$$SF = \frac{\% g}{Sa(T, \xi)} \tag{III. 1}$$

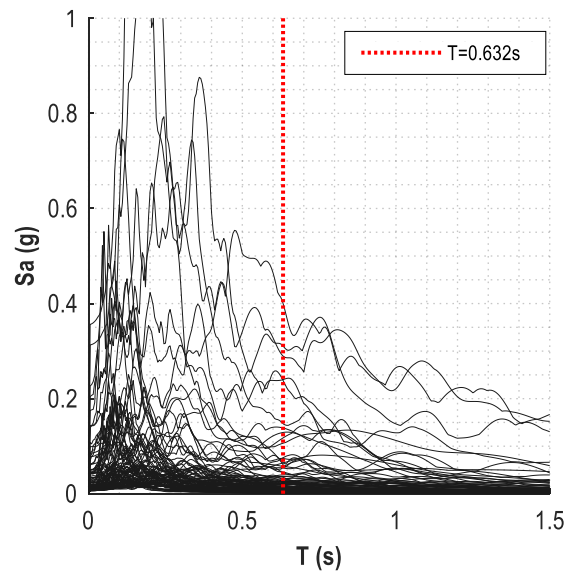
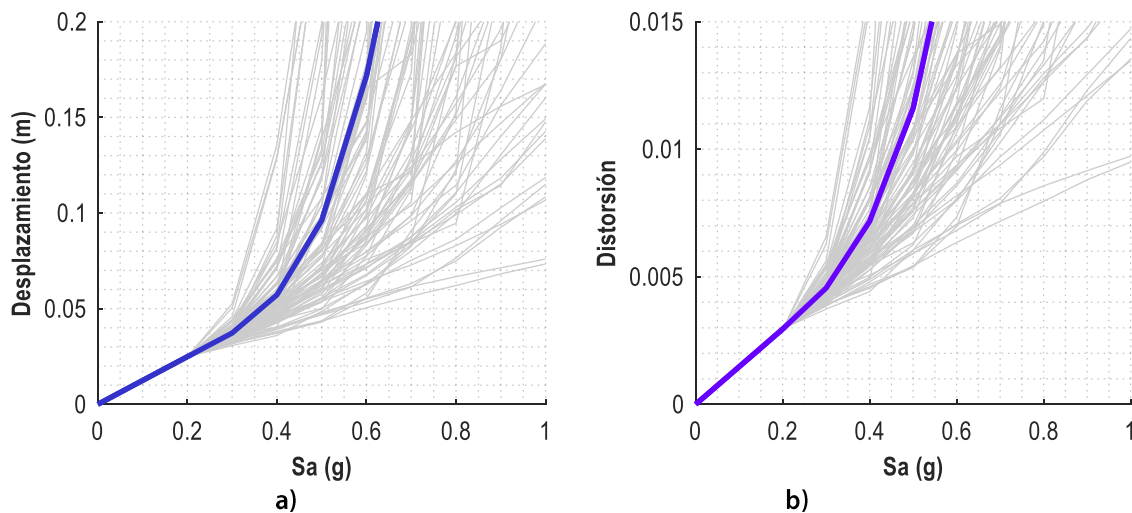


Figura III. 13. Espectros de respuesta para definir el factor de escala

A continuación, se presentan las curvas IDA para diferentes parámetros de respuesta estructural máxima en el tiempo, en función de la intensidad sísmica.



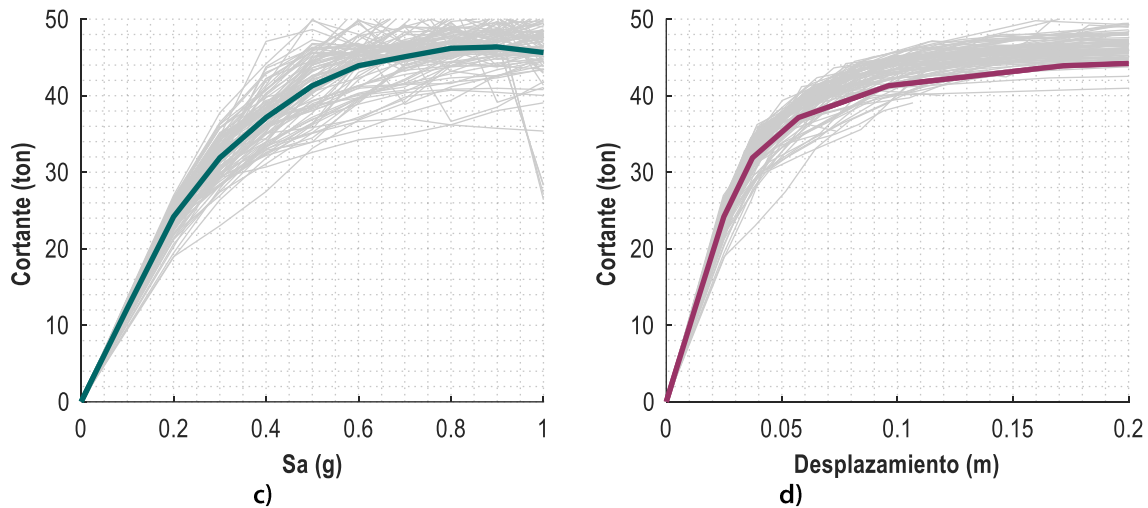


Figura III. 14. Curvas IDA a) desplazamiento, b) distorsión c) cortante basal d) curva de capacidad

En la **Figura III. 14**, se aprecia la variabilidad de la respuesta estructural cuando ésta incursiona en su rango inelástico, como era de esperarse por el tipo de modelo de plasticidad que se utiliza, a partir de cierta intensidad sísmica, la respuesta empieza a ser asintótica; es decir, en el caso de la curva IDA de desplazamiento **Figura III. 14a**), se observa que para intensidades mayores a 0.5 (g), el desplazamiento sigue una misma trayectoria debido a que la estructura ya es muy inestable, la mayor parte de los elementos se encuentran plastificados y, como consecuencia, no se tiene una oposición a la deformación.



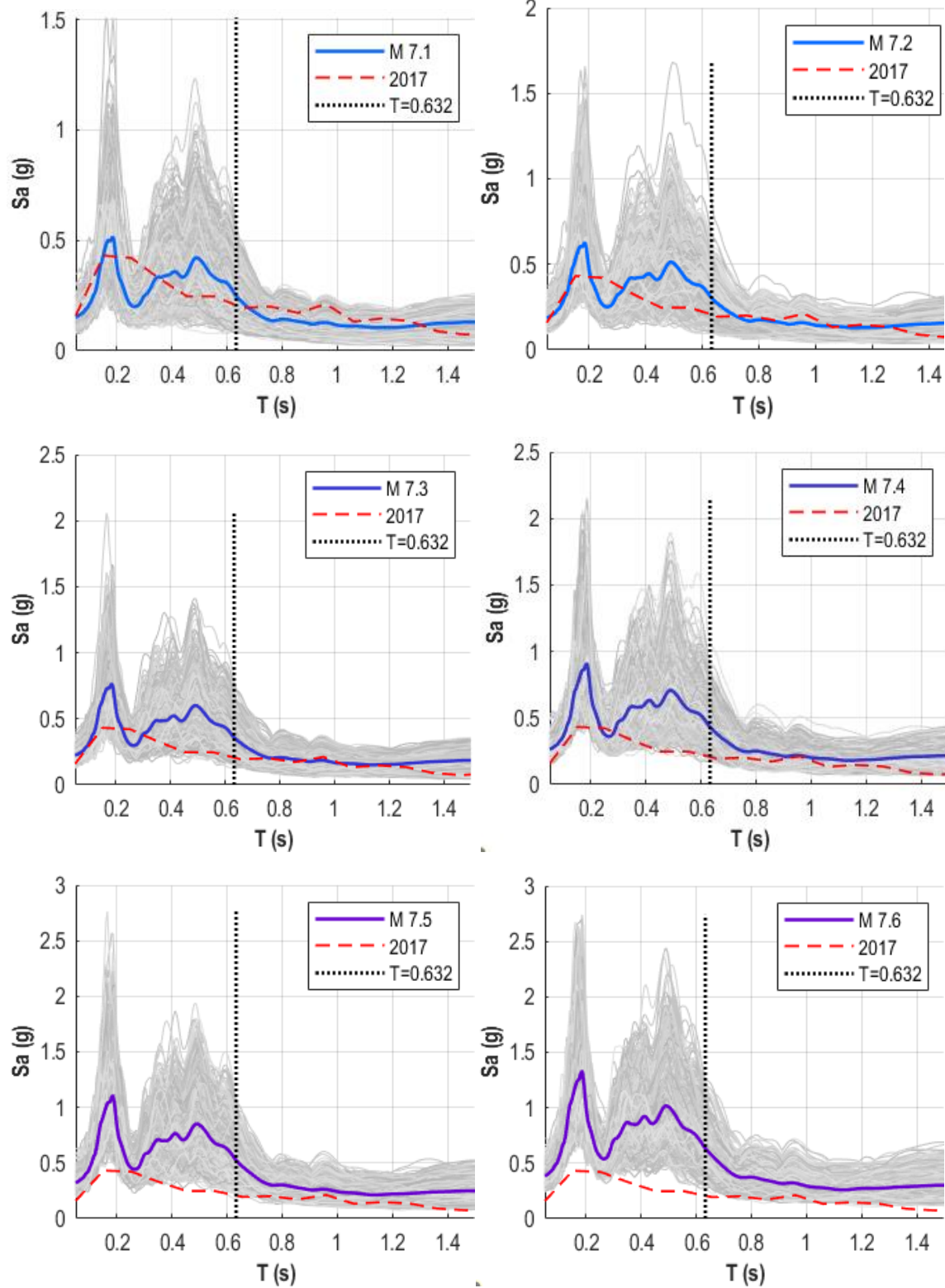
III.3 Estimación de la resiliencia sísmica

En esta investigación se ha optado por un análisis probabilista para caracterizar la pérdida de resiliencia (RL), siendo ésta, el área definida por arriba del perfil de funcionalidad para lograr un sistema 100% resiliente. En este cálculo se involucra la frecuencia de ocurrencia de un evento sísmico y a partir de la intensidad que demande determinado evento sísmico, se asocia la probabilidad de excedencia de la pérdida de resiliencia sísmica:

$$v(RL) = \int_{M_0}^{M_u} \left(-\frac{d\lambda(M)}{dM} \right) Pr(rl > RL | M, T, Sa) dM \quad (III. 2)$$

Donde $v(RL)$ es la tasa de excedencia de pérdida de resiliencia y $Pr(rl > RL | M, T, Sa)$ es la probabilidad de excedencia de pérdida de resiliencia, RL , dado un temblor de magnitud M , para una estructura con periodo T , y resistencia Sa . Con este enfoque, se reducen las incertidumbres asociadas a la probabilidad de ocurrencia de sismos con determinada magnitud. Como se puede observar en la ecuación (III. 2), queda excluida la suma de tasa de excedencia para diferentes fuentes; ya que en el cálculo de la tasa de excedencia para esta investigación se considera únicamente una sola fuente. Acorde con lo definido en la sección III.I **Definición de la amenaza sísmica**, para estimar la resiliencia sísmica se utilizan registros sintéticos, éstos sirven para definir demandas sísmicas; como parámetro de intensidad se toma la pseudoaceleración espectral asociada al modo fundamental de vibrar de la estructura, en este sentido, de manera similar al análisis IDA, para los registros sintéticos se calcula su respectivo espectro de respuesta considerando un amortiguamiento crítico del 5%. En la **Figura III. 15**, se muestran los espectros de respuesta de los registros sintéticos (líneas en color gris) para cada magnitud, las líneas continuas de color son el promedio de todos los registros sintéticos, la línea punteada en color rojo es el espectro de respuesta del 2017, que se tomó como sismo objetivo para realizar la simulación sísmica y como referencia, la línea punteada en color negro se pone como referencia para conocer las intensidades sísmicas que afectan a la estructura.





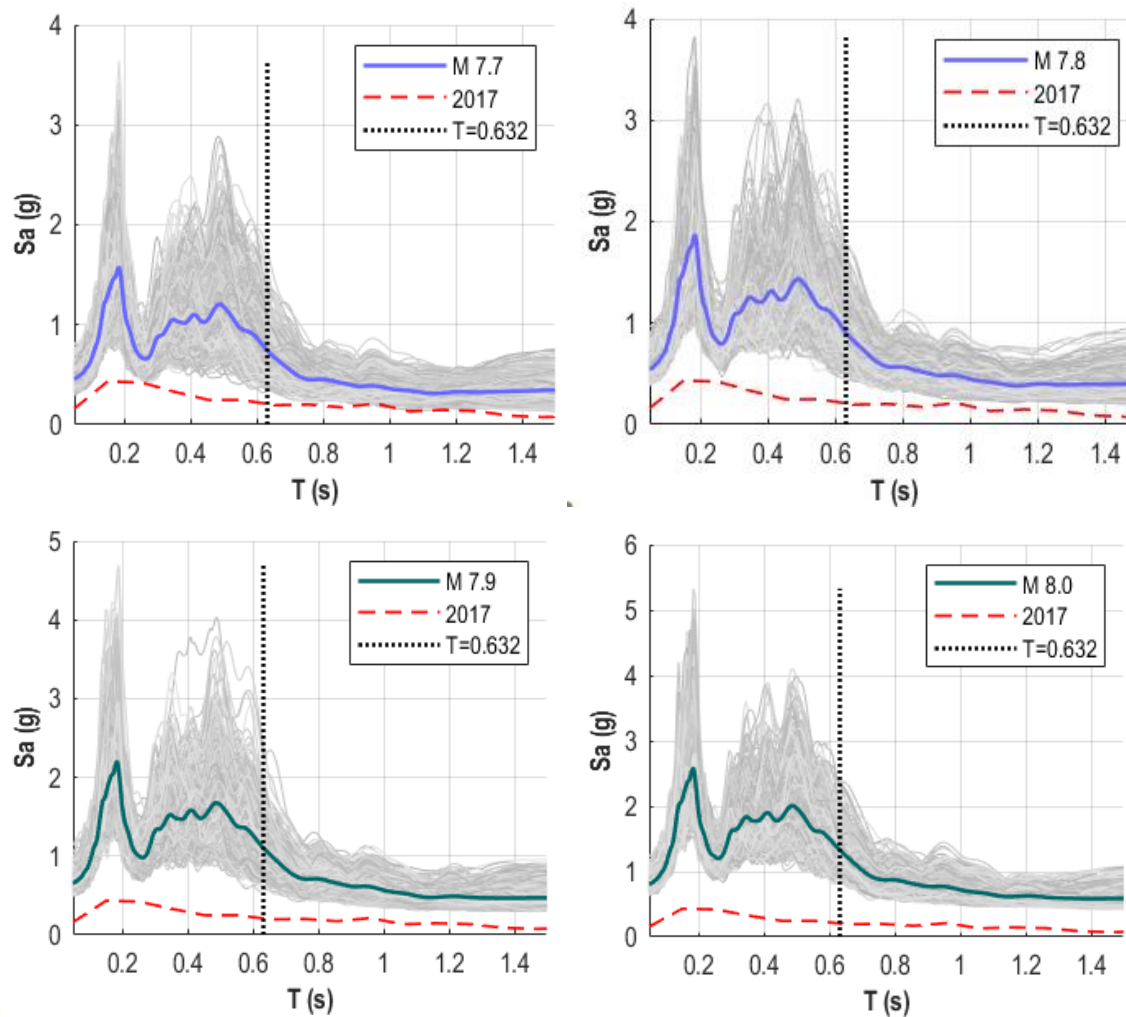


Figura III. 15. Espectros de respuesta de la simulación sísmica $\xi=5\%$.

Con base en lo estipulado en **Capítulo I** y **Capítulo II**, en este trabajo se estudia la resiliencia sísmica a partir de la pérdida de funcionalidad y los tiempos de recuperación asociados al daño estructural. Por esta razón, para estimar la resiliencia sísmica se ha optado por emplear los modelos y espectros basados en resiliencia presentados por González *et al.*, (2020 y 2022), en donde proponen modelos para establecer una relación entre la respuesta estructural y parámetros de resiliencia sísmica. A manera de resumen, se presenta esta metodología, para estimar la Pérdida de Funcionalidad (FL), los Tiempos de Demora (DT) y Recuperación (TR), así como los espectros de diseño basados en resiliencia. La metodología consta de las siguientes etapas:

Definición de la demanda sísmica.

La sismicidad es expresada a través de la tasa de excedencia de las magnitudes, para el cálculo de esta y también, se procedió a generar registros sintéticos para



tener un rango de magnitudes amplió, con un esquema de suma estocástica de registros semilla utilizando funciones empíricas de Green (González y Niño, 2019).

Relación de la respuesta estructural y los parámetros de resiliencia FL, DT y RT.

Los parámetros de resiliencia que se presentan a continuación son la equivalencia a las funciones propuesta por (Cimellaro *et al.*, 2006). De la ecuación ((I.6), tenemos las siguientes relaciones: función de pérdida $L(I, T_{RE}) = (FL)$, función de paso $H(t) = (DT)$ y de recuperación $f_{rec}(t, t_{0E}, T_{RE}) = (RT)$.

Perdida de funcionalidad (FL). Las estructuras tienen funciones bajo condiciones específicas que satisfacen las necesidades del usuario, la funcionalidad; por ende, es difícil de establecer una definición general que considere todos los tipos de sistemas estructurales. En esta metodología se propone medir la funcionalidad por medio de la capacidad residual, medida como la integral de la curva de capacidad estática, tomando en cuenta tanto la degradación de resistencia y de rigidez del sistema. La diferencia entre las integrales de las curvas de Análisis Estático No Lineal pre y post sismo, será la pérdida de funcionalidad estructural (FL).

Tiempo de demora (DT). El tiempo de demora se refiere al tiempo que transcurre desde la ocurrencia de un evento sísmico hasta el inicio de las reparaciones en una estructura dañada. Existen diversos factores que afectan este tiempo, sin embargo, en esta metodología se proponen tiempos promedio debido a los factores de: inspección, ingeniería y movilización como función de la demanda de ductilidad utilizando los criterios expuestos por la **FEMA (2018)**.

