



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD E INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO DE UNA
ESTRUCTURA PREVIA A SER DAÑADA POR EL SISMO
DEL 19 DE SEPTIEMBRE DEL 2017**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

ING. KARLA PATRICIA SERVÍN OLIVERA

DIRECTOR DE TESINA: **DR. MAURO POMPEYO NIÑO LÁZARO**

MÉXICO, CIUDAD DE MÉXICO

FEBRERO 2022

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro por su paciencia y valiosas enseñanzas, que hicieron posible este trabajo.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería por brindarme la oportunidad de realizar mis estudios.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el apoyo económico recibido durante la especialidad.

CONTENIDO

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.2 Objetivos	1
1.2.1 Objetivo general.....	1
1.2.2 Objetivos particulares	1
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO.....	2
2.1 Definición del riesgo sísmico.....	2
2.1.1 Definición del daño.....	3
2.1.2 Definición de la pérdida esperada	4
2.2 Peligro sísmico.....	5
2.2.1 Peligro sísmico en la Ciudad de México	6
2.3 Exposición.....	6
2.4 Costo.....	7
2.5 Vulnerabilidad.....	7
CAPÍTULO 3. CASO DE ESTUDIO	9
3.1 Sitio y descripción de la estructura	9
3.1.1 Descripción del sitio.....	9
3.1.2 Descripción de la estructura	9
3.2 Diseño estructural	11
3.2.1 Consideraciones de diseño.....	11
3.2.2 Dimensionamiento y acero de refuerzo.....	12
CAPÍTULO 4. EVALUACIÓN SÍSMICA.....	17
4.1 Evaluación de la respuesta estructural.....	19
CAPÍTULO 5. CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA	23
5.1 Análisis de daño	23

5.2	Correlación entre daño y pérdida	23
5.3	Vulnerabilidad estructural	24
5.4	Dispersión de la pérdida	25
CAPÍTULO 6. EVALUACIÓN DEL RIESGO		26
6.1	Definición de la amenaza sísmica	26
6.3	Pérdida anual esperada	26
6.4	Pérdida máxima probable	27
6.5	Pérdida esperada asociada a eventos específicos.....	28
CONCLUSIONES.....		31
REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA		34

Índice de figuras

Figura 1. Planta tipo de la estructura original.....	9
Figura 2. Elevación tipo de la estructura original: a) cuerpos A y D, b) cuerpos B y C.....	10
Figura 3. Corte longitudinal de la estructura original.....	10
Figura 4. Espectros de diseño.....	12
Figura 5. Daños de la estructura: a) planta baja, b) columna perimetral y c) columna central	13
Figura 6. Daños de muros: a) escaleras de cuerpos C y D, b) escaleras de cuerpos A y B y c) pasillo principal	13
Figura 7. Planta primer nivel de la estructura reforzada.....	14
Figura 8. Elevación de la estructura reforzada: a) Eje 2, b) Eje 16	15
Figura 9. Modelo de la estructura en ETABS (CSI, 2018): a) original b) rehabilitada.....	17
Figura 10. Curvas de capacidad de la estructura original: a) dirección X, b) dirección Y.....	21
Figura 11. Curvas de capacidad de la estructura reforzada: a) dirección X, b) dirección Y.....	22
Figura 12. Comparación de curvas de capacidad: a) dirección X, b) dirección Y	22
Figura 13. Daño esperado: a) estructura original, b) estructura reforzada.....	24
Figura 14. Curvas de vulnerabilidad	24
Figura 15. Curvas de vulnerabilidad y su desviación estándar: a) estructura original, b) estructura reforzada	25
Figura 16. Curvas PML de la estructura original: a) tasa de excedencia, b) periodo de retorno	28
Figura 17. Curvas PML de la estructura original: a) tasa de excedencia, b) periodo de retorno	28

Índice de tablas

Tabla 1. Dimensiones y armado de columnas de la estructura original	12
Tabla 2. Dimensiones y armado de columnas de la estructura reforzada.....	15
Tabla 3. Dimensiones y armado de vigas de la estructura reforzada.....	16
Tabla 4. Masa sísmica por nivel	18
Tabla 5. Periodos y masas participativas.....	18
Tabla 6. Resultados del análisis de momento-rotación en columnas	20
Tabla 7. Resultados del análisis de momento-rotación en trabes	20
Tabla 8. Parámetros empleados en el modelo de Flores y Alcocer (1995).....	20
Tabla 9. Pérdida anual esperada	27
Tabla 10. PML asociada a un periodo de retorno de 250 años y de 475 años	27
Tabla 11. Pérdidas de la estructura original asociada a eventos específicos	30
Tabla 12. Pérdidas de la estructura reforzada asociada a eventos específicos.....	30

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

El diseño y construcción de estructuras en zonas sísmicas, como lo es la Ciudad de México, siempre ha representado un reto que se visibiliza cuando ocurre un sismo que provoca pérdidas tanto materiales como de vidas humanas. Al igual que con otros sismos, el del 19 de septiembre del 2017 dejó en evidencia las deficiencias de las construcciones, provocando que algunas de ellas se dañaran en diferente medida e incluso colapsaran. Sin embargo, el daño estructural no es una consecuencia única de un mal diseño o construcción; los códigos y normas de diseño con los que se hacen las construcciones permiten cierto nivel de daño siempre que se garantice la seguridad de quienes las ocupan.

Actualmente, debido a las demandas de la infraestructura, no es suficiente prevenir únicamente las pérdidas de vidas humanas, también es necesario considerar las implicaciones económicas y sociales que los daños debidos a sismo representan. De manera que la evaluación del riesgo sísmico es una cuestión fundamental para estimar las consecuencias de un sismo y su conocimiento es determinante para definir estrategias de gestión adecuadas.

La evaluación del riesgo sísmico permite calcular el daño de una estructura en términos monetarios y se puede usar como herramienta para establecer planes de emergencia, medidas de prevención y de mitigación.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Determinar el riesgo sísmico físico de un edificio previo a ser dañado por el sismo del 19 de septiembre del 2017 y después de su rehabilitación sísmica; de modo que se estime el costo de los daños esperados ante las acciones sísmicas que puedan ocurrir.

1.2.2 Objetivos particulares

- Evaluar el comportamiento de un edificio previo a ser dañado por el sismo del 19 de septiembre del 2017.
- Evaluar el comportamiento del edificio, tras el reforzamiento.
- Definir la vulnerabilidad sísmica de ambos casos, a través de análisis estáticos no lineales.
- Determinar la pérdida anual esperada y la pérdida máxima probable, PML, así como la pérdida esperada asociada a eventos sísmicos como el del 19 de septiembre de 1985 y del 19 de septiembre 2017, para ambos casos del sistema estructural.
- Determinar la pérdida asociada a eventos que puedan ser relevantes para las estructuras.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1 Definición del riesgo sísmico

El término riesgo ha sido definido de diferentes maneras y con diferentes propósitos a lo largo de la historia. Aunque en algunas ocasiones se utiliza como sinónimo de probabilidad, por lo general se utiliza para referirse a los efectos adversos que un evento puede causar. Desde la perspectiva de desastres naturales, su significado puede ser aún más amplio pues se le asocia con la probabilidad de que un evento ocurra, con las consecuencias inmediatas de la ocurrencia del evento y con sus implicaciones sociales, económicas y ambientales.

En 1979, expertos de la Oficina del Coordinador de las Naciones Unidas para el Socorro en Caso de Desastre (UNDRO por sus siglas en inglés) propusieron unificar la definición de la palabra y asociarla con la interacción de tres elementos: peligro, vulnerabilidad y valor (elementos expuestos). Esta es la definición más aceptada y usada en los análisis de riesgo y se expresa en términos de la pérdida esperada.

Aunque es común que en un estudio de riesgo solo se consideren las pérdidas físicas, recientemente se ha desarrollado un enfoque holístico, en el que también se consideran las condiciones relacionadas con la vulnerabilidad social, con la falta de resiliencia y con efectos indirectos. Desde esta perspectiva, el riesgo se define como las posibles consecuencias económicas, sociales y ambientales provocadas por desastres naturales, que pueden ocurrir en un período específico de tiempo (Carreño *et al.*, 2006).

Existe gran variedad de técnicas para la evaluación del riesgo sísmico que pueden ser aplicadas tanto a estructuras individuales, como a regiones completas; en general el proceso incluye las siguientes etapas:

- Evaluación de la amenaza sísmica
- Identificación de la exposición
- Definición de la vulnerabilidad
- Evaluación de las pérdidas

Dada la naturaleza del riesgo, no es posible eliminarlo por completo, pero si reducirlo. Desde la perspectiva de la ingeniería sísmica, reducir el riesgo implica reducir la vulnerabilidad de las edificaciones; es decir, diseñar y construir estructuras más seguras, que sean económicamente viables. Convencionalmente, las prácticas de diseño consideran un nivel mínimo de protección, asociado a la seguridad de vida; sin embargo, paulatinamente, normas y códigos como, FEMA-356 (ASCE, 2000) y ATC-40 (ATC, 1996), han incorporado el diseño por desempeño como filosofía de diseño. Este último, implica el diseño, evaluación, construcción y mantenimiento de estructuras, con el fin de que su desempeño, bajo cargas comunes y extremas, responda a las diversas necesidades y objetivos de los propietarios, usuarios y sociedad (Krawinkler y Miranda, 2004).

Finalmente, la gestión del riesgo debe ser parte del proceso integral de desarrollo y planificación de una región; ésta se debe enfocar en la reducción del riesgo a través de diferentes estrategias y acciones, como la identificación de riesgos, la generación de capacidades de preparación, respuesta y auxilio, la elaboración de planes de emergencia y medidas de mitigación, y la creación de programas de reconstrucción y rehabilitación.

2.1.1 Definición del daño

Toda estructura está expuesta a sufrir acciones debidas a eventos naturales (viento, sismos, inundaciones, erupciones volcánicas, deslizamientos), que pueden deteriorar los elementos que la conforman; a ese deterioro se le conoce como daño y se puede referir al daño estructural o al no estructural.

El daño estructural se refiere al deterioro de las propiedades mecánicas de cualquiera de los elementos que resisten las acciones gravitacionales y accidentales como, columnas, travesaños, muros, etc. Por otro lado, el daño no estructural está asociado a los elementos y contenidos arquitectónicos, así como a las instalaciones eléctricas, sanitarias y mecánicas. Aunque no representa ningún peligro para la capacidad estructural, puede ocasionar daños a las personas que se encuentren en la estructura. Además, determina la posibilidad de retomar las funciones y servicios de la estructura y, principalmente, es una inversión económica para regresarle al sistema sus condiciones de funcionalidad.

Existen diversos parámetros e indicadores para estimar el daño, entre ellos destacan los índices de daño local o global. Los índices de daño global se pueden obtener como un promedio ponderado de los índices de daño locales o a partir de la modelación representativa del sistema estructural y posterior simulación de la estructura sometida a cargas verticales y horizontales.

De acuerdo con Catbas y Aktan (2002), entre otras características, un índice de daño:

- Debe tener mínimos requisitos experimentales y de post- procesamiento.
- Debe ser altamente sensible a la acumulación y ocurrencia de deterioro y no debe ser sensible a los cambios de las propiedades de las estructuras.
- Debe mantenerse válido durante el estado límite de servicio y el estado límite de daño.
- Debe permitir localizar y estimar la magnitud del daño, así como facilitar la identificación de los defectos y mecanismos que resultaron en daño.

Uno de los índices de daño más destacados es el que propusieron Park y Ang (1984) para estructuras de concreto reforzado sometidas a cargas cíclicas.

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (\text{Ec. 1})$$

donde δ_u es la deformación última bajo una carga monotónica, Q_y es el límite de fluencia, $\int dE$ es la energía histerética disipada y β una constante no negativa. Si los valores de D son mayores a 1, significa colapso o daño total.

Otra forma de caracterizar el daño es mediante los estados de daño, los cuales describen de forma cualitativa el nivel de deterioro de una estructura, la mayoría de las escalas se componen de cinco a siete grados de daño. El Instituto de Investigación de Ingeniería Sísmica de Oakland (EERI) propone seis estados de daño: ninguno, ligero, moderado, severo, total y colapso (EERI, 1996); la Escala Macrosísmica Europea (EMS) propone 5 estados: leve, moderado, sustancial a severo, muy severo y destrucción (Grünthal, 1998).

Generalmente, los índices de daño se calibran respecto a los estados de daño. Por ejemplo, Park

y Ang (1985) calibraron el índice que propusieron en 1984, respecto al daño observado en nueve estructuras de concreto reforzado tras los terremotos de San Fernando en 1971 y de Miyagi-ken-Oki en 1978. Clasificaron el daño estructural en cinco categorías y establecieron que un índice de daño menor a 0.4 se considera reparable, mayor a 0.4 se considera irreparable y mayor que 1, es colapso.

En la actualidad, existen múltiples propuestas para cuantificar el daño como, el índice propuesto por DiPasquale y Cakmak (1988), que relaciona el ablandamiento estructural con la intensidad del sismo de diseño; o como el de Bojórquez *et al.* (2010), que usa la capacidad de disipación de energía para caracterizar la respuesta de estructuras de acero.

2.1.2 Definición de la pérdida esperada

La pérdida esperada se define como el valor promedio de los daños en un lapso determinado de tiempo o para eventos específicos; es decir, la suma de probabilidades de que haya daños tras un evento sísmico. Hay diferentes formas de medir las pérdidas económicas, las cuales brindan a las partes interesadas, información sobre el desempeño sísmico, que puede convertirse en la base para una toma de decisiones más racional como parte de las estrategias de gestión de riesgos (Krawinkler y Miranda, 2004).

Una forma muy común de expresar la pérdida, es la pérdida anual esperada, PAE, o prima pura de riesgo, y se calcula con la siguiente expresión (Ordaz *et al.*, 1998):

$$PP = \int_0^{\infty} -\frac{dv(Sa)}{dSa} E(\beta | \gamma_i(Sa)) dSa \quad (\text{Ec. 2})$$

Además, de la PAE, la pérdida máxima probable (PML por sus siglas en inglés) es otra forma de expresar las pérdidas económicas. La PML estima las pérdidas máximas esperadas en un periodo de retorno dado. Generalmente, la PML se obtiene para un portafolio de estructuras y es usada por aseguradoras e instituciones crediticias para definir sus reservas y sus políticas de transferencia de riesgos (Krawinkler y Miranda, 2004).