Tiempo de reparación (RT). El tiempo de reparación está en función del daño estructural, para estimar el daño se analizaron modelos de plasticidad concentrada ejecutando análisis no lineales; para captar la demanda de ductilidad, a partir de las rotaciones plásticas, las cuales asocian daños físicos en los elementos estructurales. Esto permite establecer técnicas de rehabilitación estructural, así como programas para llevar a la estructura a un nivel de funcionalidad adecuado, como estipula la **FEMA (2018)**.

Definición de límites no arbitrario de FL, DT y RT.

Para la definición de los límites de resiliencia, es necesario considerar los intereses y metas de las partes interesadas. En general, dichos límites se definen en términos del tiempo de reocupación, pues la capacidad para habitar una edificación es la principal medida de funcionalidad, esto depende del contexto social y ambiente económico. Para establecer límites de manera no arbitraria, esta metodología,



propone establecer valores de tiempos de inactividad aceptables de acuerdo con distintos objetivos por medio de una evaluación costo/beneficio, en donde se toma en cuenta el costo inicial de construcción, así como las pérdidas directas debido a la reparación e inactividad.

Definición de curvas de valor esperado E(FL), E(DT) y E(RT).

Para definir valores esperados E(FL), E(DT) y E(RT). En esta metodología se utilizan curvas de fragilidad que, reflejan la probabilidad de excedencia de un límite de FL, DT y de RT (definidos en la etapa anterior), dada una medida de intensidad, para obtener curvas que relacionan la demanda de ductilidad μ con valores esperados FL, DT y RT.

Procesamiento de la respuesta estructural a partir de osciladores de 1 grado de libertad.

Definidas las etapas anteriores se caracteriza la resiliencia sísmica a partir de la respuesta estructural (ductilidad), este parámetro se puede estimar en modelos de osciladores de 1 grado de libertad (1GDL). Asimismo, con estos valores se observa la distribución de resiliencias en una familia grande estructuras, para obtener espectros de respuesta en términos de tiempos de inactividad, pérdida de funcionalidad y pérdida de resiliencia.

La descripción de las etapas anteriores, solo son una presentación somera de la densa investigación realizada por González *et al.* (2022), si bien se trata de sintetizar la metodología, se recomienda al lector si requiere profundizar en el tema, revisar la investigación del autor. Asimismo, en la **Figura III. 16**, se presenta un esquema general del proceso de cálculo, de las etapas descritas previamente.



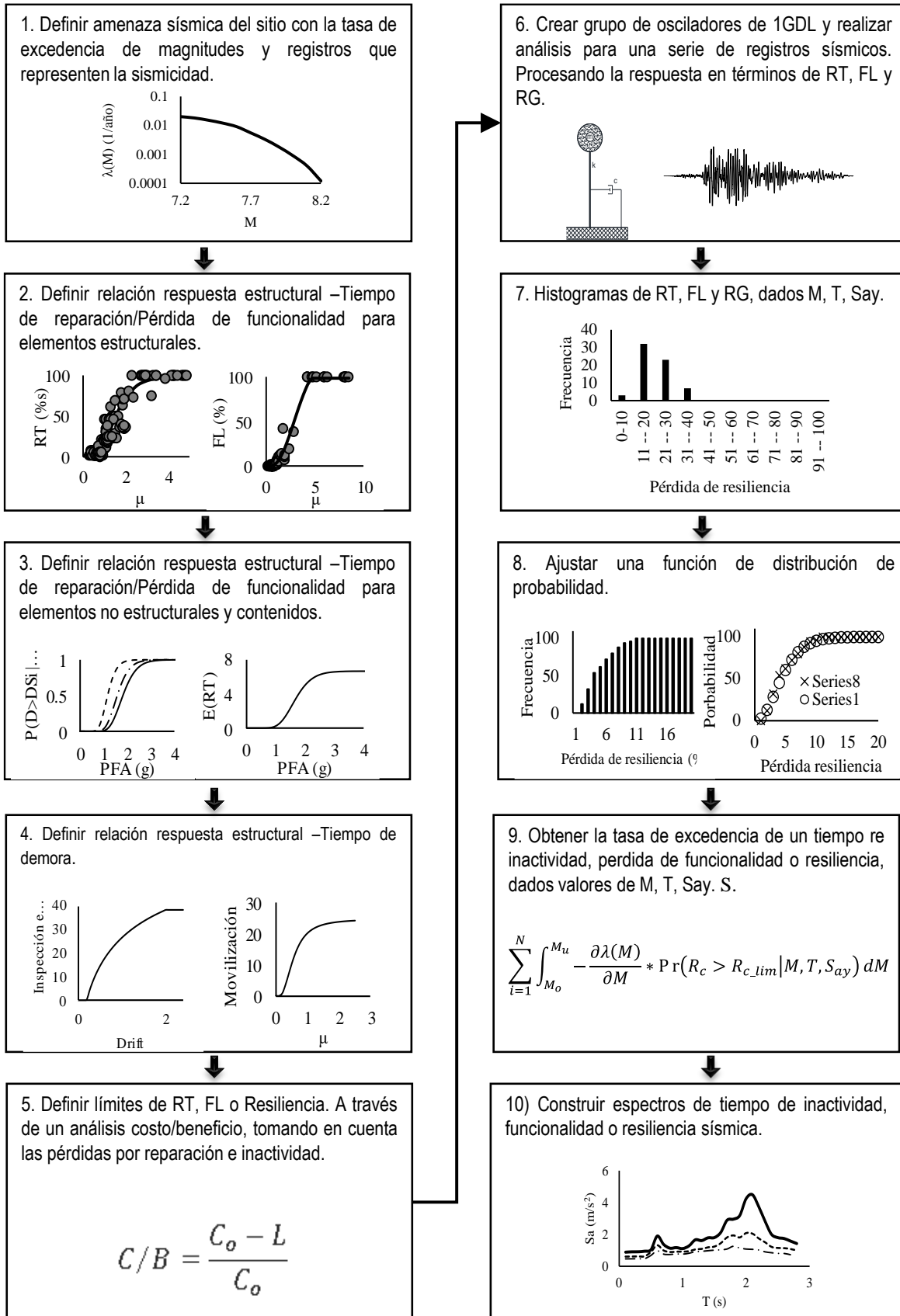


Figura III. 16. Investigación realizada por González et al., (2020 y 2022)



Los modelos empleados relacionan la demanda de ductilidad (μ) con la pérdida de funcionalidad (FL), los tiempos de demora (DT) y de recuperación (RT), es importante mencionar, que estos modelos únicamente pueden ser utilizados para estructuras a base marcos ortogonales de concreto reforzado, los modelos se presentan a continuación:

$$FL(\mu) = 6.0019 * 0.5463^\mu * 3.6657^{3.67} \quad (III.3)$$

$$RT(\mu) = \frac{101.4518}{\left(1 + \left(\frac{\mu}{1.5313}\right)^{-3.7393}\right)} * \frac{77}{100} \quad (III.4)$$

$$DTM(\mu) = \frac{-0.203 + 24.6781 * \mu^{-2.5668}}{0.2131 + \mu^{2.568}} \quad (III.5)$$

$$DTI(\mu) = 16.0415 - 67.0429 * 0.0033^\mu + 8.7751 * \mu \quad (III.6)$$

$$DT = \frac{(DTM + DTI + DTF) * 23}{69.97} \quad (III.7)$$

Siendo FL % la pérdida de funcionalidad, RT (días) el tiempo de recuperación, DTM (días) el tiempo de movilización de recursos, DTI (días) el tiempo de inspección e ingeniería, $DTF = 9$ días el tiempo de financiamiento y permisos, las últimas tres variables son sumadas para obtener el tiempo de demora DT (días).

Por otro lado, para utilizar los modelos anteriores, es necesario definir la curva que relacione la demanda promedio de ductilidad con el nivel de intensidad sísmica (**Figura III. 17**), esta curva es obtenida a partir de la curva IDA de desplazamientos y la curva de capacidad, en dónde a partir del punto de fluencia definido de la **Figura III. 14d**, se obtiene la ductilidad para cada desplazamiento de las curvas de la **Figura III. 14a**.

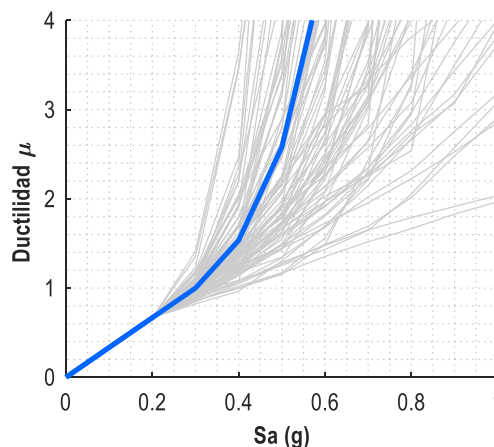


Figura III. 17. Curva de demanda de ductilidad promedio



Conforme lo estipulado en la metodología, una vez definida la amenaza sísmica, la respuesta estructural y las medidas cuantificables de resiliencia, inicia formalmente el proceso para la estimación de la resiliencia sísmica. En esencia, para caracterizar la resiliencia, se debe construir el perfil de funcionalidad que consta de tres etapas: FL, DT y RT, con este perfil, se integra el área bajo la curva y, dividiendo por el tiempo de control se obtiene el porcentaje de resiliencia sísmica. Entonces, para cada evento de la amenaza sísmica (Figura III. 15) se define el nivel de intensidad con la pseudoaceleración espectral asociada al periodo fundamental de vibrar, con este nivel de intensidad se ingresa a la curva promedio de demanda de ductilidad (Figura III. 17) y, conociendo la ductilidad, se emplean las ecuaciones (III. 3), (III.4) y (III.7). A manera de ejemplo, en la Figura III. 18, se ilustra el proceso para cuantificar la resiliencia sísmica:

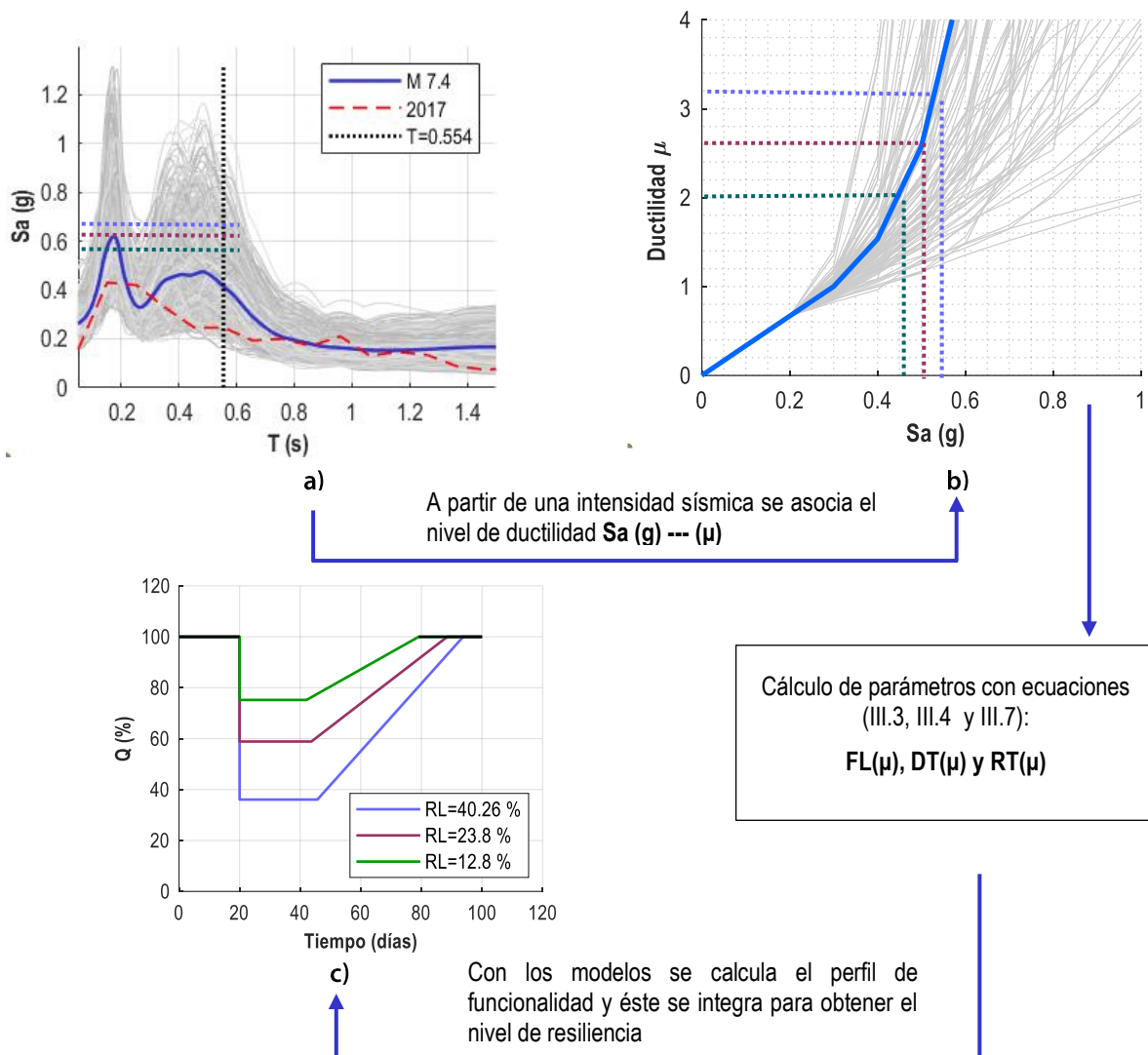


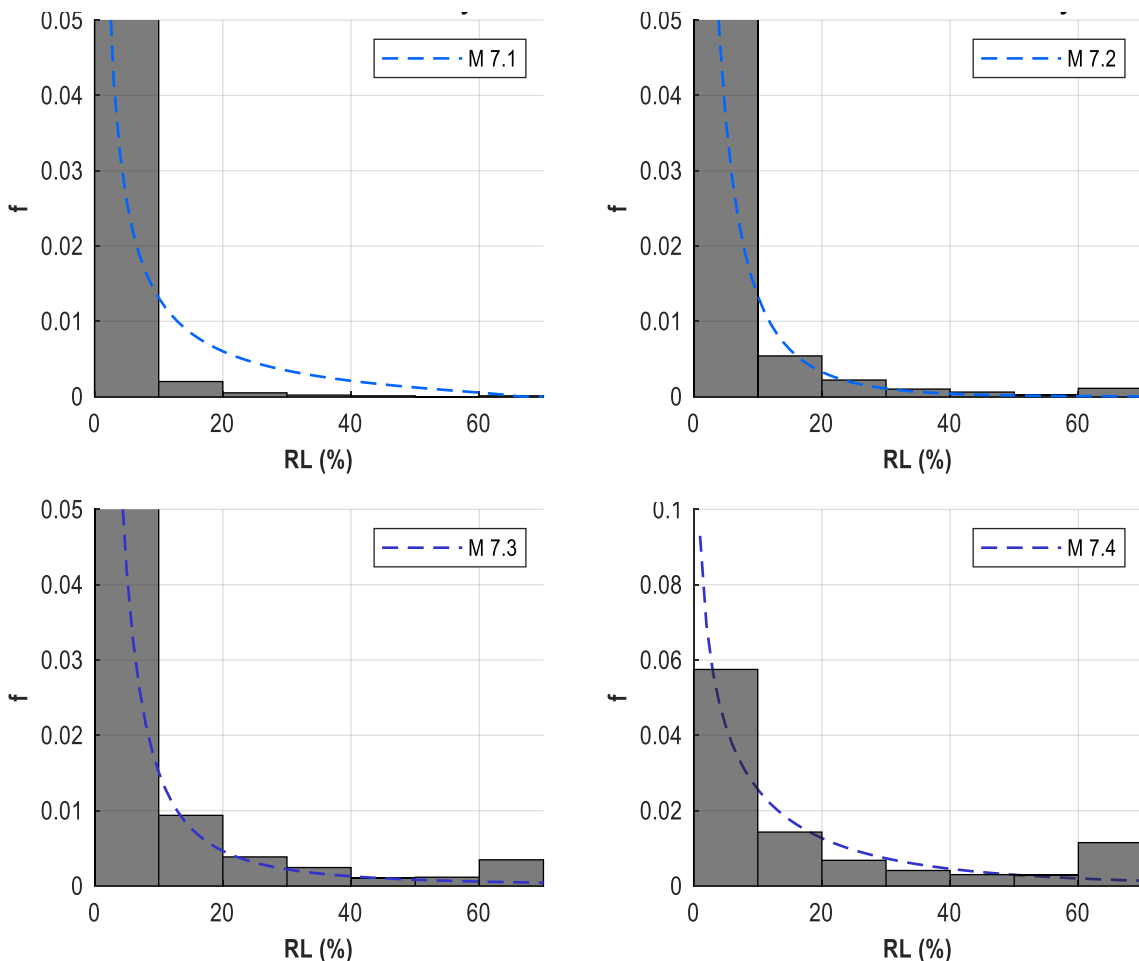
Figura III. 18. Proceso para cuantificar la resiliencia: a) demanda sísmica b) demanda de ductilidad c) perfiles de funcionalidad



Tabla III.6 Valores que definen el perfil de funcionalidad

Caso	Sa (g)	μ	FL(μ) (%)	DTI(μ) (t)	DTF(μ) (t)	DTM(μ) (t)	DT(μ) (t)	RT(μ) (t)	R (%)	RL (%)
	0.46	2.07	24.85	34.24	9.00	23.87	22.06	59.12	87.17	12.83
	0.50	2.59	41.14	38.79	9.00	24.21	23.67	68.55	76.16	23.84
	0.55	3.27	63.94	44.73	9.00	24.42	25.69	73.79	59.99	40.01

Con los valores de resiliencia sísmica, se construyen histogramas de frecuencia relativa, con la finalidad de ajustar funciones de probabilidad para cada magnitud del ambiente sísmico, siendo la pérdida de resiliencia sísmica la variable aleatoria continua. El ajuste de las funciones de densidad de probabilidad (PDF), se llevaron a cabo mediante pruebas de bondad de ajuste, para esto, se utilizó el programa *Easyfit (MathWave, 2010)*, el cual realiza el ajuste de bondad a través de las pruebas Kolmogórov-Smirnov y Anderson-Darling, para encontrar el mejor modelo de distribución. En la **Figura III. 19**, se muestran los histogramas de frecuencia relativa para pérdida de resiliencia con su respectiva función de probabilidad, en la **Tabla III. 7** y **Tabla III. 8** se muestran los parámetros de las distribuciones utilizada en cada magnitud.



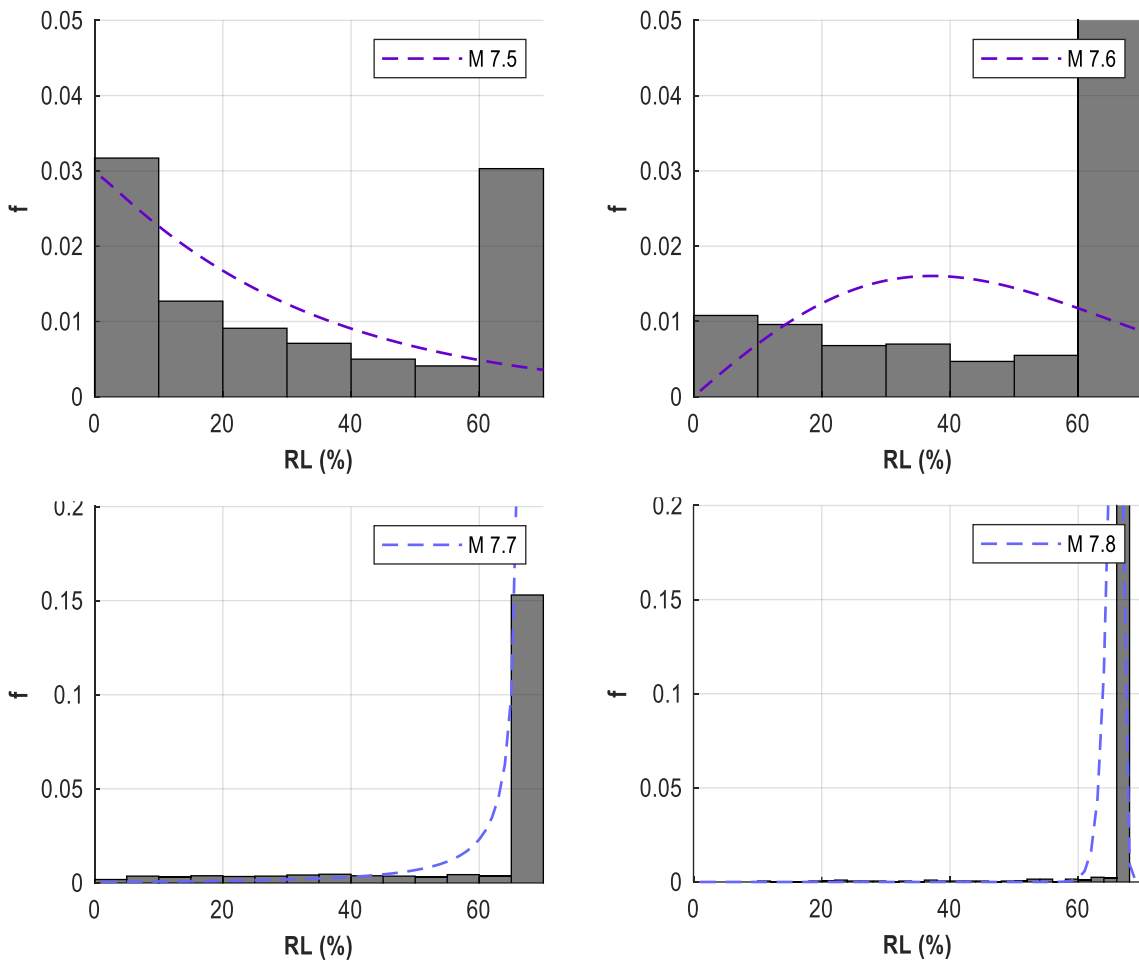


Figura III. 19. Histogramas de frecuencia relativa y funciones de densidad de probabilidad

Tabla III. 7. Distribuciones Utilizadas

Distribución	Función de Densidad de probabilidad	Función de distribución acumulada	Parámetros
Kumaraswamy	$f(x) = \frac{\alpha_1 \alpha_2 Z^{\alpha_1 - 1} (1 - Z^{\alpha_1})^{\alpha_2 - 1}}{b - a}$ $Z \equiv \frac{x - a}{b - a}$	$F(x) = 1 - (1 - Z^{\alpha_1})^{\alpha_2}$	$\alpha_1 > 0, \alpha_2 > 0$ Dominio $a \leq x \leq b$
Burr	$f(x) = \frac{ak \left(\frac{x-\gamma}{\beta}\right)^{\alpha-1}}{\beta \left(1 + \left(\frac{x-\gamma}{\beta}\right)^\alpha\right)^{k+1}}$	$F(x) = 1 - \left(1 + \left(\frac{x-\gamma}{\beta}\right)^\alpha\right)^{-k}$	$K > 0, \alpha > 0$ $\beta > 0, \gamma = 0$ Dominio $\gamma \leq x < \infty$
Generalized Extreme Value	$f(x) = \frac{1}{\sigma} \exp\left(1 - \frac{(1 + k * z)^{-1}}{k}\right) \dots$	$F(x) = \exp\left(-\left(1 + kz\right)^{-\frac{1}{k}}\right)$	$K, \sigma > 0, \mu$ Dominio



$$(1 + kz)^{-1-\frac{1}{k}}$$

$$1 + k \frac{x - \mu}{\sigma} > 0$$

$$Z \equiv \frac{x - \mu}{\sigma}$$

Tabla III. 8. Distribuciones utilizadas en cada magnitud

Magnitud	Distribución	Parámetros
7.1	Kumaraswamy	$\alpha_1 = 0.24328; \alpha_2 = 1.6747$ $a = 8.0865e - 6; b = 66.169$
7.2	Kumaraswamy	$\alpha_1 = 0.51978; \alpha_2 = 10.276$ $a = 0.0079; b = 218.52$
7.3	Burr	$k = 1.2195; \alpha = 0.89815$ $\beta = 2.9307; \gamma = 0;$
7.4	Burr	$k = 199.39; \alpha = 0.71747$ $\beta = 22408; \gamma = 0;$
7.5	Burr	$k = 9676e3; \alpha = 1.0088$ $\beta = 27337e3; \gamma = 0;$
7.6	Burr	$k = 1369; \alpha = 1.9786$ $\beta = 2041.7; \gamma = 0;$
7.7	Generalized Extreme Value	$K = -2.2793; \sigma = 6.9205$ $\mu = 63.519$
7.8	Burr	$k = 589.66; \alpha = 65.279$ $\beta = 72.858; \gamma = 0;$

A partir de las PDF se calcula la probabilidad de exceder un nivel de pérdida de resiliencia **Figura III. 20**, este valor es el complemento de la probabilidad acumulada para cierto valor de pérdida de resiliencia; de modo que, se definen las funciones de probabilidad acumulada (CDF) para obtener las curvas de probabilidad de excedencia. A partir de estos datos, se puede observar que las PDF para las primeras magnitudes de la amenaza sísmica, tienen un sesgo positivo y a medida que aumenta la magnitud este sesgo pasa a ser negativo, en otras palabras, para sismos de magnitudes bajas, la probabilidad de tener



porcentajes bajos de pérdida de resiliencia es alta, lo que se traduce en probabilidades de excedencia bajas; en caso contrario, para magnitudes altas, la probabilidad de exceder una pérdida de resiliencia es alto. Estos resultados resultan consistentes; ya que, a medida que crece la intensidad sísmica, se espera un porcentaje de resiliencia menor.

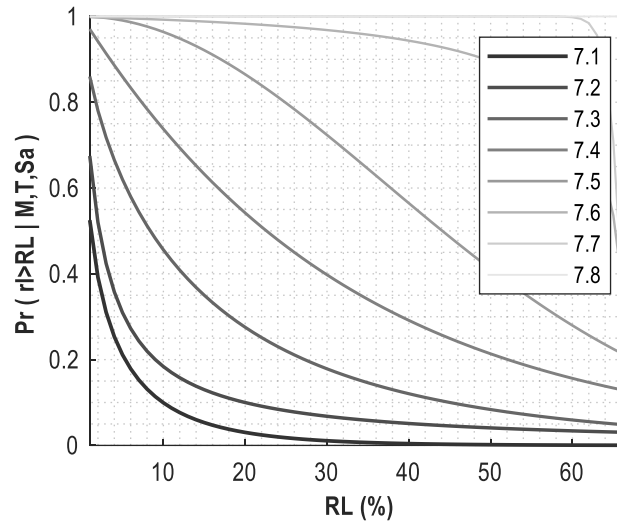


Figura III. 20. Curvas de probabilidad de excedencia de la pérdida de resiliencia

Definida la tasa de excedencia de magnitudes y las probabilidades de excedencia de la pérdida de resiliencia, se puede calcular la curva de tasa de excedencia de pérdida de resiliencia, como se indica en la ecuación (III. 2). Esta curva permite evaluar el número medio de veces por año, en que el valor de pérdida de resiliencia es excedido.

Por otro lado, para definir el nivel de resiliencia global de la estructura, es decir, un nivel de resiliencia donde se toman en cuenta todos los eventos simulados en la amenaza sísmica, es necesario asociar un periodo de retorno o una tasa de excedencia específica y, recordando que uno de los objetivos de esta investigación, es validar los espectros basados en resiliencia (EBR), se establece la pérdida de resiliencia para un periodo de retorno de 250 años, que corresponde a una tasa de excedencia de $\nu = 0.004$; ya que, como se verá más adelante, los EBR que se emplean, son calculados para esta ventana de tiempo y, para poder comparar el nivel de resiliencia de la estructura antes de la intervención, resulta prudente realizarlo con el mismo periodo de retorno. Con base en la **Figura III. 21**, la pérdida de resiliencia asociada a un periodo de retorno de 250 años es del 21%, el sentido físico de este nivel de resiliencia se describe en la siguiente sección **III.4 Validación de resultados**.



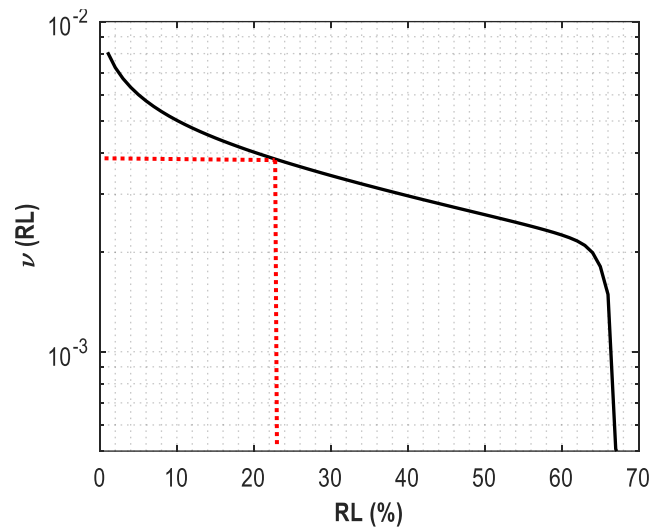


Figura III. 21. Tasa de excedencia de la pérdida de resiliencia

III.4 Validación de resultados

Dado que la resiliencia está directamente relacionada con el nivel de daño que se tenga en una estructura, es posible entonces obtener los valores que definen el daño promedio del sistema en estudio. Para calcular estos valores, se identificaron aquellos eventos de la amenaza sísmica con los cuales se caracterizó la resiliencia sísmica, con una resiliencia del $79\% \pm 5\%$ (error relativo aceptable), ya que, esta resiliencia corresponde al 21% de pérdida de resiliencia, y obtener la media, en la **Tabla III. 9** se presenta una muestra de los valores promediados. Por lo tanto, para una resiliencia del 79% se tiene una demanda de ductilidad promedio de ($\mu = 2.43$), un tiempo de demora de ($DT = 23 \text{ días}$) y ($RT = 68 \text{ días}$) para los trabajos de rehabilitación.

Tabla III. 9. Muestra de valores que caracterizan la resiliencia sísmica del $79\% \pm 5\%$

Sa (g)	μ	FL(μ) (%)	DTI(μ) (t)	DTF(μ) (t)	DTM(μ) (t)	DT(μ) (t)	RT(μ) (t)	R (%)	RL (%)
0.497	2.496	37.958	37.948	9.000	24.167	23.376	67.297	78.354	21.646
0.511	2.676	43.921	39.522	9.000	24.249	23.921	69.497	74.232	25.768
0.492	2.440	36.121	37.453	9.000	24.137	23.204	66.476	79.613	20.387
0.491	2.428	35.726	37.346	9.000	24.130	23.166	66.289	79.882	20.118
0.486	2.370	33.876	36.841	9.000	24.096	22.989	65.360	81.142	18.858
0.474	2.239	29.756	35.688	9.000	24.006	22.580	62.917	83.920	16.080
0.496	2.486	37.620	37.857	9.000	24.161	23.345	67.151	78.587	21.413
0.508	2.635	42.538	39.160	9.000	24.232	23.796	69.041	75.193	24.807
0.486	2.363	33.629	36.773	9.000	24.091	22.965	65.229	81.309	18.691
0.496	2.481	37.450	37.812	9.000	24.159	23.329	67.077	78.703	21.297
0.479	2.286	31.206	36.098	9.000	24.040	22.727	63.842	82.947	17.053



0.499	2.519	38.711	38.149	9.000	24.178	23.446	67.611	77.837	22.163
0.503	2.570	40.372	38.590	9.000	24.203	23.599	68.265	76.693	23.307
0.474	2.238	29.740	35.683	9.000	24.006	22.579	62.906	83.931	16.069
0.493	2.445	36.289	37.499	9.000	24.139	23.220	66.554	79.498	20.502
0.503	2.571	40.425	38.604	9.000	24.203	23.604	68.285	76.656	23.344
0.476	2.262	30.474	35.892	9.000	24.023	22.653	63.384	83.439	16.561
0.493	2.456	36.624	37.589	9.000	24.145	23.251	66.709	79.269	20.731
0.489	2.405	34.980	37.144	9.000	24.116	23.095	65.926	80.391	19.609
0.492	2.433	35.894	37.392	9.000	24.133	23.182	66.369	79.768	20.232

Con base en los programas de rehabilitación y estados de daño propuestos por González *et al.* (2021), se clasifica el daño en 3 categorías ligero, moderado y severo, en la **Figura III. 22** se presenta un esquema de dichos daños en función del desempeño estructural.

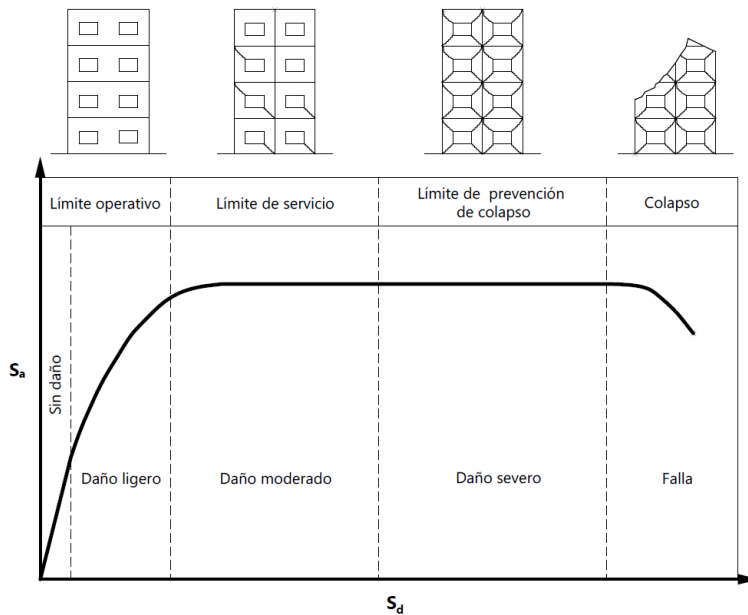


Figura III. 22. Estados de daño según DSBD (modificado de Hamburger *et al.*, 1995),

Asimismo, con el valor promedio del μ demanda de ductilidad y con ayuda de las relaciones presentada por González *et al.* (2022) se obtienen los daños asociados al nivel de ductilidad. En la **Figura III. 23**, se muestra un esquema de los daños para una resiliencia del 79%, que consta de 16 vigas con daño severo, 2 vigas con daño moderado y 18 columnas con daño ligero, el daño severo representa un elemento con agrietamientos por flexión con espesor menor a 3.175 mm, con fluencia del acero de refuerzo y desprendimiento de concreto y, para el daño ligero se presenta agrietamiento por flexión con ancho máximo de 0.03mm, recordando, los estados de daño se tomó como referencia el **FEMA (2018)**.