Si la j -ésima fuente sísmica, provoca un sismo, la pérdida neta está dada por (Ordaz *et al.*, 1998):

$$P_{Nj} = \sum_i V_i E(\beta_{Nji}) \quad (\text{Ec. 3})$$

donde V_i es el valor de la i -ésima estructura, β_{Nji} es la pérdida neta en la estructura i , dada la ocurrencia un sismo en la fuente j .

A partir de la PML, se puede calcular la tasa de excedencia de la pérdida, de la siguiente forma (Ordaz *et al.*, 1998):

$$\mu(P_N) = \sum_j \int_{M_o}^{M_u} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} \Pr(P_{Nj} > P_N | M) dM \quad (\text{Ec. 4})$$

donde M_o y M_u son la magnitud mínima y máxima que se puede generar en la fuente sísmica y $\lambda_i(M)$ es la tasa de excedencia de la fuente j .

2.2 Peligro sísmico

Es la probabilidad de ocurrencia de movimientos de terreno de diversas intensidades durante lapsos determinados (Esteva, 2018), generalmente se expresa en términos de la probabilidad anual de excedencia de movimientos de terreno con intensidades mayores a un valor dado.

El elemento más importante para realizar un análisis de peligro sísmico es un catálogo de la región de estudio que contenga la ubicación, tiempo de ocurrencia y magnitud de los sismos que han ocurrido en dicha región (McGuire, 1993). Asimismo, es fundamental que la información que contenga el catálogo sea tan homogénea y completa como sea posible.

Dadas las características que el catálogo debe cumplir y los periodos de tiempo que debe de cubrir, la información histórica no es suficiente para determinar el peligro sísmico directamente y se recurren a procesos probabilísticos para calcular los parámetros que caracterizan a los sismos y la intensidad en el sitio de interés.

La evaluación probabilista del peligro sísmico (Esteva, 1967; Cornell, 1968) incorpora los modelos que describen sismicidad de las fuentes potencialmente dañinas y los modelos de atenuación de las ondas sísmicas en función de la distancia y la magnitud para calcular la probabilidad de superar cierta intensidad en un sitio. El peligro sísmico está dado por (Esteva, 1967; Cornell, 1968):

$$v(y) = \sum_{i=1}^N \int_{M_o}^{M_u} \lambda_o p(M) \cdot \Pr(Y > y|M, R) dM \quad (\text{Ec. 5})$$

donde N es el número de fuentes sísmicas, M_o y M_u son la magnitud mínima y máxima que se puede generar en la fuente sísmica; λ_o es la tasa de excedencia de magnitud $M = M_o$, $p(M)$ es la función de densidad de probabilidad de la magnitud, $\Pr(Y > y|M, R)$ es la probabilidad condicional de que a intensidad exceda el valor de y en el sitio, dado que sucedió un sismo de magnitud M a la distancia R .

El análisis de la sismicidad busca determinar los parámetros de las distribuciones de probabilidad que describen la ocurrencia de temblores en una región dada (Zúñiga *et al.*, 1997). Los tres parámetros más relevantes son las magnitudes de los sismos, tiempo de ocurrencia y localización de sus focos.

Es común, que los modelos de sismicidad consideren que la ocurrencia de los sismos corresponde al proceso de Poisson. Este proceso implica que los tiempos entre eventos están exponencialmente distribuidos y no cambian tras la ocurrencia de un evento o al aumentar el tiempo transcurrido sin que se presente un evento. Mientras que el proceso de Poisson puede ser especialmente valioso para la formulación de algunas decisiones relacionadas con el riesgo sísmico, particularmente aquellas que son sensibles solo a magnitudes de eventos que tienen períodos de retorno muy largos (Esteva, 1976); se ha demostrado que la ocurrencia de eventos con gran magnitud no se puede describir con una distribución exponencial. En estos casos se recurre al temblor característico, que describe la ocurrencia de sismos debidos a procesos de acumulación y liberación de energía. Esta condición se presenta en las costas mexicanas del Pacífico, donde el proceso generador de sismos se modela tanto con un proceso de Poisson, como con uno característico. Por ejemplo, Zúñiga *et al.* (1997) modelaron los eventos con $M < 7$ como un proceso de Poisson y los eventos con $M > 7$ como temblor característico.

Por otro lado, los modelos de atenuación de ondas sísmicas relacionan la intensidad que se genera en un sitio durante un sismo, con su distancia epicentral; tomando en cuenta factores como, magnitud, distancia focal, mecanismos de falla y las propiedades del suelo por el que se propagan las ondas. Generalmente, las leyes de atenuación o ecuaciones de predicción de movimiento (GMPE por sus siglas en inglés), se ajustan a partir de registros sísmicos utilizando de métodos de regresión; por ende, para definir las leyes, es importante contar con una base de datos lo más confiable y completa posible para caracterizar el comportamiento sísmico observado en los registros (Soberón *et al.*, 2005).

2.2.1 Peligro sísmico en la Ciudad de México

A lo largo de la historia, la Ciudad de México ha sufrido los efectos de incontables sismos de diferentes tipos e intensidades. Hay tres principales tipos de sismos que afectan a la ciudad: (1) sismos provocados por la subducción de las placas tectónicas Cocos y Rivera, (2) sismos producidos por mecanismos de falla normal y (3) sismos que se originan en la Faja Volcánica Transmexicana (FVTM).

Los sismos de subducción son los que se presentan con mayor frecuencia e intensidad y son los eventos que más han sido estudiados por el peligro que representan. Dos de los sismos más grandes que ha ocurrido en el país, pertenecen a este tipo, el de Jalisco en 1932 (Ms. 8.2) y el de Michoacán en 1985 (Ms. 8.1). Por otro lado, los sismos de falla normal no son tan frecuentes, pero pueden causar daños considerables, el ejemplo más reciente de este tipo de sismos es el que ocurrió el 19 de septiembre del 2017 en Puebla (Ms. 7.1). Por último, aunque la FVTM se considera de peligro sísmico bajo, se han presentado varios sismos con magnitud mayor a 6.

A pesar de que el peligro sísmico de la Ciudad de México está esencialmente controlado por los sismos de subducción, estudios recientes indican que es importante considerar los efectos que tienen los sismos de falla normal en la respuesta estructural. El tipo de falla y la propagación de ondas sísmicas que provocan los sismos de falla normal es diferente que los de subducción. Como consecuencia, los sismos de falla normal causan daños en estructuras con periodos estructurales $T < 1s$ en terreno firme y en zona de lago, con periodos alrededor del segundo modo fundamental del suelo (Jaimes y Reinoso, 2006).

Además de las fuentes sísmicas, las características del suelo son un aspecto crucial en la estimación del peligro sísmico de la Ciudad de México. Por un lado, está la zona de lomas, donde el suelo se compone principalmente de roca volcánica, y por el otro, está la zona de lago con suelos de origen lacustre, donde los efectos de amplificación dinámica son enormes.

2.3 Exposición

Se refiere a los elementos susceptibles a sufrir pérdidas considerados en el análisis como: edificaciones, obras civiles, servicios públicos, etc. En ocasiones, puede incluir factores ambientales y socioeconómicos como, población y actividades económicas. Existen algunos procesos como la urbanización, el crecimiento de la población, la densidad y las actividades económicas no reguladas que juegan un papel clave en la concentración de la exposición en zonas propensas a peligro (ISDR, 2007).

Por sí sola, la exposición no es suficiente para definir el riesgo sísmico (es posible estar expuesto, pero no ser vulnerable), pero explica porque el riesgo se concentra en ciertas regiones. Además, se ha visto que los patrones socioeconómicos que influyen en la concentración de la exposición también influyen en la vulnerabilidad de una región.

2.4 Costo

El costo o valor, es uno de los tres elementos principales involucrados en la estimación del riesgo sísmico. Los estudios probabilistas de riesgo sísmico toman en cuenta el costo inicial de la construcción y el costo esperado de daños en función de la intensidad, para expresar los daños en términos de las pérdidas económicas. Por consiguiente, es necesario determinar el costo de la estructura y asociar los daños a su costo de reparación. Los costos de reparación incluyen todas las actividades necesarias para reparar o reponer los elementos dañados, y dependiendo de la estructura y el objetivo del estudio de riesgo, pueden incluir los costos debidos a la interrupción del funcionamiento, que en ocasiones pueden ser mayores al costo de la estructura.

2.5 Vulnerabilidad

Es el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo, como resultado de la probable ocurrencia de un desastre natural (UNDRP, 1979). En su concepto más amplio, incluye factores físicos, sociales, económicos y ambientales, es decir, analiza la capacidad para soportar el impacto del desastre y para recuperarse del mismo. Puesto que evaluar la vulnerabilidad considerando todas sus dimensiones es un trabajo muy complejo, cuando se evalúa la vulnerabilidad como un factor del riesgo sísmico, generalmente se trata de la vulnerabilidad física.

La vulnerabilidad física está determinada por la capacidad de la estructura y las acciones a las que está sometida durante un sismo. Depende de factores como, el año de construcción, el sistema estructural, las características de instalaciones y equipos, la ocupación, entre otros. Los avances que se realizan en la investigación de estructuras sísmo-resistentes, han tenido gran impacto, principalmente, en los criterios y normas de diseño de estructuras nuevas. Sin embargo, para reducir las pérdidas en un área urbana, hay que mejorar el comportamiento de las estructuras existentes. Actualmente, existen diversas propuestas para reforzar sistemas estructurales existentes, con la finalidad de mejorar su comportamiento sísmico. Existen estudios que indican que el periodo fundamental, el índice de desplazamiento lateral y la relación de área de los elementos verticales en el nivel crítico, son criterios importantes y prácticos para evaluar el comportamiento de las estructuras (Thermou y Pantazopoulou, 2014).

La vulnerabilidad física no solo depende de la seguridad de la estructura, sino también de los elementos no estructurales (muros divisorios, plafones, instalaciones, equipos, etc.) que intervienen directamente en el funcionamiento de la estructura. A esto se le conoce como vulnerabilidad funcional y tiene especial relevancia en estructuras cuya operación es esencial durante emergencias, como hospitales, o cuya falla podría suponer un peligro significativo para la población, como reactores nucleares.

Existe un gran número de metodologías para evaluar la vulnerabilidad; cada una contempla diferentes aspectos como, el objetivo de estudio, la escala de análisis, la información disponible, las características de los elementos bajo estudio, los resultados esperados, entre otros. Aunque el objetivo de todas las metodologías es relacionar el daño que experimentaría una estructura o conjunto de estructuras, con la intensidad del movimiento sísmico, los resultados están condicionados a los indicadores que se utilicen para describir el daño y la intensidad.

Entre las metodologías más destacadas están las funciones de vulnerabilidad, las matrices de probabilidad de daño, los índices de daño, entre otros. A su vez, estos métodos se pueden dividir en dos categorías principales: empíricos o analíticos, los cuales se pueden usar en métodos híbridos (Calvi *et al.*, 2006). Los métodos empíricos fueron los primeros en emplearse y se basan en el daño observado después de la ocurrencia de sismos. Por el contrario, los analíticos simulan las características de las edificaciones y movimientos sísmicos para evaluar el daño.

Las funciones de vulnerabilidad son relaciones gráficas o matemáticas que expresan en forma continua la vulnerabilidad en función de algún parámetro que describa el nivel de severidad del sismo (Barbat y Pujades, 2004). Aunque originalmente las funciones se derivaban a partir de observaciones de daño, como las expresadas en términos del índice de vulnerabilidad, recientemente se han hecho propuestas que se derivan a partir de métodos de simulación numérica. El mayor inconveniente de las funciones analíticas es que el proceso consume mucho tiempo y es necesaria una gran capacidad computacional.

Las matrices de probabilidad de daño (MPD) están dadas para una tipología de edificaciones y estrategia de diseño en particular, y expresan la probabilidad de obtener un nivel de daño, dada una intensidad de movimiento sísmico (Whitman, 1973). Las MPD se pueden determinar a partir de dos formas: de la recolección de datos sobre los daños después de sismos o de la opinión de expertos. Su mayor desventaja es que para obtener las funciones de vulnerabilidad, se necesita la información de daños para una amplia gama de movimientos del suelo.

Los índices de vulnerabilidad proporcionan una calificación, para medir la vulnerabilidad de edificios de una misma tipología estructural en una zona sísmica. Uno de los métodos más conocidos es el propuesto por Benedetti y Petrini (1984), se basa en 11 parámetros para caracterizar la vulnerabilidad, cada uno se califica en una escala de A (óptimo) hasta D (desfavorable) y se ponderan según su importancia. Es posible relacionar este índice con otros indicadores, como el índice de daño global, para obtener las funciones de vulnerabilidad; sin embargo, existe de por medio una gran subjetividad al asignar un valor de la escala antes mencionada.

La elección del método que se va a utilizar para estimar la vulnerabilidad es quizá la decisión más importante en un estudio del riesgo sísmico; la información disponible y los costos de aplicación son los factores principales y limitantes para tomar la decisión. En consecuencia, se debe aplicar la metodología que mejor se adapte a los recursos disponibles y a los fines del estudio de riesgo sísmico.

CAPÍTULO 3. CASO DE ESTUDIO

3.1 Sitio y descripción de la estructura

3.1.1 Descripción del sitio

La estructura que se estudia en esta tesina está ubicada en la colonia Portales Norte en la alcaldía Benito Juárez de la Ciudad de México. De acuerdo con la clasificación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del 2017 (GCDMX, 2017), se localiza en límite entre la Zona Geotécnica III y la Zona Geotécnica II.

El subsuelo está formado principalmente por arenas y limos arenosos, intercalados con capas de arcilla lacustre; los depósitos firmes se encuentran a 20 metros de profundidad o menos y el nivel freático se encuentra a aproximadamente a 2.5 metros de profundidad.

3.1.2 Descripción de la estructura

Es un edificio habitacional de seis niveles construido en 1977; pertenece al Grupo B según la clasificación del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GCDMX, 2016). El sistema estructural original estaba conformado por columnas de concreto reforzado y un sistema de piso de losa plana. La cimentación es un cajón de 2.2 metros de profundidad, con contratrabes que generan celdas entre la losa fondo y la losa tapa. Como consecuencia del sismo del 2017, el edificio sufrió grandes daños y fue reforzado en el 2019.