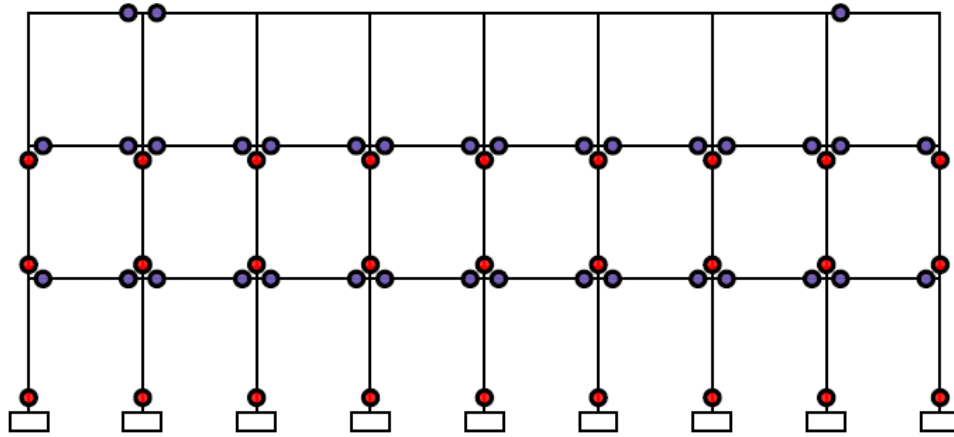


Figura III. 23. Desempeño estructural esperado

Una vez definido el daño asociado al nivel de resiliencia, la siguiente etapa es una de las mayores bondades del DSBR, ya que a partir del estado de daño se identifica la pérdida de funcionalidad y los tiempos de recuperación para alcanzar una funcionalidad deseada. Esto además de ayudar a los ingenieros de la práctica para proponer medidas de mitigación de daño, a los usuarios del inmueble se les proporciona información de las posibles consecuencias sociales y económicas de tener un determinado nivel de resiliencia. Las técnicas de reparación que se contemplan para daños moderados es el resanamiento con resinas epóxicas y refuerzo de los elementos con fibras de carbono; mientras que, para los daños severos consiste en incrementos de sección con concreto reforzado de alta resistencia y aplicaciones de capas continuas de adhesivo tixotrópico sobre la superficie del concreto endurecido. En la **Tabla III. 11**, **Tabla III. 12** y **Tabla III. 13** se presentan los precios unitarios para la reparación de los elementos estructurales, así como el programa de obra (**Figura III. 24**) para los trabajos de rehabilitación asociados al nivel de resiliencia obtenido, el costo aproximado por reparaciones es de \$136,580.00 MXN, de acuerdo con los programas propuestos por González *et al.* (2022), los valores monetarios son para el año 2020:

Tabla III. 10 Valores de parámetros asociados a la resiliencia global establecida

Tr años	RL (%)	R (%)	μ	DT(μ) (t)	RT(μ) (t)
250	21	79	2.3	23.5	67.8



Tabla III. 11. Precio unitario para la reparación de una rotación plástica en vigas y columnas con daño severo

Concepto	Unidad	Días efectivos	P.U.	Cantidad	Importe
Materiales					
Adhesivo tixotrópico de dos componentes a base de resina epoxi, para la correcta unión entre el concreto fresco y el concreto endurecido o para mejorar la adherencia del concreto endurecido y el acero.	kg	NA	\$141.90	0.830	\$117.78
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 $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, 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



Tabla III. 12. Precio unitario para la reparación de una rotación plástica en vigas con daño ligero-moderado

Concepto	Unidad	Días efectivos	P.U.	Cantidad	Importe
Materiales					
Imprimación de dos componentes a base de resina epoxi, MasterBrace P 3500 "BASF", aplicar con rodillo en elemento usando hojas de fibra de carbono.	kg	NA	\$312.33	0.048	\$14.99
Laminado de fibra de carbono, MasterBrace LAM 170/3100 "BASF", de 50 mm de anchura y 1,2 mm de espesor, $E=170000 \text{ N/mm}^2$, $f_y=3100 \text{ MPa}$ y $\epsilon=1,9\%$, para refuerzo de estructuras.	m	NA	\$245.08	1.1	\$269.59
Adhesivo de dos componentes a base de resina epoxi, MasterBrace ADH 4000 "BASF", para aplicar con espátula sobre elemento estructural a reforzar mediante laminados de fibra de carbono.	kg	NA	\$164.34	0.374	\$61.46
Subtotal materiales					\$346.04
Mano de obra					
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
Subtotal mano de obra					\$1,873.3
Equipo y herramienta					
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 III. 13. Precio unitario para la reparación de una rotación plástica en columnas con daño ligero-moderado

Concepto	Unidad	Días efectivos	P.U.	Cantidad	Importe
Materiales					
Imprimación de dos componentes a base de resina epoxi, MasterBrace P 3500 "BASF", aplicar con rodillo sobre elemento con hojas o laminados de fibra de carbono.	kg	NA	\$312.33	0.2	\$62.47



1977 (**GDF, 1977**); por ende, se puede afirmar que estructuralmente la escuela presenta un comportamiento adecuado para los criterios de la época, sin embargo, el estado de daño asociado al nivel de resiliencia obtenido, resulta una estructura vulnerable y en términos de resiliencia sísmica necesita aumentar su capacidad, a fin de evitar las posibles consecuencias descritas en párrafos anteriores. Por esta razón, es necesario realizar trabajos de intervención estructural para mitigar el daño, en la siguiente sección se expone la propuesta de diseño para llevar a cabo la rehabilitación estructural.



III.5 Estrategia de intervención estructural

El proceso de análisis de la rehabilitación estructural contemplando el DSBR, consiste en realizar un análisis elástico considerando un oscilador de referencia de un grado de libertad con el mismo periodo de vibrar que el fundamental de la estructura; la demanda para dotar a la estructura con determinado nivel de resiliencia se obtiene de los EBR (González *et al.*, 2020 y 2022). El trabajo de intervención consta en aumentar la capacidad lateral; en la actualidad existen muchas técnicas de reforzamiento; no obstante, en esta investigación se ha optado por utilizar dispositivos de control de respuesta sísmica pasiva, específicamente, disipadores metálicos denominados ADAS (por sus siglas en inglés, *Added Damping and Stiffness*). La elección de este sistema queda justificada debido a que están orientados a proteger a las estructuras únicamente para daño estructural (en la cuantificación de la resiliencia solo se está considerando este tipo de daño), a diferencia de otros sistemas (respuesta activa), que además de proteger a la estructura para daños estructurales, también protegen a elementos no estructurales y contenidos, pero resultan ser menos prácticos en el diseño estructural, ya que requieren de sistemas de suministro de energía y redes de monitoreo para su operación, esta inversión resultaría inviable para escuelas del sector público.

Los disipadores ADAS (Figura III. 25), como su nombre lo indica, añaden rigidez y amortiguamiento a la estructura, propiedades esenciales para el control de la respuesta dinámica estructural, estos disipadores consisten en una serie de placas de acero, la parte inferior de las placas están unidas a la parte superior del arreglo de arriostamiento (marco chevrón) y en la parte superior están unidas al nivel superior del sistema principal (viga). Conforme el nivel posterior se deforma lateralmente con respecto al marco chevrón, las placas de acero se someten a fuerza cortante, que da origen a la disipación de energía, por fluencia del material. Es necesario recalcar que, en esta investigación, no se detalla el diseño del arreglo de arriostamiento a la estructura principal, simplemente en el modelo estructural se consideraron las restricciones cinemáticas correspondientes para lograr un comportamiento elástico.



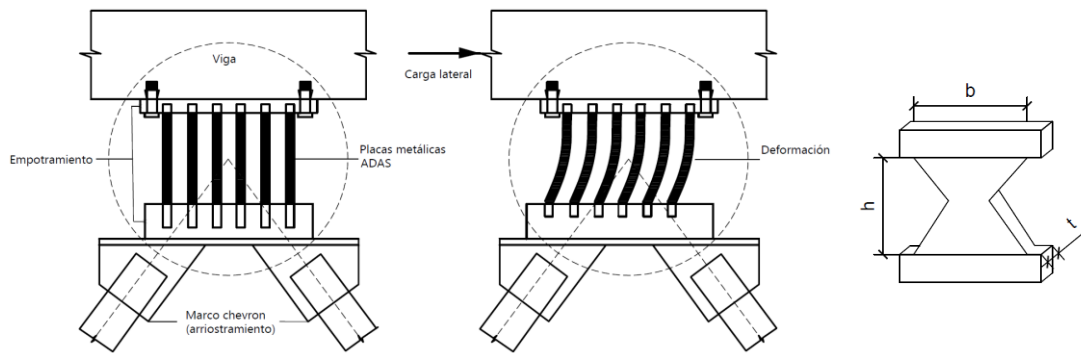


Figura III. 25. Disipadores ADAS y arreglo de arriostamiento

Para realizar el análisis estructural del disipador, se asume un comportamiento bilineal y las capacidades se obtienen con las expresiones presentadas por Aguiar *et al.* (2016), que definen las etapas del diagrama de histéresis a partir de la relación entre el desplazamiento con la fuerza lateral. El proceso de cálculo que se propone para determinar el sistema de disipación es el siguiente (Figura III. 26):

1. Se ejecuta un análisis de valores característicos para determinar el factor de participación del primer modo de vibrar (T_1)
2. Del análisis IDA, se obtiene la curva de comportamiento graficada en el espacio espectral, para conocer la capacidad actual y compararla con la demanda requerida que reportan los EBR.
3. Con la demanda requerida en términos de cortante basal y rigidez elástica, se proponen un arreglo del sistema de disipación definiendo las propiedades elásticas con las ecuaciones propuestas por Aguiar *et al.* (2016).
4. En el caso de las propiedades inelásticas, se propone un determinado nivel de ductilidad de los disipadores.
5. Se evalúa el comportamiento del arreglo propuesto con análisis no lineales, se obtiene la capacidad promedio y el comportamiento histerético del disipador, para calcular el coeficiente equivalente de amortiguamiento viscoso (ζ)
6. Si el comportamiento es adecuado en términos de resistencia, rigidez y amortiguamiento del arreglo estructural, se procede a ejecutar el IDA para conocer el desempeño estructural, en caso contrario se repite los pasos 4 y 5.
7. Una vez ejecutado el IDA, se compara la nueva capacidad con la esperada (del paso 2), si está es adecuada se inicia con el proceso del cálculo de la resiliencia sísmica, en caso contrario, inicia el proceso nuevamente en el paso 3.



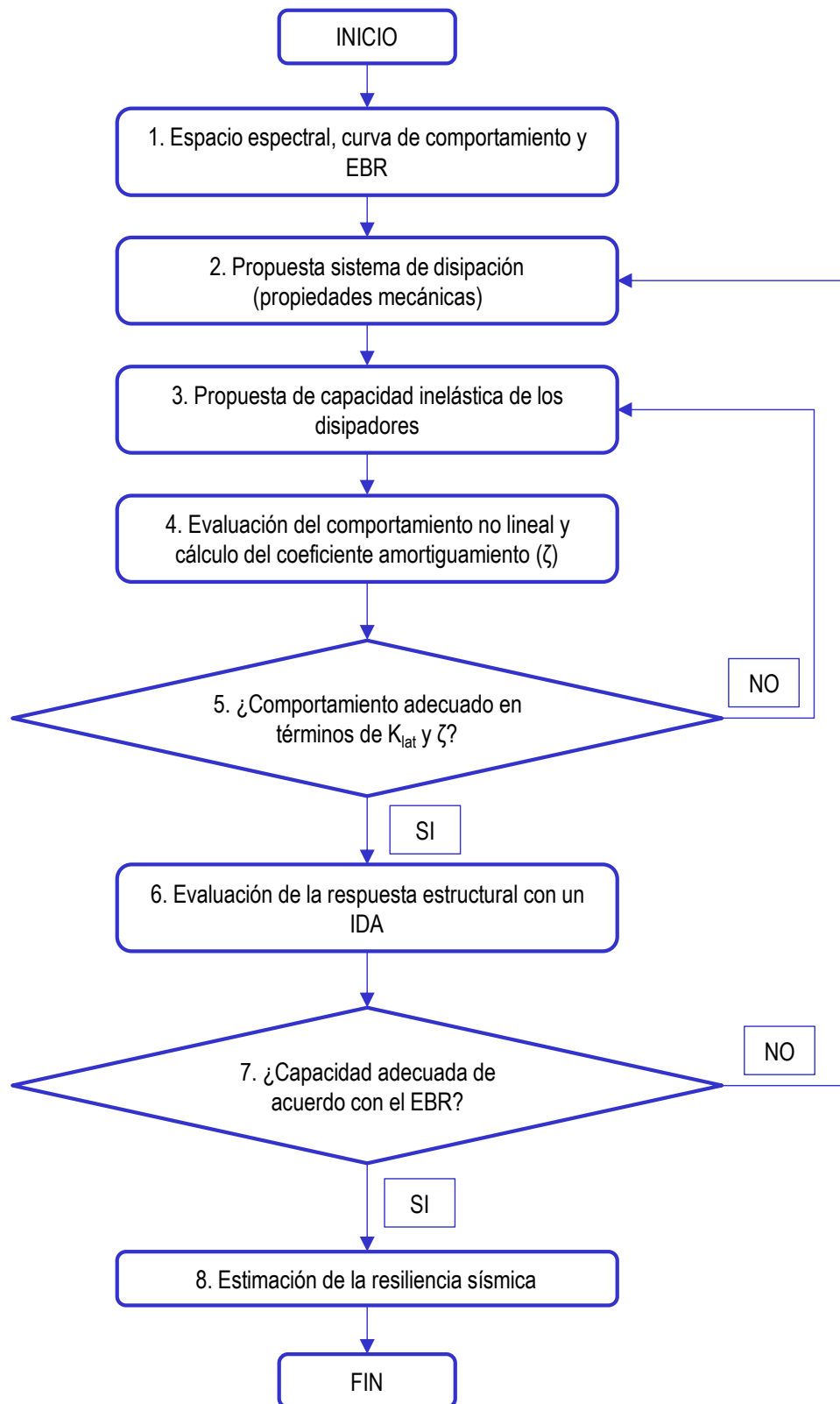


Figura III. 26. Proceso de diseño para determinar las características del sistema de disipación



Entonces, de acuerdo con la **Figura III. 26**, para iniciar el proceso de diseño del sistema de disipación, se define la capacidad actual de la estructura (sin intervenir) para poder obtener la diferencia de demanda necesaria que consideran los EBR; mediante la comparación de la curva de comportamiento y los EBR en el espacio espectral. La curva de comportamiento se obtuvo de la curva de capacidad dinámica del IDA (**Figura III. 14 d**) y las propiedades dinámicas asociadas al periodo fundamental de vibrar.

En la **Figura III. 27**, se presenta los EBR para un nivel de resiliencia de 100% y 85%, considerando un amortiguamiento respecto al crítico del 5 % y un periodo de retorno de 250 años, los niveles de resiliencia considerados en los EBR, son múltiplos de 5%, ya que, las demandas requeridas para este incremento de resiliencia presentan una diferencia notable, caso contrario si se considerara un incremento más pequeño. Asimismo, para el 85% de resiliencia se establece como óptimo, debido a que la estructura en su estado actual (sin intervenir) tiene una resiliencia del 79% y el 85% es el valor próximo inmediato, por otro lado, el nivel del 100% se presenta para proporcionar las ordenadas máximas asociadas a sistemas totalmente resilientes. Los EBR son para dos tipos de suelo, los espectros definidos hasta 3 segundos son espectros para suelo blando y la fuente sísmica con la cual se generaron fue la asociada a "La brecha de Guerrero", estos espectros, aunque no se utilizan más adelante, se presentan como ejemplo para observar las diferencias de demanda para suelo blando. Los espectros que solo están definidos de 0.3 a 0.6 segundos son espectros para suelo firme y la fuente sísmica es PICN. Los espectros para suelo firme solo están definidos para un rango de 0.3 a 0.6 segundos, debido a que la estructura en estudio tiene originalmente un periodo fundamental de vibrar de 0.63s, pero después del diseño de la rehabilitación estructural, se espera que el periodo fundamental de vibrar cambie y se encuentre en este rango de periodos.

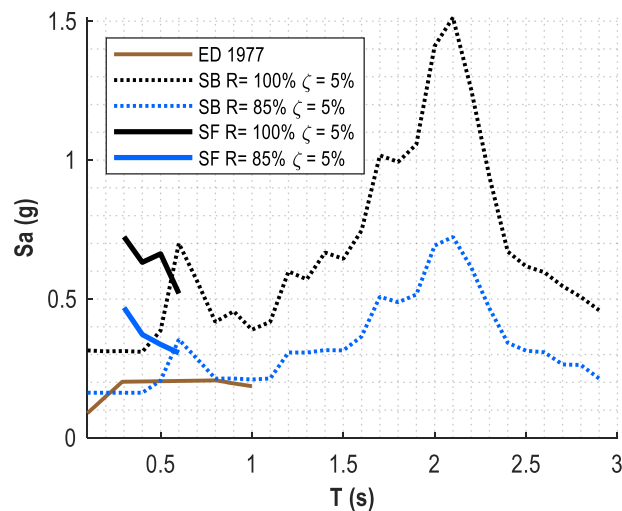


Figura III. 27. Espectros basados en resiliencia (González *et al.*, 2020 y 2022)



En el espacio espectral presentado en la **Figura III. 28**, se observa la capacidad para la cual fue diseñada la estructura, la curva en color café es el espectro de diseño definido en el RCDF-1977 (**GDF, 1977**), las curvas continuas, en color negro y azul son los EBR para suelo firme. A partir de éstas, se puede cuantificar la demanda necesaria para alcanzar un determinado nivel de resiliencia, recordando que la estructura en estudio está ubicada en suelo firme, las demandas correspondientes se determinan empleando los espectros en línea continua. En primera instancia, es posible afirmar que hay coherencia con la resiliencia obtenida (79%), porque la curva de comportamiento de la estructura (curva verde) está por abajo del EBR para un nivel del 85%, En primera instancia, podemos afirmar que hay coherencia con la resiliencia obtenida (79%), porque la curva de comportamiento de la estructura (curva verde) está por abajo del EBR para un nivel del 85%.

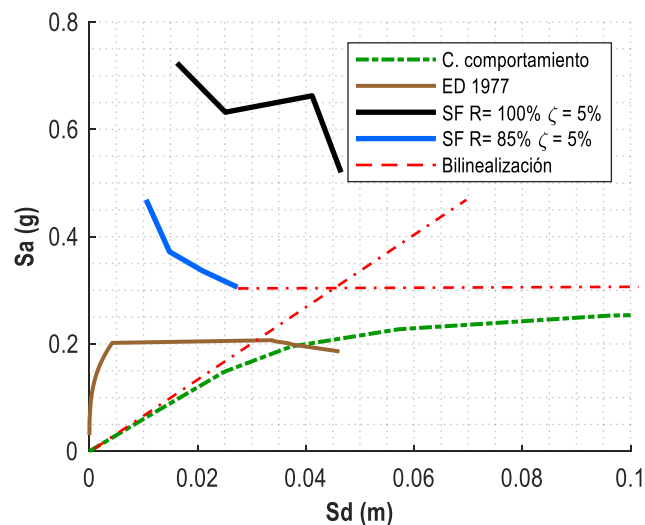


Figura III. 28. Espacio espectral

Por otro lado, tomando como base la diferencia de capacidad necesaria para alcanzar los niveles de resiliencia reflejados en los EBR, se inicia el diseño de la intervención estructural. De acuerdo con las hipótesis planteadas en la estrategia de intervención estructural, para hacer uso de los EBR, se debe realizar un análisis elástico haciendo referencia de la estructura con un oscilador de 1 grado de libertad, por consiguiente, la estructura debe presentar un comportamiento como el definido en de las curvas rojas (**Figura III. 28**), que es una bilinealización del comportamiento requerido para alcanzar un nivel de resiliencia del 85%; el espectro de resiliencia del 100%, queda descartado, ya que se necesitaría dotar a la estructura prácticamente de 3 veces su capacidad actual, aunque analíticamente es posible, constructivamente resultaría complicado, también la capacidad del sistema de control rebasaría la capacidad del sistema estructural, esto se traduce en que las columnas se dañarían antes que los disipadores.