3.1.1.1 Geometría

El inmueble mide 11.3 metros de ancho y 34.50 metros de largo. Está constituida por cuatro cuerpos, cada uno cuenta con planta baja, cuatro plantas de entrepiso, planta de cuartos de servicio y azotea. Las columnas están distribuidas en tres ejes en dirección transversal y nueve ejes en dirección longitudinal (Fig. 1, Fig. 2 y Fig. 3)

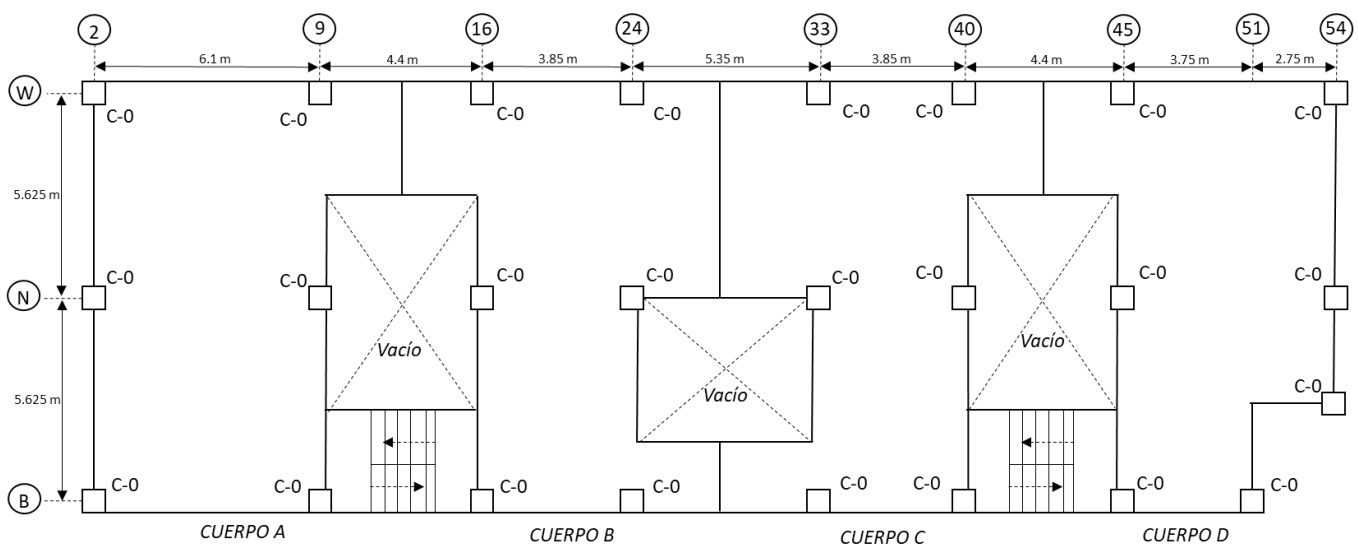


Figura 1. Planta tipo de la estructura original

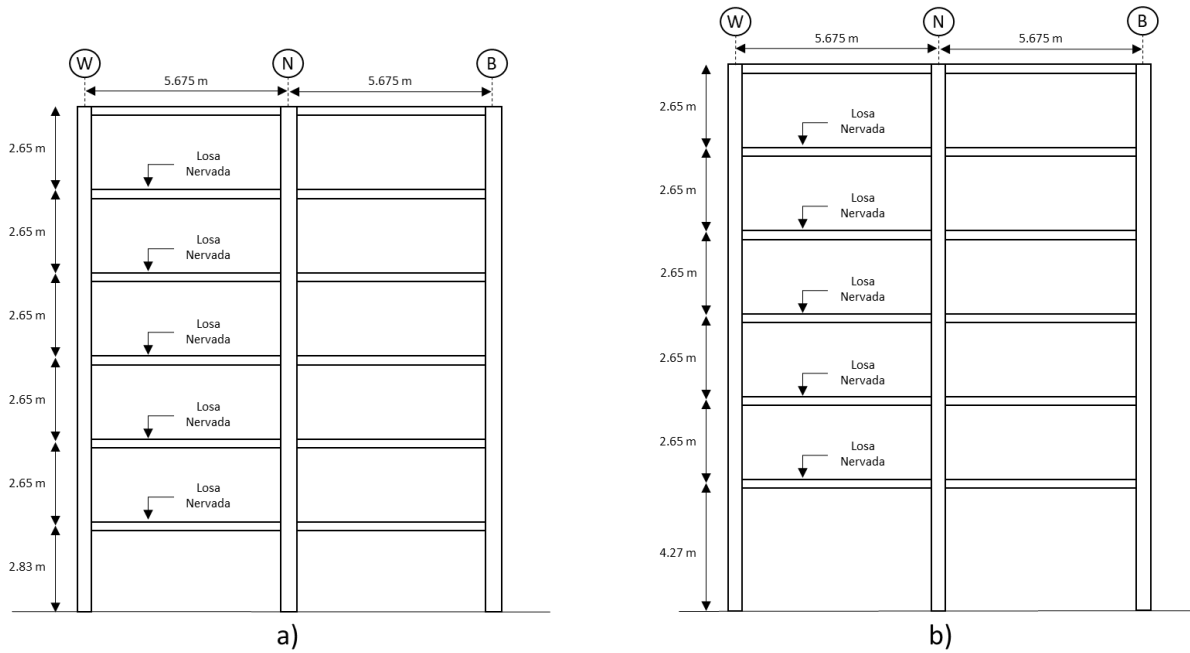


Figura 2. Elevación tipo de la estructura original: a) cuerpos A y D, b) cuerpos B y C

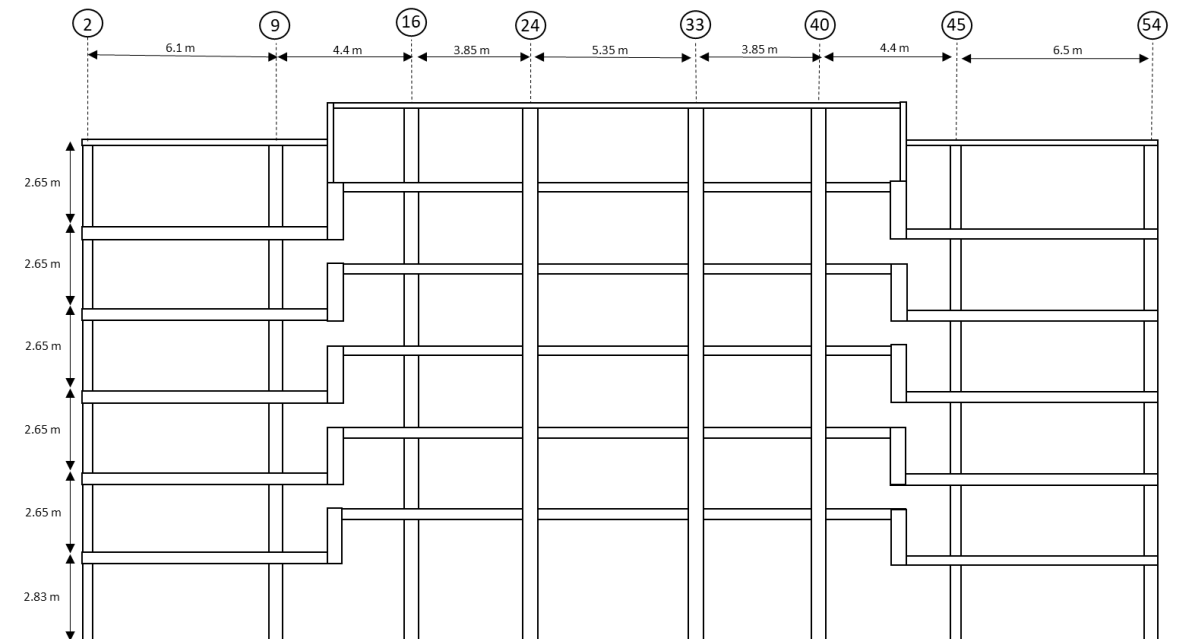


Figura 3. Corte longitudinal de la estructura original

3.1.1.2 Propiedades mecánicas de los materiales

Materiales de la estructura original:

- Concreto con $f'c=180 \text{ kg/m}^2$
- Acero de refuerzo con un límite de fluencia $f_y=4000 \text{ kg/m}^2$

Materiales de la estructura reforzada:

- Concreto con $f'c=300 \text{ kg/m}^2$
- Acero de refuerzo con un límite de fluencia $f_y=4200 \text{ kg/m}^2$
- Mampostería $f_m=15 \text{ kg/cm}^2$

3.2 Diseño estructural

3.2.1 Consideraciones de diseño

La estructura original se diseñó y construyó conforme al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976 y a sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (DDF, 1976).

El proyecto de refuerzo se hizo conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (GCDMX, 2017), a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto (GCDMX, 2017) y a las Normas para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017 (GCDMX, 2017).

Respecto el análisis sísmico, en ambos casos se utilizó un factor de comportamiento sísmico de 2. El espectro de diseño de la estructura rehabilitada se obtuvo de la versión del SASID anterior a las NTC para Diseño por sismo del 2017 (GCDMX, 2017), utilizando un factor de irregularidad de 0.8 y un factor de hiperestaticidad de 0.8.

En el caso de la estructura original, se utilizó la expresión especificada en el artículo 236 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976 (DDF, 1976):

$$a = \begin{cases} a_0 + (c - a_0) T/T_1, & T < T_1 \\ c, & T_1 < T < T_2 \\ c(T/T_1)^r, & T > T_2 \end{cases} \quad (\text{Ec. 6})$$

donde a_0 , T_1 , T_2 y r son valores que dependen de la zona geotécnica, c es el coeficiente sísmico obtenido de la tabla del artículo 234 del reglamento y T es el periodo natural de la estructura.

Para obtener las fuerzas sísmicas, es necesario dividir las aceleraciones espectrales obtenidas con la ecuación anterior entre el factor Q' que depende del factor de reducción por ductilidad.

$$Q' = \begin{cases} 1 + (T/T_1)(Q - 1), & T \leq T_1 \\ Q, & T > T_1 \end{cases} \quad (\text{Ec. 7})$$

donde Q es el factor de reducción por ductilidad, T_1 depende de la zona geotécnica y T es el periodo natural de la estructura.

En la Fig. 4 se muestran los espectros de diseño de ambos casos, el espectro de la estructura original ya está afectado por el factor Q' .

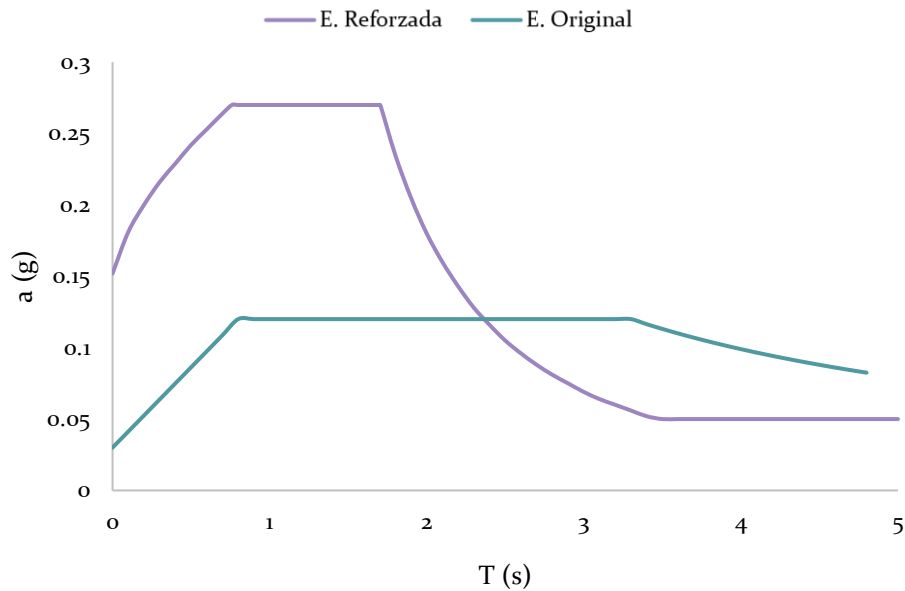


Figura 4. Espectros de diseño

3.2.2 Dimensionamiento y acero de refuerzo

Estructura original

El sistema estructural estaba formado a base de losas aligerada de 30 cm de peralte y columnas. Las columnas de todos los niveles tenían las mismas dimensiones y el mismo acero de refuerzo longitudinal y transversal (Tabla 1).

Tabla 1. Dimensiones y armado de columnas de la estructura original

Tipo	Dimensiones	Refuerzo	Esquema del armado
C-o	40 cm x 40 cm	8 var #12 As= 91.2 cm ² E#3 @25 cm	

Estructura reforzada

Tras el sismo del 19 de septiembre del 2017 la estructura sufrió daños considerables en elementos estructurales y no estructurales, principalmente en las columnas (Fig. 5) y muros (Fig. 6) de la planta baja y primer nivel.



Figura 5. Daños de la estructura: a) planta baja, b) columna perimetral y c) columna central

En el dictamen estructural de evaluación postsísmica se determinó que la estructura se consideraba en alto riesgo, que era necesario apuntalarla mientras se definían las medidas de mitigación de riesgo y que solo podría ser ocupada una vez que fuera rehabilitada con un proyecto avalado por un corresponsable de seguridad estructural.

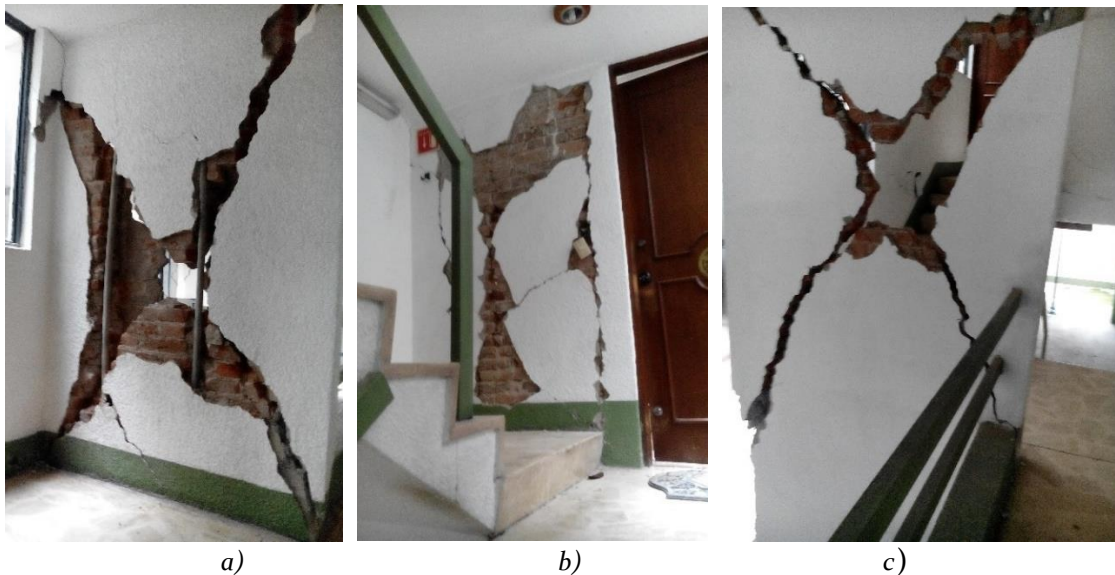


Figura 6. Daños de muros: a) escaleras de cuerpos C y D, b) escaleras de cuerpos A y B y c) pasillo principal