III.6 Análisis estructural de la propuesta de rehabilitación estructural

Con base en el subcapítulo anterior, en esta sección se explican las consideraciones para realizar el análisis y diseño de la rehabilitación estructural. De la curva de comportamiento (curva verde **Figura III. 29**), se obtuvo la diferencia entre la capacidad actual de la estructura con la capacidad requerida (EBR curva azul **Figura III. 29**), en términos de rigidez y resistencia lateral. La rigidez es necesaria para determinar las propiedades mecánicas de los disipadores y proponer un arreglo en el sistema estructural.

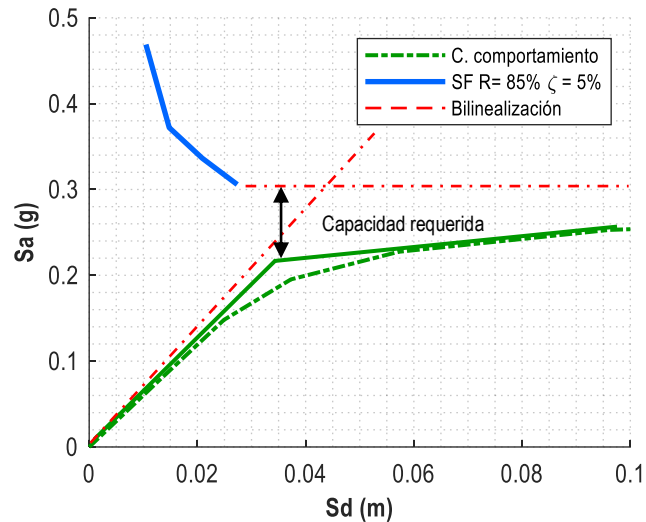


Figura III. 29. Capacidad requerida

A partir de las demandas requeridas, se determinó la rigidez elástica para un arreglo marco chevrón-disipador, posteriormente se propuso una relación de rigideces del sistema, para que el marco permanezca en el rango elástico y sean los disipadores de energía quienes concentren la deformación inelástica. Entonces, de la rigidez elástica del disipador, se obtuvo la geometría de las placas (**Tabla III. 14**) para definir las propiedades mecánicas (**Tabla III. 15**), con las expresiones propuestas por Aguiar *et al.* (2016). Las capacidades resultantes de los aisladores quedaron limitadas por la capacidad lateral de las columnas, en promedio se tienen 8 ton de capacidad al corte por columna, aunque en la curva de comportamiento (**Figura III. 29**) se ve reflejado una menor capacidad, esto se debe a que dicha curva es graficada a través del cortante basal y desplazamiento de azotea, por ende, la capacidad real de las columnas no se ve reflejada en su totalidad, los cambios de rigidez y de capacidad última, se ven afectados debido a la plastificación de las vigas. Entonces, para proponer niveles de resistencia adecuados, además de cumplir con la resistencia requerida para cumplir con la demanda del EBR, se establecieron valores menores a la capacidad de las columnas; con la finalidad de que los disipadores se deformaran



plásticamente antes que las columnas y con esto lograr una ventana de funcionamiento del sistema de control en la etapa elástica de la estructura.

Tabla III. 14. Geometría y propiedades mecánicas placas

Geometría		Propiedades geométricas	
h	35 cm	F_y	3515 kgf/cm ²
b	17.5 cm	F_u	4921 kgf/cm ²
t	1.90 cm	E_s	2100000 kgf/cm ²

Tabla III. 15. Propiedades elásticas disipadores

Nivel	Número de placas	Rigidez elástica K_{ef} [ton/m]	Desplazamiento de fluencia Δ_u [m]
1	4	592.494	0.057
2	4	592.494	0.057
3	2	3949.95	0.057

En la **Figura III. 30**, se presenta la distribución del sistema de disipación derivado de los pasos, como se puede apreciar esta es un distribución proporcional y simétrica a lo largo de la dirección de análisis, estrictamente, la ubicación depende principalmente de dos factores, el primero atiende a la arquitectura de la estructura y el segundo factor, es la capacidad de los elementos para transmitir las cargas verticales. En el primer caso, la distribución de espacios podría ser una limitante para utilizar este tipo de sistema de rehabilitación; sin embargo, en este trabajo no se considera la afectación de la distribución de espacios por la inclusión de los disipadores sísmicos. Para el segundo caso, el sistema estructural es de marcos rígidos, las columnas son las encargadas de dar soporte vertical a la estructura, éstas deben tener la capacidad suficiente para soportar el aumento de carga axial que induce el arriostamiento lateral; de igual manera, la cimentación debe soportar este incremento de esfuerzos, no obstante, en este trabajo no se indaga en estos incrementos de carga.

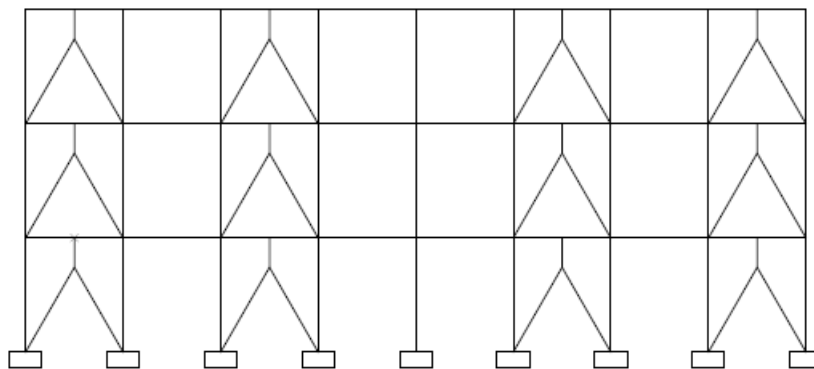


Figura III. 30. Configuración del sistema de control propuesto



Posteriormente, se propuso un nivel de deformación para definir la ductilidad y el amortiguamiento equivalente del sistema, aunque la bibliografía consultada en el **Capítulo I**, reporta que los niveles de máxima deformación para dispositivos ADAS es aproximada a 10 veces, resultaría arbitrario proponer este nivel de ductilidad sin evaluar el comportamiento estructural del sistema de control con la amenaza sísmica real, ya que se podría estar subestimando o sobreestimando la capacidad de disipación. Por esta razón, se realizaron análisis no lineales para evaluar el comportamiento histerético del disipador y calcular el coeficiente equivalente de amortiguamiento viscoso (ζ_{eq}), mediante la rigidez efectiva ecuaciones (relación entre la energía disipada, E_D , en un ciclo de histéresis y la energía elástica, E_E).

$$E_D = 4 * \Delta_y * (K_{DDE} - K_2) * (\mu * \Delta_y - \Delta_y) \tag{III. 8}$$

$$E_E = \frac{1}{2} * K_{EDDE} * (\mu * \Delta_y)^2 \tag{III. 9}$$

$$\zeta_{eq} = \frac{2 * \Delta_y * (K_{DDE} - K_2) * (\mu * \Delta_y - \Delta_y)}{\pi * K_{EDDE} * (\mu * \Delta_y)^2} \tag{III. 10}$$

En la modelación estructural del disipador (**Figura III. 31**), se consideró un modelo histerético bilineal de daño acumulado, utilizando nuevamente un resorte del tipo “zero-length” y para el arriostramiento se consideraron elementos infinitamente elásticos axialmente, esto con la intención de concentrar las fuerzas en los disipadores y no el marco chevrón.

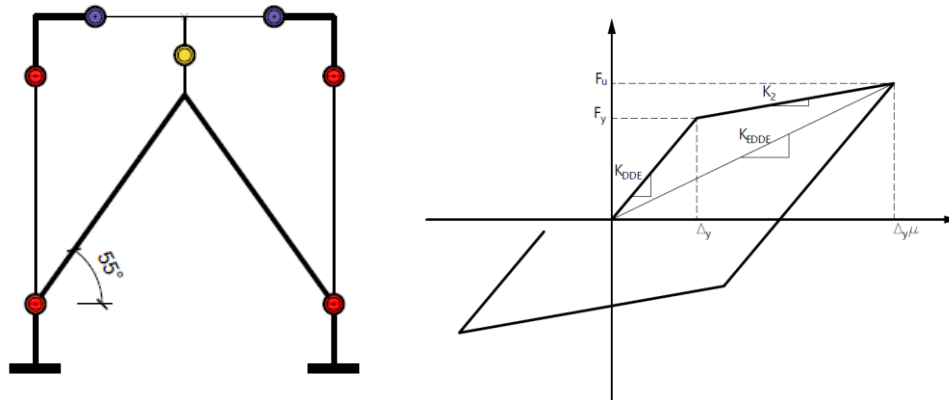


Figura III. 31. Modelación disipadores ADAS en opensees

En la **Figura III. 32**, se muestra el comportamiento de los disipadores para diferentes análisis no lineales, se observó que la ductilidad promedio para el arreglo propuesto es alrededor de 6 veces, para este nivel de ductilidad el coeficiente de amortiguamiento



viscoso es aproximado al 10%; con este amortiguamiento se determinaron las propiedades inelásticas de los disipadores. Si bien las propiedades establecidas con este nivel de amortiguamiento fueron producto de la demanda de un EBR para un porcentaje de amortiguamiento del 5%, sería erróneo seguir considerando este nivel de demanda; ya que, como se ha demostrado, el nivel de amortiguamiento ha aumentado y para fines de validación no sería consistente comparar los niveles de demanda que reportan los EBR con un nivel de amortiguamiento producto de la evaluación estructural; por ende, resulta conveniente obtener la demanda sísmica para un nivel de amortiguamiento del 10%.

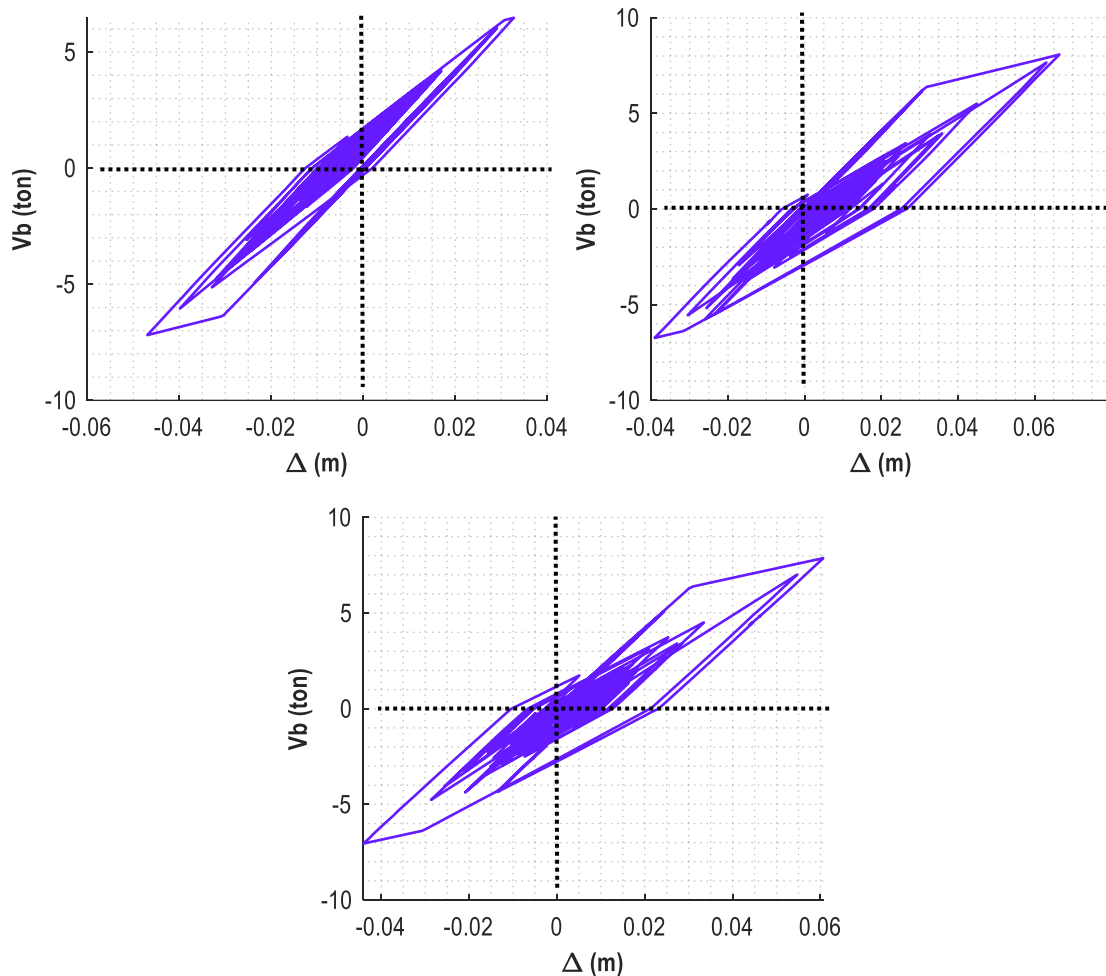


Figura III. 32. Comportamiento histerético de los disipadores para diferentes niveles de intensidad en el punto de máxima eficiencia

En la **Figura III. 33**, se observan las demandas para EBR considerando un $\zeta = 10\%$, como era de esperarse, las fuerzas disminuyeron considerablemente, se puede apreciar que las ordenadas espectrales para obtener un 95% de resiliencia, son similares a las fuerzas necesarias para obtener un 85% de resiliencia para un $\zeta = 5\%$, asimismo para este aumento de amortiguamiento, la demanda necesaria para alcanzar un 85 % de resiliencia sigue



siendo mayor que la demanda necesaria para el espectro de diseño del RCDF-1977 (GDF, 1977), recordando que para éste se obtuvo un 79% de resiliencia; se puede afirmar que los EBR siguen reportando demandas consistentes.

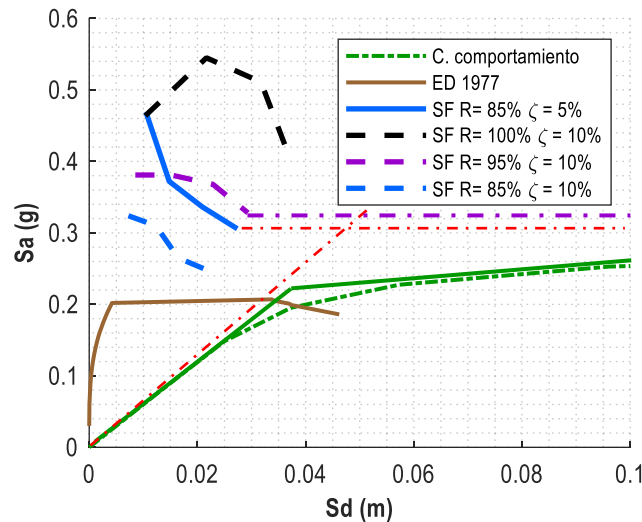


Figura III. 33. Capacidad requerida EBR $\zeta=10\%$

En cuanto a la nueva resistencia requerida, se determinó alcanzar un 95 % de resiliencia para un $\zeta=10\%$, recordando que el arreglo y las propiedades dinámicas que se propusieron anteriormente estuvieron limitadas por la capacidad al corte de las columnas, es decir, no se puede dotar a los disipadores de mayor capacidad, por esta razón se consideró el mismo arreglo y como consecuencia se esperaría un nivel más bajo de resiliencia. Finalmente, las propiedades del sistema y de los disipadores son:

Tabla III. 16. Propiedades dinámicas

Modo	Periodo [s]	Masa efectiva [kg]	Constantes de Rayleigh	
1	0.554	125402.54	a_0	a_1
2	0.187	14064.70	0.9534	0.0014
3	0.109	4.41		

Tabla III. 17. Propiedades inelásticas disipadores

nivel	Fuerza última F_u [ton]	Rigidez post fluencia K_2 [ton/m]	Amortiguamiento viscoso equivalente ξ [%]
1	9.38	141.1	10
2	9.38	141.1	10
3	6.38	94.1	10

De las propiedades dinámicas (Tabla III. 16 y Tabla III. 17), se puede apreciar que hubo un aumento de rigidez considerable en la estructura, el periodo estructural pasó de 0.632 (s) a 0.554 (s) estos valores se obtuvieron de un análisis de valores característicos, como era de esperarse, aumentó la rigidez; por otra parte, también se esperaría un aumento en la capacidad al corte, como hipotéticamente se plantea en la Figura III. 33 (curva roja discontinua), para comprobarlo, se ejecutaron nuevamente el IDA. Es importante



mencionar que nuevamente se consideró un amortiguamiento crítico del 5 % para escalar las intensidades sísmicas. Esta consideración se justifica por dos motivos, el primero se justifica con el proceso de cuantificación del amortiguamiento, puesto que, ante intensidades sísmicas altas, los disipadores no tienen capacidad de disipación, ya que alcanzan rápidamente la falla última, por ende no generan ciclos de histéresis; entonces, tienen poca participación en la respuesta estructural, el rango de funcionamiento es principalmente en la etapa elástica de la estructura, al considerar el amortiguamiento del 10% se estarían subestimando las demandas sísmicas para captar la no linealidad de la respuesta estructural; no obstante, la participación de los disipadores se vería reflejada en el rango elástico por el aumento de rigidez.

En la **Figura III. 34**, se muestran los ciclos de histéresis para intensidades bajas, medias y altas para demostrar cómo la participación de los disipadores va reduciéndose, este comportamiento es particular del arreglo propuesto, si bien, se esperaría que a mayores intensidades los disipadores trabajaran en su punto óptimo, pero para lograr este comportamiento, los disipadores tendrían que tener una mayor resistencia, sin embargo, como ya se comentó anteriormente el arreglo propuesto quedó limitado por la capacidad de las columnas. También, cabe señalar que, la ganancia de amortiguamiento no se está considerando para definir la curva promedio de demanda de ductilidad, este amortiguamiento sí es considerado para determinar las intensidades sísmicas para caracterizar la resiliencia, recordando que ésta se define con ayuda de la simulación sísmica, en la aleatoriedad de los eventos habrá demandas en las que el sistema de disipación tenga una participación importante en la respuesta estructural, inclusive por arriba del 10% de amortiguamiento.