El 7 de noviembre del 2018 se autorizaron los recursos para rehabilitar el edificio a través del fideicomiso público para la reconstrucción y rehabilitación de viviendas de uso habitacional de la Ciudad de México. El costo total del proyecto de rehabilitación fue de 15,652,621.56 pesos e incluyó el proyecto estructural, la impermeabilización de los muros de colindancia y azotea, y la rehabilitación de los servicios de drenaje, agua potable y luz.

El proyecto de refuerzo estructural consistió en eliminar los cuartos de servicio y tanques elevados, que se encontraban en el último nivel. El sistema estructural se reforzó con marcos de concreto hasta el segundo nivel: las columnas de planta baja y primer nivel se encamisaron y se agregaron traveses en la dirección transversal de la estructura. Para el habilitado de las columnas, se retiró el recubrimiento de las secciones originales, dejando únicamente el núcleo y se aplicó adhesivo para juntas en frío. El acero de refuerzo de las columnas se ancló a la losa fondo del cajón de cimentación mediante resina epóxica.

Las traveses que se agregaron en el primer y segundo nivel se integraron a la estructura mediante el refuerzo que se les hizo a las columnas y el colado entre ambos fue monolítico. Adicionalmente, para unir las traveses con la losa, se demolió la franja de losa para integrar el armado de la losa con el armado de las traveses y se aplicó adhesivo para juntas en frío

Los muros de colindancia en dirección longitudinal se consideraron integrados a la estructura desde la cimentación hasta el segundo nivel y se añadieron muros interiores en dirección transversal para aportar rigidez a la estructura (Fig. 7 y Fig. 8). Los castillos y dalas de los muros interiores están unidos a las columnas y traveses o nervios de la losa respectivamente, mediante barrenos de varilla #5 a cada 40 centímetros.

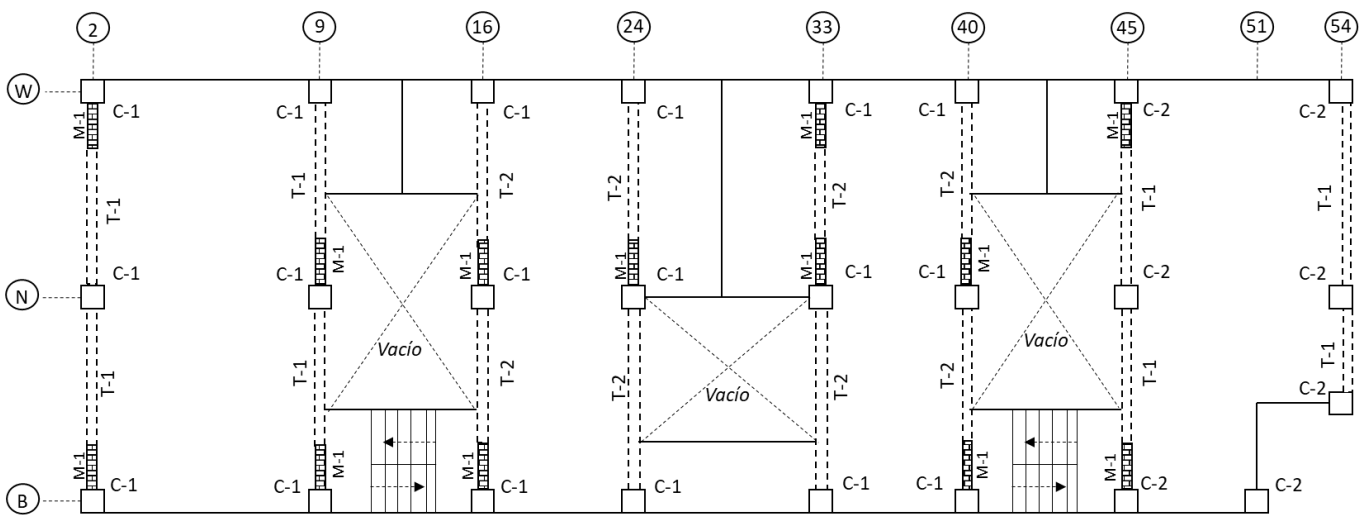


Figura 7. Planta primer nivel de la estructura reforzada

Todos los muros que se consideraron integrados a la estructura son de mampostería reforzada con malla electrosoldada de 6x6/8-8.

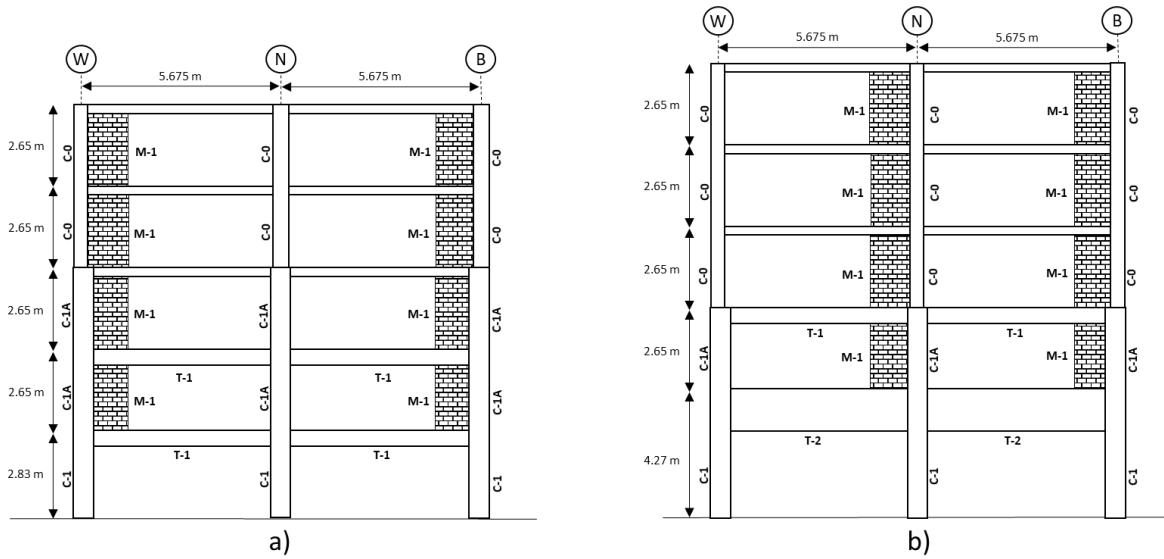


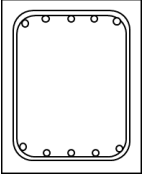
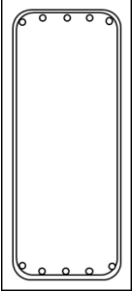
Figura 8. Elevación de la estructura reforzada: a) Eje 2, b) Eje 16

En las tablas 2 y 3 se muestran las características geométricas y de refuerzo de columnas y trabes.