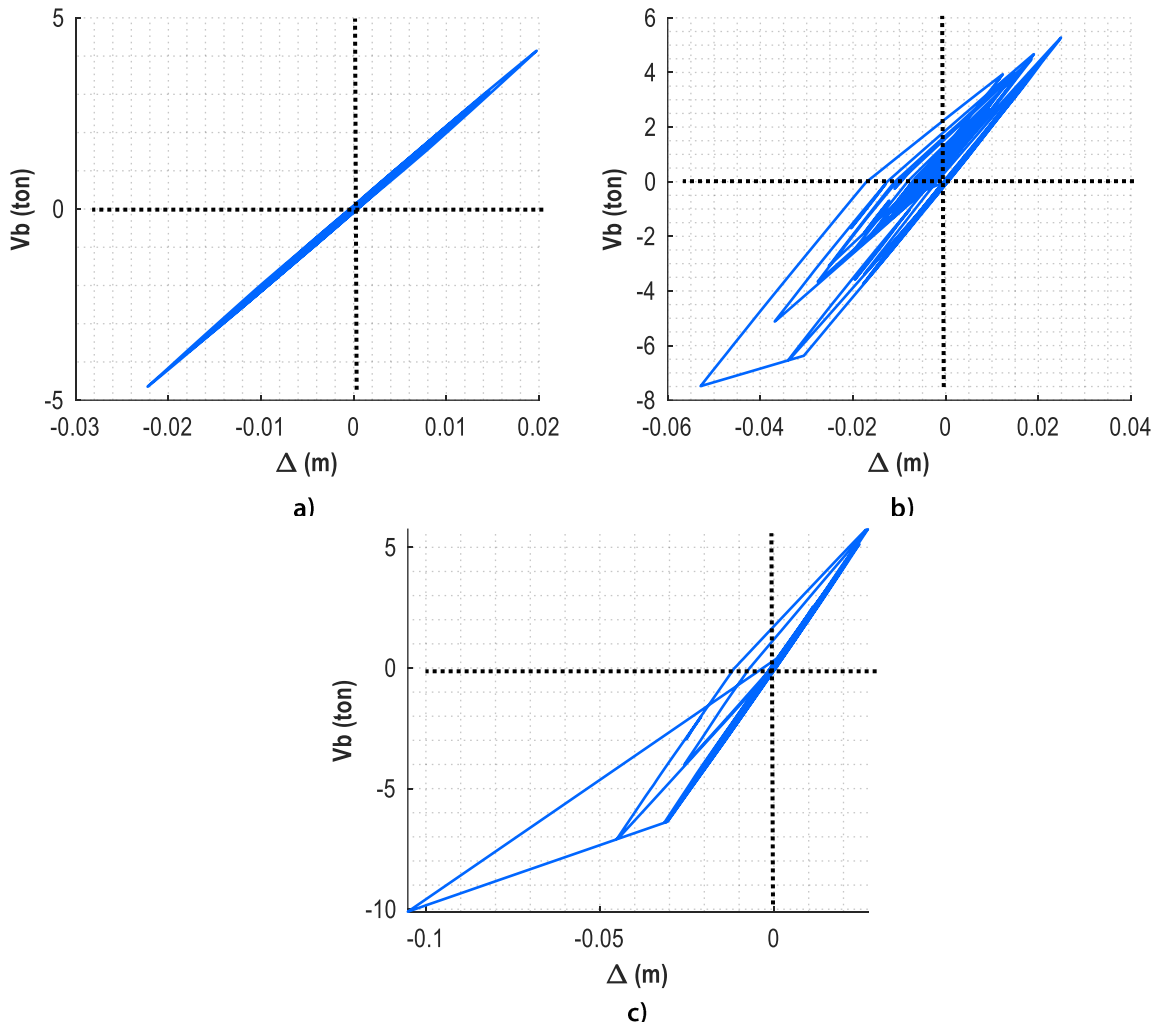


Figura III. 34. Comportamiento histerético de los disipadores a medida que la intensidad sísmica aumenta: a) 0.5g b) 0.7g c) 0.8g

El segundo motivo, se justifica con los modelos que caracterizan la resiliencia, estos no consideran el daño en el sistema de control, sino únicamente caracterizan el daño estructural de elementos de concreto reforzado (González *et al.*, 2020 y 2022), por esta razón el daño en los disipadores no se refleja en la pérdida de funcionalidad de la estructura, asimismo para los tiempos de recuperación se tendrían que considerar también tiempos de reinstalación, debido a que en el sistema de control lo único que se daña son las placas metálicas y éstas no se reparan, solo se cambian, pero estos tiempos no se toman en cuenta para la caracterización de la resiliencia sísmica.

Con las consideraciones previas se vuelve a ejecutar el IDA (Figura III. 35), en éste se reflejan los valores esperados del reforzamiento estructural, se aprecia la participación del sistema de control, dado que se ve un aumento en la capacidad, tanto de resistencia como de rigidez, esto se aprecia con las curvas promedio de la respuesta estructural antes y



después de la intervención estructural, por ejemplo, en la estructura anteriormente empezaba a fluir a partir de una intensidad de 0.3 (g) y la respuesta se hacía asintótica a partir de 0.6 (g) (**Figura III. 14 a**), ahora bien, con la colocación de los dispositivos, la fluencia se presenta en 0.45 (g) y se vuelve asintótica para 0.8 (g) (**Figura III. 35 a**).

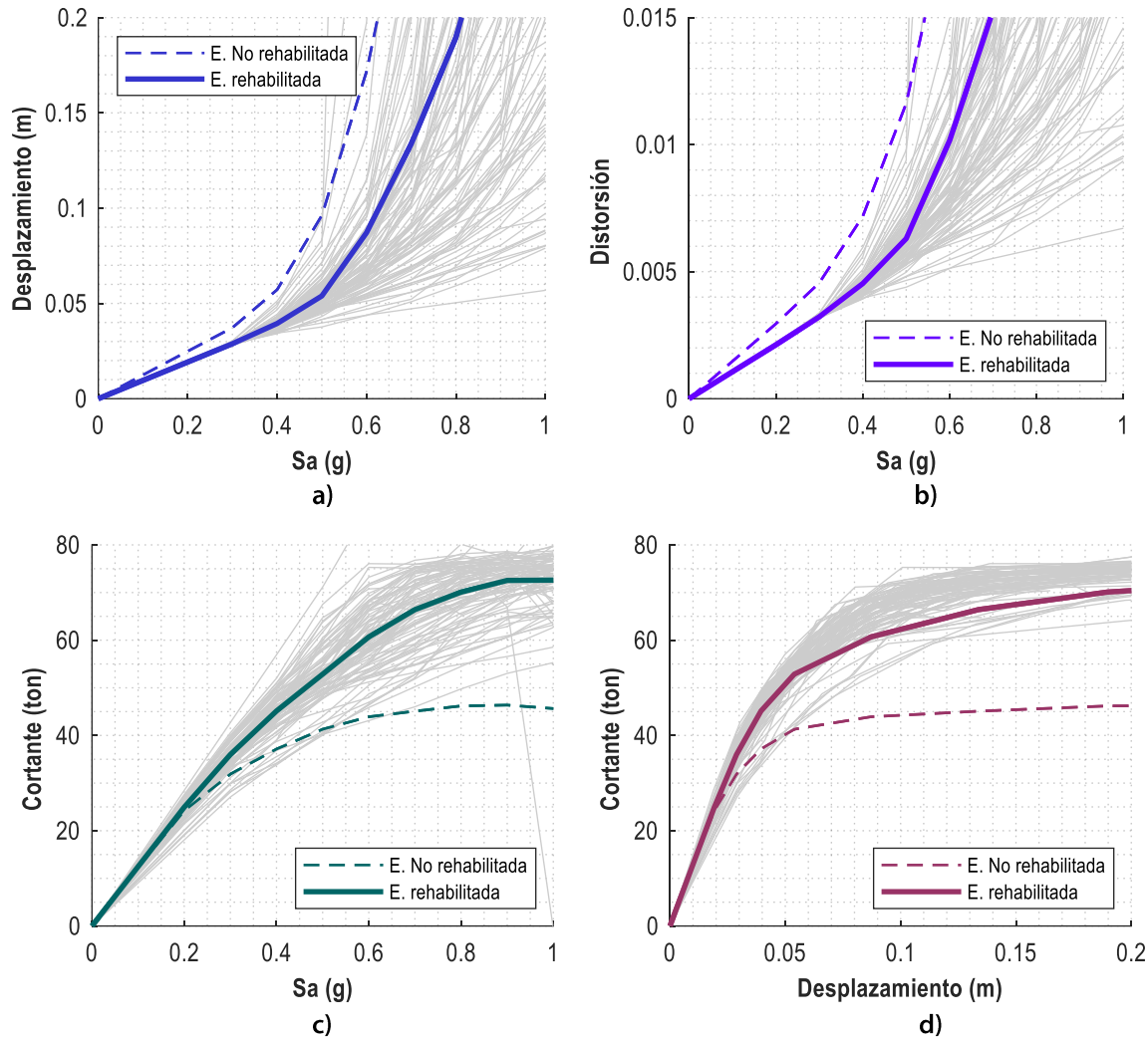


Figura III. 35. Curvas IDA estructura rehabilitada: a) desplazamiento, b) distorsión c) cortante basal d) curvas de capacidad

Finalmente, en la **Figura III. 36**, se presenta la curva IDA de demanda ductilidad promedio de la estructura intervenida (periodo $T = 0.54s$) con la que se caracteriza nuevamente la resiliencia sísmica.



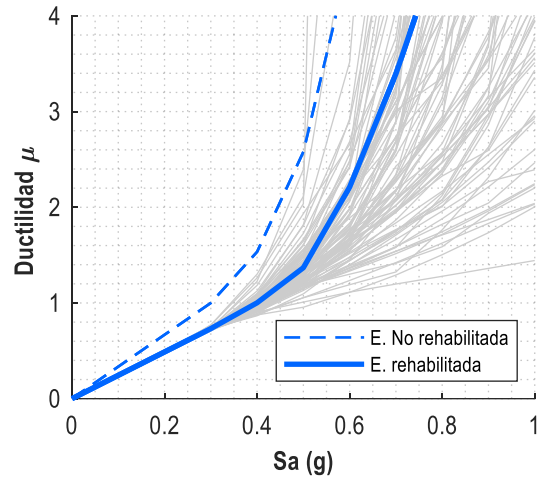
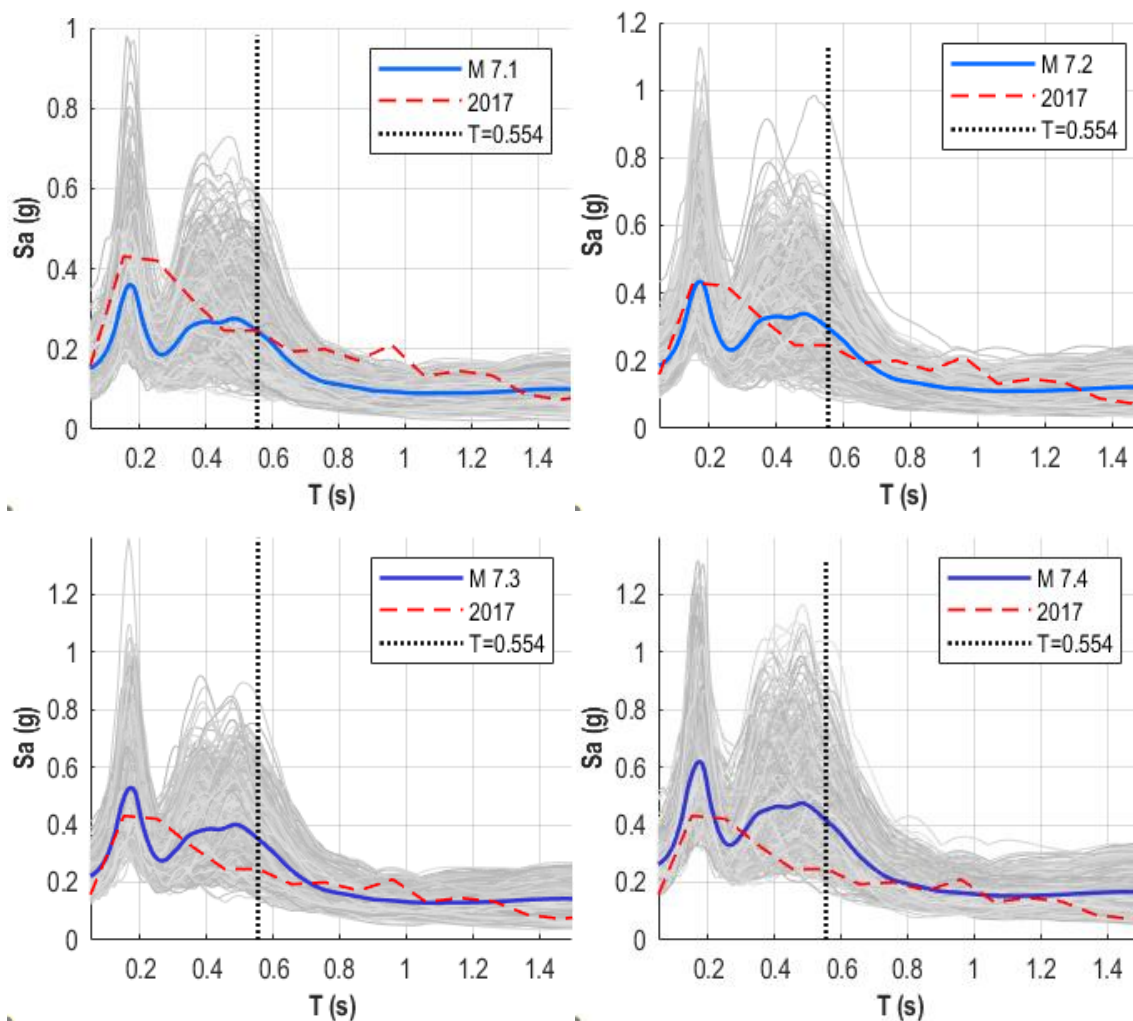


Figura III. 36. Curva de demanda de ductilidade promedio estructura rehabilitada



III.7 Estimación de la resiliencia sísmica de la propuesta de rehabilitación estructural

En función de la respuesta estructural, nuevamente se procede a estimar la resiliencia sísmica de forma similar a lo ejecutado en la sección III.3 Estimación de la resiliencia sísmica, la única diferencia es la consideración del aumento de amortiguamiento para los espectros de respuesta de los registros sintéticos, del 5% al 10% (Figura III. 37). En la Figura III. 38 se compara el decaimiento de las demandas para la magnitud de 7.1, en ésta, se aprecia que para un amortiguamiento del 5%, el pico en 0.2s de la curva promedio está por arriba del espectro del sismo del 2017, mientras que para este mismo punto en la curva promedio para el amortiguamiento del 10% se encuentra por debajo.



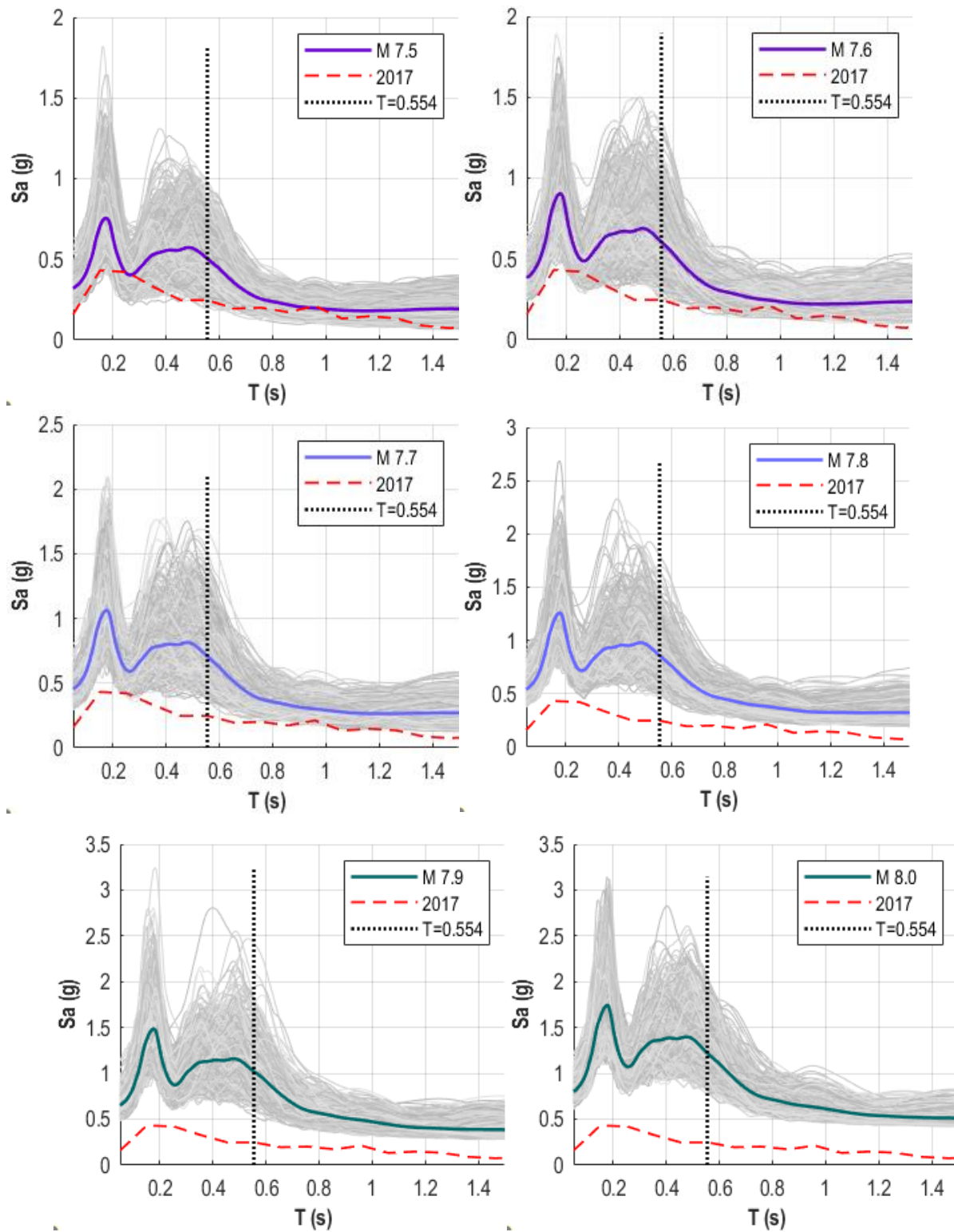


Figura III. 37. Espectros de respuesta de la amenaza sísmica $\xi=10\%$.



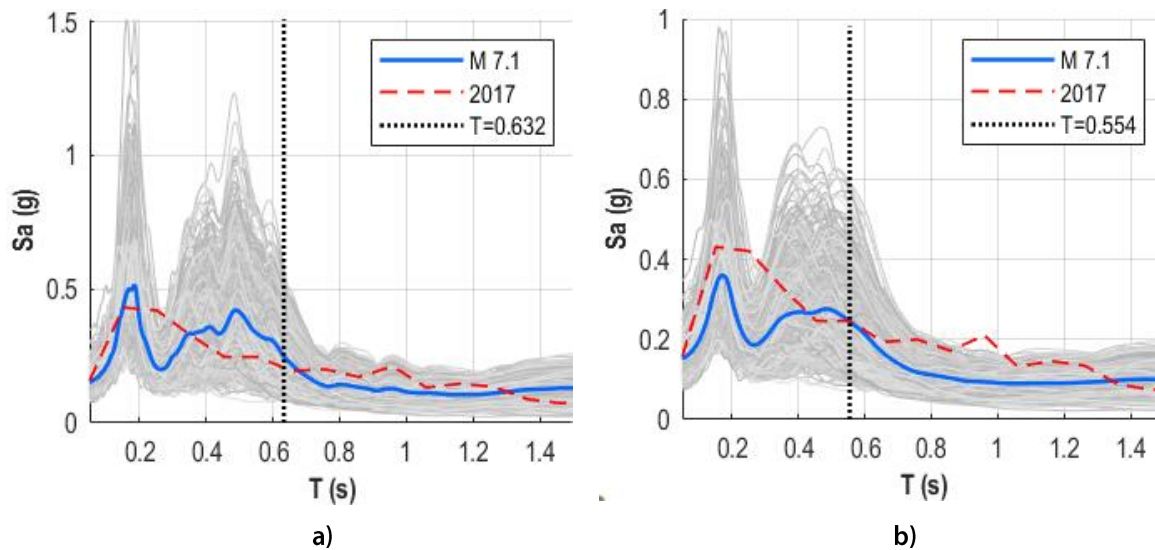
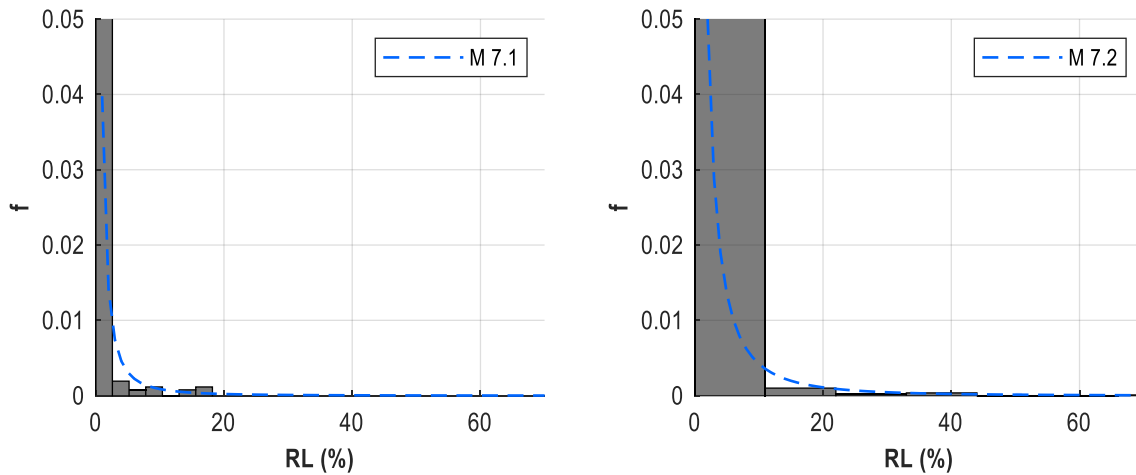


Figura III. 38. Comparación del decaimiento de demandas sísmica para: a) $\zeta= 5\%$ b) $\zeta= 10\%$

Con los nuevos valores de resiliencia sísmica, se ajustaron nuevas PDF (Figura III. 39), para éstas, ahora el sesgo pasa a ser más progresivo, es decir, el sesgo para las PDF de la estructura sin rehabilitación (Figura III. 19) tienen el cambio de sesgo de positivo a negativo en la magnitud 7.5, mientras que para las PDF de la estructura intervenida (Figura III. 39), el cambio de sesgo inicia en la magnitud 7.7, esto implica que la estructura es más resiliente, ya que la probabilidad de exceder una pérdida de resiliencia para magnitudes altas se redujo a partir de la rehabilitación estructural.



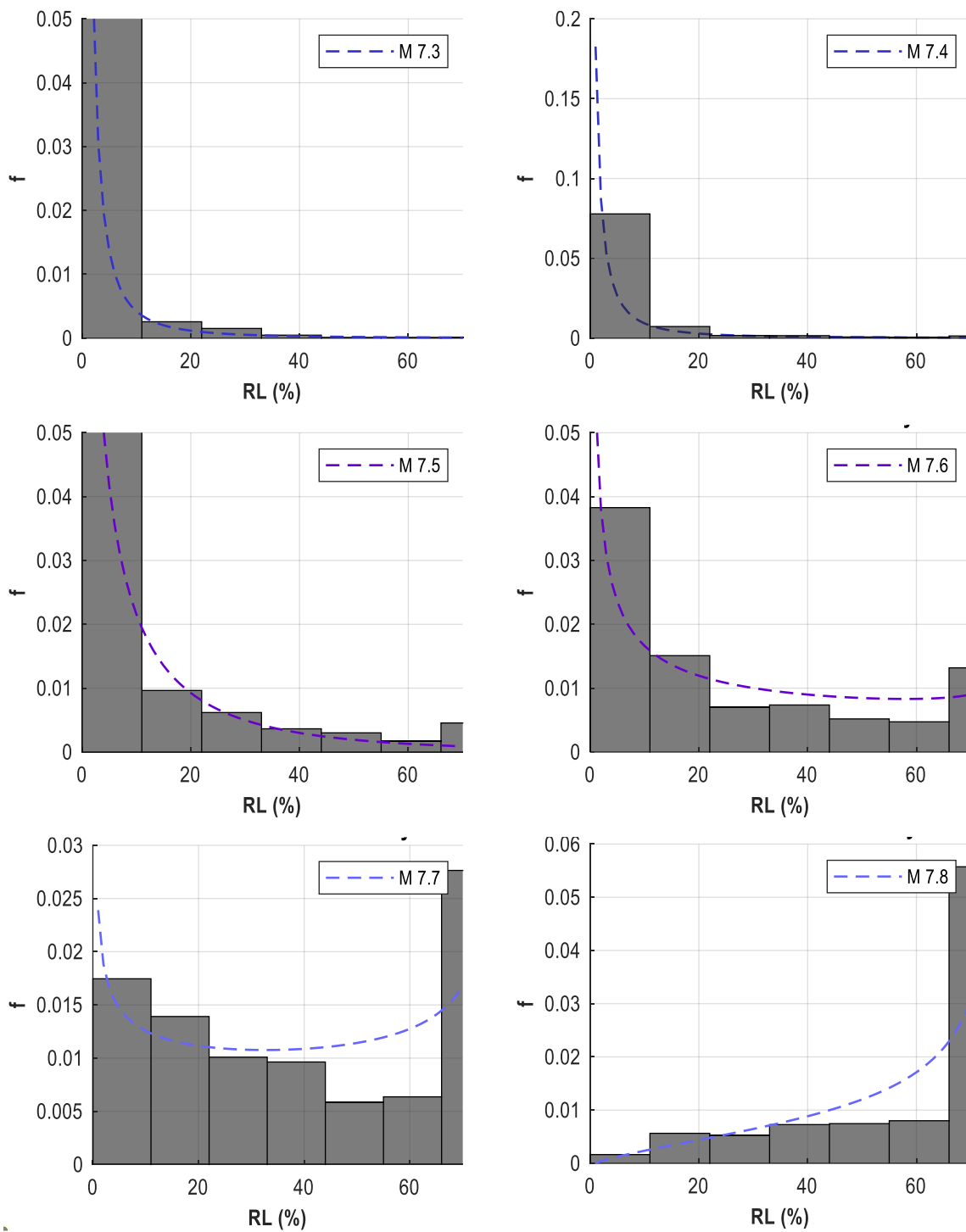


Figura III. 39. Histogramas de frecuencia relativa y funciones de densidad de probabilidad estructura rehabilitada

Tabla III. 18. Distribuciones utilizadas en cada magnitud estructura rehabilitada

Magnitud	Distribución	Parámetros
----------	--------------	------------



7.1	Burr	$k = 60.55; \alpha = 0.2431$ $\beta = 2.7096e5; \gamma = 0;$
7.2	Burr	$k = 59.453; \alpha = 0.35502$ $\beta = 32074.0; \gamma = 0;$
7.3	Burr	$k = 2.7731; \alpha = 0.50379$ $\beta = 2.3643; \gamma = 0;$
7.4	Burr	$k = 1.8959; \alpha = 0.62314$ $\beta = 2.977; \gamma = 0;$
7.5	Burr	$k = 207.43; \alpha = 0.59147$ $\beta = 68759.0; \gamma = 0;$
7.6	Kumaraswamy	$\alpha_1 = 0.46224; \alpha_2 = 0.84872$ $a = 0.01616; b = 75.499$
7.7	Kumaraswamy	$\alpha_1 = 0.74143; \alpha_2 = 0.69539$ $a = 0.3796; b = 75.629$
7.8	Kumaraswamy	$\alpha_1 = 1.7787; \alpha_2 = 0.51263$ $a = 1.088; b = 75.719$

De manera análoga, se definen las probabilidades de excedencia de pérdida de resiliencia (Figura III. 40).

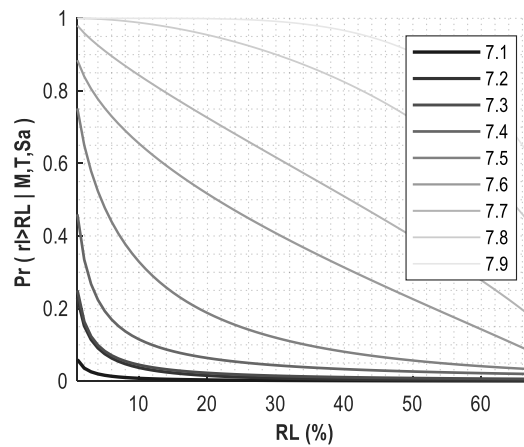


Figura III. 40. Curvas de probabilidad de excedencia estructura rehabilitada



Con la información anterior, es posible calcular la curva de tasa de excedencia de pérdida de resiliencia (Figura III. 41). En esta figura, se muestra de manera específica el nivel de pérdida para un periodo de retorno de 250 años, el cual es del 3.65%, el sentido físico de este nivel de resiliencia de la estructura rehabilitada se describe en la siguiente sección

III.8 Validación de resultados de la propuesta de rehabilitación estructural

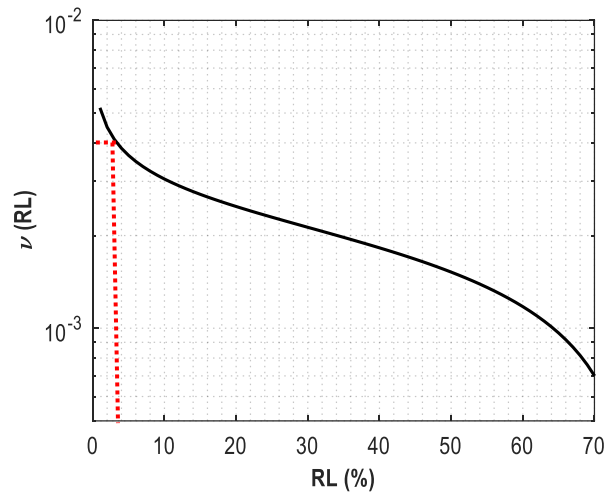


Figura III. 41. Tasa de excedencia de la pérdida de resiliencia de la estructura rehabilitada



III.8 Validación de resultados de la propuesta de rehabilitación estructural

Para un periodo de retorno de 250 años, el nivel de pérdida es del 3.65%, de manera similar a lo explicado en la sección III.4 Validación de resultados, de los eventos analizados para estimar la resiliencia sísmica (Tabla III. 19) se obtuvo el estado de daño promedio.

Tabla III. 19. Muestra de valores que caracterizan la resiliencia sísmica del $96.35\% \pm 5\%$, estructura intervenida

Sa (g)	μ	FL(μ) (%)	DTI(μ) (t)	DTF(μ) (t)	DTM(μ) (t)	DT(μ) (t)	RT(μ) (t)	R (%)	RL (%)
0.41	1.04	3.65	24.95	9.00	20.50	17.90	14.71	99.08	0.92
0.44	1.20	5.65	26.49	9.00	21.65	18.78	22.32	98.31	1.69
0.53	1.82	17.82	31.97	9.00	23.55	21.21	51.08	91.67	8.33
0.48	1.47	10.17	28.94	9.00	22.80	19.97	36.19	96.13	3.87
0.46	1.29	6.98	27.31	9.00	22.12	19.20	26.89	97.72	2.28
0.40	1.00	3.28	24.59	9.00	20.18	17.67	13.19	99.20	0.80
0.51	1.67	14.24	30.66	9.00	23.28	20.69	45.16	93.84	6.16
0.45	1.23	6.11	26.78	9.00	21.83	18.94	23.94	98.11	1.89
0.51	1.65	13.86	30.51	9.00	23.25	20.63	44.45	94.06	5.94
0.51	1.67	14.37	30.71	9.00	23.30	20.71	45.42	93.76	6.24
0.46	1.32	7.49	27.59	9.00	22.26	19.34	28.52	97.48	2.52
0.49	1.51	10.91	29.28	9.00	22.91	20.11	38.03	95.73	4.27
0.51	1.67	14.30	30.68	9.00	23.29	20.70	45.27	93.80	6.20
0.52	1.76	16.45	31.48	9.00	23.46	21.02	48.99	92.52	7.48
0.43	1.15	4.94	26.00	9.00	21.33	18.52	19.74	98.60	1.40
0.43	1.14	4.88	25.95	9.00	21.30	18.49	19.51	98.62	1.38
0.52	1.69	14.86	30.89	9.00	23.34	20.79	46.31	93.47	6.53
0.36	0.78	1.51	22.10	9.00	17.31	15.91	5.80	99.72	0.28
0.49	1.49	10.56	29.12	9.00	22.86	20.05	37.18	95.92	4.08
0.44	1.20	5.73	26.54	9.00	21.69	18.81	22.62	98.27	1.73

Nuevamente, con la finalidad de conocer las posibles consecuencias asociadas al nivel de resiliencia, se presenta el estado de daño de la estructura con la propuesta de la rehabilitación estructural. La ductilidad promedio es de 1.25, el tiempo de demora y los trabajos de rehabilitación son de 7 y 8 días respectivamente; el nivel de daño consta de 6 vigas con daño moderado, mientras que 8 de los 12 arreglos de disipación están completamente plastificados (Figura III. 42), el costo aproximado por reparaciones es de \$11,238.00 de acuerdo con los precios unitarios de Tabla III. 11 y Tabla III. 12, el programa de obra se muestra en la Figura III. 43, es importante mencionar que no se está cuantificado la reparación en los sistemas de disipación ni el costo monetario.



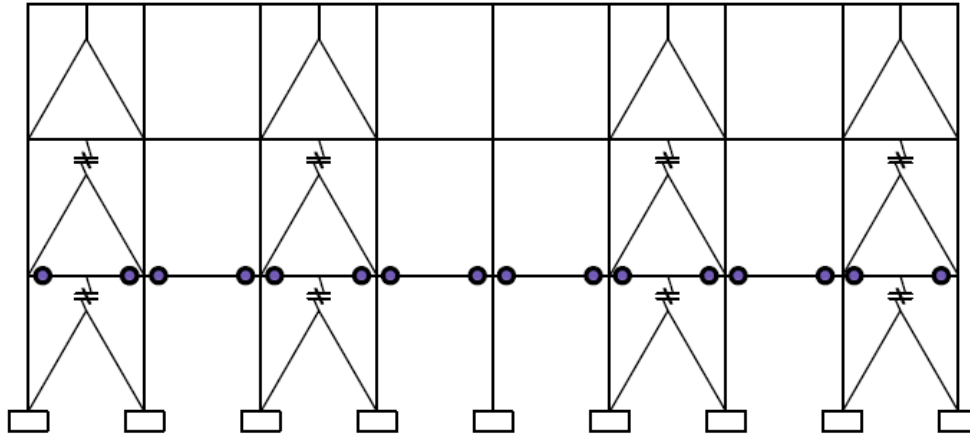


Figura III. 42. Desempeño estructural esperado estructura rehabilitada

Actividad\Horas	Día 1				Día 2				Día 3				Día 4				Día 5				Día 6				Día 7				Día 8											
Preparación del área de trabajo	2	4	6	8	2	4	6	8	2	4	6	8	2	4	6	8	2	4	6	8	2	4	6	8	2	4	6	8	2	4	6	8	2	4	6	8	2	4	6	8
Limpieza área dañada																																								
Relleno de grietas con epóxico (vigas)																																								
Eliminación bultos e imperfecciones del área del elemento (vigas)																																								
Mezcla de componentes de primera resina																																								
Aplicación de primera base de resina																																								
Mezcla de componentes de segunda resina																																								
Aplicación de segunda resina en superficie del elemento																																								
Corte de laminas de fibra de carbono																																								
Mezcla de componentes de tercera resina																																								
Aplicación de tercera resina con rodillo en toda la superficie																																								
Colocación de lamiado																																								
Nivelación con rodillo para garantizar adherencia																																								
Aplicación de tercera resina																																								
Aplicación de arena sílica para garantizar adherencia en la capa final																																								
Limpieza área dañada																																								

Figura III. 43. Programa de obra reparaciones estructurales (estructura rehabilitada)

En el proceso de diseño de la rehabilitación estructural es posible concluir que los disipadores ADAS, aunque son prácticos para la implementación en el reforzamiento estructural, son una limitante para estructuras con bajos porcentajes de resiliencia, puesto que, como se observó en las curvas de capacidad, la tendencia para alcanzar niveles de resiliencia óptimos se asocian a niveles altos de resistencia, y este tipo de disipadores no pueden proveer tales niveles de capacidad; ya que están limitados por la capacidad a cortante de los elementos estructurales, debido a esta condición los dispositivos ADAS no lograban disipar energía para intensidades grandes, la ventana de máxima eficiencia era para intensidades cercanas al punto de fluencia de la respuesta global.

Por otro lado, al comparar la curva de comportamiento de la estructura y el EBU para una resiliencia del 85% y amortiguamiento del 5%, se aprecia una diferencia significativa de capacidad, entonces, los modelos que relacionan la respuesta estructural y los parámetros



de resiliencia están reflejando valores consistentes de daño esperado, ya que la curva de comportamiento para el nivel de resiliencia global del 79%, tiene una capacidad menor que la requerida en el EBR, de no ser así no habría coherencia entre los modelos que caracterizan la resiliencia y los EBR, ya que si la demanda necesaria para alcanzar un 85% de resiliencia estuviera por debajo de la capacidad de la estructura, se estaría diciendo que para alcanzar un 85% se tendría que dotar a la estructura con una menor capacidad, pero al caracterizar la resiliencia sísmica, se estaría obteniendo un menor porcentaje de resiliencia.

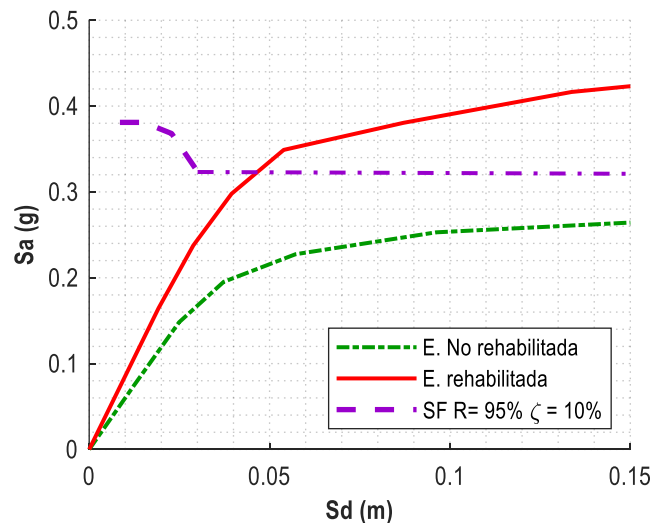


Figura III. 44. Curva de capacidad estructural rehabilitada

En la última etapa el nivel de resiliencia obtenido una vez reforzada la estructura (curva roja **Figura III. 44**), se reporta un nivel de resiliencia más alto al valor reportado en el EBR 95% (línea morada discontinua **Figura III. 44**), tomando como valor real el porcentaje de resiliencia obtenido de la tasa de excedencia 96.35%, el error relativo es del 1.4%, ésta es una aproximación bastante buena y con esto se comprueba que los EBR estiman porcentajes de resiliencia adecuados para la pérdida de funcionalidad asociada al daño estructural.



IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

IV.1 Conclusiones

En este trabajo se presentó una metodología para realizar el análisis y diseño de trabajos de rehabilitación estructural, considerando el concepto de resiliencia sísmica, esto se logró a partir de un análisis probabilista tomando en cuenta el ambiente sísmico donde está ubicada la estructura en estudio. Para ello, se definió la tasa de excedencia de magnitudes de una fuente sísmica y, en función de ésta, se determinó el desempeño sísmico, con este resultado se estimó la resiliencia para, finalmente, obtener una curva que caracteriza la pérdida de resiliencia asociada a periodos de retorno específicos.

Para ejemplificar la metodología, se propuso el reforzamiento de una escuela pública construida con el RCDF-1977 (**GDF, 1977**), utilizando disipadores de energía tipo ADAS, donde se empleó una demanda necesaria para alcanzar un determinado nivel de resiliencia, obtenida de un EBR. La evaluación de la respuesta estructural se realizó con análisis dinámicos no lineales y, la estimación de la resiliencia sísmica, se realizó con modelos que relacionan la respuesta estructural y los parámetros de resiliencia para que, por medio del teorema de probabilidad total, se defina la curva de tasas de excedencia de pérdida de resiliencia, para la estructura antes y después de la propuesta de rehabilitación estructural

Los niveles de resiliencia obtenidos después de la rehabilitación estructural resultaron ser muy similares a los asociados a los EBR, también se demostró que los modelos que caracterizan la resiliencia y los EBR propuesto por González *et al.* (2020 y 2022), proveen resultados con una buena aproximación al daño esperado. Por otro lado, en esta tesis solo se consideró el daño estructural como parámetro de pérdida de funcionalidad en la cuantificación de la resiliencia sísmica, por lo que se considera necesario empezar a llevar a cabo la validación de los espectros empleados considerando elementos no estructurales, contenidos y daño acumulado, así como los costos por interrupción de las actividades que se desarrollan en el inmueble para tener, finalmente, el enfoque completo de resiliencia sísmica.

El aporte de la metodología estudiada es una primera propuesta orientada a la disminución de efectos nocivos, a implementar en los nuevos códigos de diseño, ya que provee información relevante para ingenieros y usuarios. Los ingenieros, pueden emplearla para realizar el diseño de estructuras, asegurando niveles de funcionalidad o habitabilidad adecuados, que, a diferencia del diseño sísmico actual en México, en donde a partir de definir un factor de comportamiento sísmico (Q) y estipular límites de



desempeño contra colapso, no se conoce con certeza el nivel de funcionalidad remanente en la estructura después de la ocurrencia de un sismo. En el caso de los usuarios, se pueden conocer las posibles consecuencias sociales y económicas que trae consigo un determinado nivel de resiliencia después de la ocurrencia de un sismo.

IV.I Recomendaciones

Durante la realización de esta tesis, se identificaron actividades que pudieran desarrollarse para enriquecer la metodología implementada:

- Para evaluar estructuras existentes, sería necesario llevar a cabo actividades como vibración ambiental para poder determinar el comportamiento estructural y realizar propuestas de rehabilitación de acuerdo con los requerimientos de la estructura. En esta tesis se definieron las características con las hipótesis de un reglamento de construcción, sin embargo, esto puede estar subestimando el comportamiento real.
- La variable que se estudió para evaluar la resiliencia sísmica fue el daño estructural, éste representa una pérdida directa en la estructura; sin embargo, las pérdidas indirectas como los costos por el tiempo de inactividad que tiene el inmueble hasta que son reparados, afectan negativamente la resiliencia, entonces sería esencial cuantificar estas pérdidas.
- En la modelación estructural, se consideró un modelo de plasticidad concentrada, aunque éste no considere efectos como la iteración entre la fuerza cortante-flexión o efectos de esbeltez, existe un inconveniente en la convergencia en la etapa inelástica de la estructura, ya que en ocasiones no refleja la pérdida de resistencia, lo que resulta en sobrestimar la respuesta estructural, por lo tanto, sería conveniente estudiar las bondades de otros modelos de plasticidad, así como de modelos de comportamiento histerético.
- Por último, aunque se estudió una fuente sísmica predominante para los efectos del sitio, sería necesario considerar otras fuentes potencialmente dañinas y tener una amenaza sísmica más completa, con esto se lograría que en el análisis probabilístico se tuvieran distribuciones de probabilidad con mayor contenido de frecuencias, con esto, ya no habría un sesgo tan pronunciado y cambiaría ligeramente la curva de tasa de excedencia de la pérdida de resiliencia.



REFERENCIAS

- Abrahamson, N. A. y Silva, W. J. . (1997). Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes. *Seismological Research Letters*, 68, 94-127.
- Aguiar, R., Rodriguez, M. y Mora, D. (2016). *Análisis sísmico de estructuras con disipadores de energía ADAS o TADAS*. Barcelona, España: Monografías de ingeniería sísmica .
- Almufti, I. y Willford, M. (2013). *REDi™ rating system*. Arup.
- Arroyo, D., García, D., Ordaz, M., Mora, M. A., y Singh, S. K. . (2010). Strong ground motion relations for Mexican interplate earthquakes. *J. Seismol*, 15, 261-294.
- ATC, A. T. (1996). ATC-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete building. *Redwood City, CA: Applied Technology Council*.
- Barbat, A. (1998). *El riesgo en el diseño de edificios* . Madrid: Calidad siderúrgica.
- Bruneau, M., Chang, S., Eguchi, R., Lee, G., O'Rourke, T., Reinhorn, A., Shinozuka, M., Tierney, K., Wallace, W. y Winterfeldt, D. (2003). A framework to quantitatively assess. *Earthquake Spectra*, Volume 19, No. 4, pp. 733–752.
- CDS-MDOC. (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE: Diseño por Sismo*. Comisión Federal de Electricidad – Instituto de Investigaciones Eléctricas.
- CENAPRED. (2021). *Guía básica para la elaboración de atlas estatales y municipales de peligros y riesgos*. Ciudad de México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- CENAPRED, C. N. (2021). *Guía básica para la elaboración de atlas estatales y municipales de peligros y riesgos*. Ciudad de México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- CFE, C. F. (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE: Diseño por Sismo*. Comisión Federal de Electricidad – Instituto de Investigaciones Eléctricas.
- Chang, S. y Shinozuka, M. (2004). Measuring improvements in the disaster. *Earthquake Spectra*, Volume 20, No. 3, pp. 739–755.
- Chopra, A. K. (2016). *Dynamics of structures*. Pearson.
- Cimellaro, G., Reinhorn, A. y Bruneau, M. (2010). Seismic resilience of a hospital system. *Structure and Infrastructure Engineering*, volume 6:1-2, pp. 127-144,.
- Cimellaro, G., Reinhorn, A., Bruneau, M. y Rutenberg, A. (2006). *Multi-Dimensional fragility of structures*:. New York: Multidisciplinary center for earthquake engineering research.
- Cornell, C. A. (1968). Engineering Seismic Risk Analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63,9-48.
- Cornell, C. Anill y Vanmarcke, E. (1969). The major influences on seismic risk. *Proceedings 4th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Esteva, L. (1967). Criterios para la construcción de espectros para diseño sísmico. *3er Simposio Panamericano de Estructuras*.



- Esteva, L. (1999). *Diseño sísmico basado en desempeño: tendencias y retos*. Morelia: Memorias XII Congreso Nacional de Ingeniería.
- FEMA, F. E. (1997). *FEMA 273, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*".
- Formisano, A., Castaldo, C. y Chiumiento, G. (2017). *Optimal seismic upgrading of a reinforced concrete school building with metal-based devices using an efficient multi-criteria decision-making method*. *Infrastruct Eng* 13(11):1373–89.
- Formisano, A., Castaldo, C. y Chiumiento, G. (2018). Optimal seismic upgrading of a reinforced concrete school building with metal-based devices using an efficient multi-criteria decision-making method. *Struct. Infrastruct. Eng*, 13(11):1373–89.
- GCDMX. (2018). *Aprender del sismo para ser más resilientes*. Gobierno de la Ciudad de México.
- GCDMX, G. d. (2020). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. *Gaceta oficial de la Ciudad de México*, 44-83.
- GDF, G. d. (1942). Reglamento de las construcciones y de los servicios urbanos en el Distrito Federal. *Departamento del Distrito Federal*.
- GDF, G. d. (1977). Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. *Gaceta oficial del Distrito Federal*.
- González, C. y Niño, M. (2019). Registros sísmicos sintéticos empleando diferentes registros como Funciones de Green empíricas. *Memorias del XXII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*.
- González, C., Niño, M. y Ayala, G. (2020). Estudio de la relación de funcionalidad-respuesta estructural en escuelas públicas para la obtención de espectros de diseño considerando resiliencia sísmica. *XXII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*.
- González, C., Niño, M. y Ayala, G. (2022). Resiliencia sísmica en escuelas públicas, con un enfoque integral del tiempo de inactividad y tomando en cuenta elementos no estructurales y contenidos. *XXIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*.
- Hadjian, A. (2002). A general framework for risk-consistent seismic design. *Earthquake Engineering and Structure Design*, Vol. 31, p. 601-606.
- Ibarra, L., Medina, R. y Krawinkler, H. . (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration.". *Earthquake Eng. Struct. Dyn*, 34(12), 1489–1511.
- Iwan, W. (1966). A distributed-element model for hysteresis and its. *J. Appl. Mech.*, 33(4), 893–900.
- Jaimes, M. Lermo, J. y García, A. (2016). Ground-Motion Prediction Model from Local Earthquakes of the Mexico Basin at the Hill Zone of Mexico City. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 106, No. 6, pp. 2532–2544,.
- Jaimes, M. y Niño, M. . (2017). *Cost-benefit analysis to assess seismic mitigation options in Mexican public school buildings*. *Bulletin of Earthquake Engineering* volume 15, 3919–3942 .
- Jaimes, M., Gaytan, A., y Reinoso, E. (2015). Ground-Motion prediction model for intermediate-depth intraslab earthquakes at the hill and lake-bed zones of Mexico City. *Journal of Earthquake Engineering*, 1260-1278.



- Jaimes, M., Reinoso, E., y Ordaz, M. (2006). Comparison of methods to predict response spectra at instrumented sites given the magnitude and distance of an earthquake. *Journal of earthquake engineering*, 887-902.
- Lignos, D. y Krawinkler H. . (2013). Development and utilization of structural component databases for performance-based earthquake engineering. *ASCE*, 139(8): 1382-1394.
- Mander, J. P. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *ASCE*, No. 22686.
- Martinez, H. (2016). *Análisis costo-beneficio de escuelas realizadas en el valle de México con base en su vulnerabilidad sísmica*. Facultad de Ingeniería, UNAM. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Medoza, C. A. (2013). *Propiedades mecánicas de barras de refuerzo grados 42,52 y 56*. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Meli, R. (1985). *Diseño estructural*. México: Limusa.
- Miranda, E. (1993). Evaluation of Site Dependent Inelastic Seismic Design Spectra. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, Vol. 119, No. 5, pp. 1319-1338.
- Miranda, E. (1995). *Conceptos básicos sobre interacción dinámica sueloestructura*. México, DF.: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Miranda, E. (1999). Approximate seismic lateral deformation demands on multistory buildings. *Journal of Structural Engineering*, Vol 125 No 4, 417-425.
- Mostaghel, N. (1999). Analytical description of pinching, degrading hysteretic. *J. Eng. Mech*, 216-224.
- Niño, M. (2018). *Definición de demandas sísmicas para el diseño basado en riesgo y resiliencia*. México.
- NIST. (2010). *Nonlinear structural analysis for seismic design*. Gaithersburg: Seismic Design Technical Brief No. 4, produced by the NEHRP Consultants Joint Venture,.
- Ordaz, M. (2002). *Estado actual y futuro de la normatividad*. Morelos: Memorias VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica,.
- Ordaz, M. (2017). Normas de diseño por sismo en México DF. *Alternatives*, 106-115.
- O'Reilly, J., Perrone, D., Fox, M., Monteiro, R. y Filiatrault, A. (2018). *Seismic assessment and loss estimation of existing school buildings in Italy*. *Engineering Structures* 168:142-62.
- Otani, S. (1981). Hysteresis models of reinforced concrete for earthquake. *J. Faculty of Engineering, Univ. of Tokyo*, 407-441.
- Park, R. y Paulay, T. (1988). *Estructuras de concreto reforzado*. México: Limusa.
- Reinoso, E. y Ortiz, D. (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* No. 104, 1-31 .
- Saaed, T., Nikolakopoulos, G., Jonasson, J. y Hedlund, H. (2015). A state-of-the-art review of structural. *Journal of Vibration and Control*, Vol 21(5) 919-937.
- Singh, S. K., Astiz, L. y Havskov, J. (1981). Seismic gaps and recurrence period of large earthquake along the Mexican subduction zone: a reexamination. *Bull. Seism. Soc. Am*, 71, 827_843.



- Sivaselvan, M. y Reinhorn, A. (2000). Hysteretic models for deteriorating inelastic structures. *Journal of engineering mechanics*, 126 (6), 633-640.
- Song, J. y Pincheira, J. (2000). Spectral displacement demands of stiffness. *Earthquake Spectra*, 16:817–851.
- SSN, S. S. (2017). *Sismo del día 19 de Septiembre de 2017, Puebla-Morelos (M 7.1)*. Grupo de trabajo del Servicio Sismológico Nacional, UNAM.
- Téran, A. (2002). *Diseño por desempeño: antecedentes, conceptos generales y perspectivas*. Morelos: Memorias VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica.
- Torroja, E. (2010). *Razón y ser de los tipos estructurales*. Madrid: Consejo Superior de Investigaciones Científicas.
- Uang, C. y Bertero, V. . (1990). Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 19(1), 77–90.
- Vamvatsikos, D. y Allin Cornell. (2001). Incremental dynamic analysis. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 31:491–514.
- Vieth, T. y Rhodes, K. (2006). The effect of crowding on access and quality in an academic ED. *American Journal of Emergency Medicine*,, pp. 787.
- Zhao, J. X., Zhang, J., Asano, A., Ohno, Y., Oouchi, T., Takahashi, T., Ogawa, H., Irikura, K., Thio, H. K., Somerville, P. G., Fukushima, Y. y Fukushima, Y. (2006). Attenuation relations of strong ground motion in Japan using site classification based on predominant period. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(3), 898–913.