Tabla 2. Dimensiones y armado de columnas de la estructura reforzada

Tipo	Dimensiones	Refuerzo	Esquema del armado
C-0	40 cm x 40 cm	8 var #12 As= 91.2 cm ² E#3 @25 cm	
C-1	65 cm x 60 cm	16 var #8 + 8 var #12 As= 172.32 cm ² E#3 @30 cm	
C-1A	60 cm x 60 cm	16 var #8 + 8 var #12 As= 172.32 cm ² E#3 @14 cm	
C-2	50 cm x 50 cm	8 var #8 + 8 var #12 As= 131.76 cm ² E#3 @15 cm	

Tabla 3. Dimensiones y armado de vigas de la estructura reforzada

Tipo	Dimensiones	Refuerzo	Esquema del armado
T-1	b=40 cm h=50 cm	<p><i>Lecho superior</i> 5 var #8 $As'=25.35 \text{ cm}^2$</p> <p><i>Lecho inferior</i> 5 var #6 $As=5 \text{ var } \#8 =14.25 \text{ cm}^2$</p> <p>E#3 @22 cm</p>	
T-2	b=30 cm h=100 cm	<p><i>Lecho superior</i> 5 var #8 $As'= 25.35 \text{ cm}^2$</p> <p><i>Lecho inferior</i> 3 var #8 + 2 var #6 $As= 20.91 \text{ cm}^2$</p> <p>E#4 @17 cm</p>	

CAPÍTULO 4. EVALUACIÓN SÍSMICA

La estructura se modeló en ETABS (CSI, 2018), tanto en su estado original, como reforzada (Fig. 9). En ambos casos, las columnas se modelaron como elementos tipo “frame” y las losas como elementos tipo “shell”. En el caso de la estructura rehabilitada, se incluyen las trabes, modeladas como elementos tipo “frame”. Los muros interiores y exteriores que se consideraron ligados a la estructura se idealizaron con el modelo de columna ancha, en el cual se considera un muro como una columna con todas sus propiedades y la longitud del muro está delimitada por vigas que son infinitamente rígidas. Entonces, en el modelo de análisis, las columnas que representan los muros se modelaron como elementos tipo “frame”, con vigas (tipo “frame”) infinitamente rígidas a cada lado, que representan la longitud del muro.

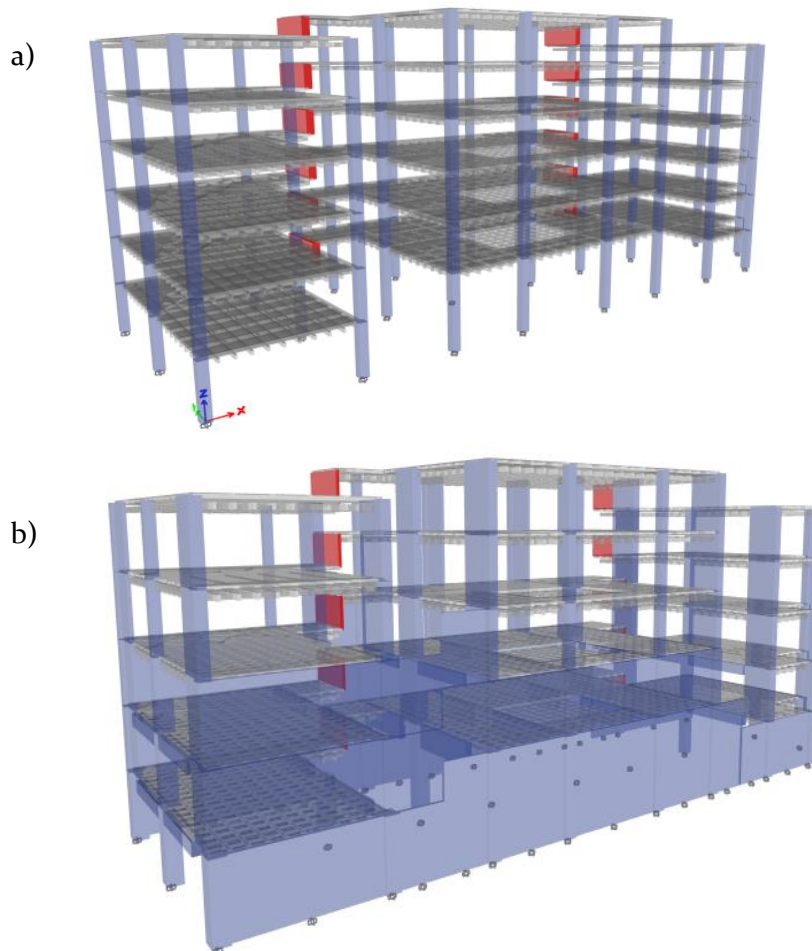


Figura 9. Modelo de la estructura en ETABS (CSI, 2018): a) original b) rehabilitada

La sobrecarga muerta y la carga viva se consideraron uniformemente distribuidas en el área de las losas. Las cargas de los tanques elevados de la estructura original se consideraron estáticas, tomando en cuenta el peso máximo de agua que podían contener. La masa sísmica se definió como la suma de la carga muerta y la carga viva instantánea que se establece en Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976 (DDF, 1976) y en las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del 2017 (GCDMX, 2017), según el caso.

Tabla 4. Masa sísmica por nivel

Nivel	Cuerpo	Masa (ton·s ² /m)	
		Estructura Original	Estructura Reforzada
6	A	6.300	-
6	B y C	13.918	-
6	D	6.140	-
5	A	7.224	6.326
5	B y C	13.544	11.815
5	D	7.046	6.123
4	A	7.224	7.579
4	B y C	13.544	14.194
4	D	7.046	7.312
3	A	7.224	7.928
3	B y C	13.544	14.309
3	D	7.046	7.312
2	A	7.224	9.006
2	B y C	13.544	16.187
2	D	7.046	7.887
1	A	7.245	9.047
1	B y C	13.925	18.794
1	D	7.068	8.602

En la Tabla 4 se muestran las masas sísmicas por nivel; se puede observar que, en la estructura original, no hay variación entre las masas de los distintos niveles de entresuelo; por otra parte, las masas de la estructura reforzada varían entre niveles, puesto que los elementos estructurales más robustos se encuentran en los primeros niveles.

Utilizando los modelos en ETABS (CSI, 2018), se realizaron los análisis modales para obtener los modos fundamentales de vibración y sus características. El periodo fundamental de la estructura original es de 2.173 s, con una participación de 79.9% en dirección Y; por otro lado, el periodo fundamental de la estructura rehabilitada es de 0.959 s, con una participación del 46.11% en dirección X (Tabla 5).

Tabla 5. Periodos y masas participativas

Modo	Estructura Original			Estructura Rehabilitada		
	T (s)	U _x	U _y	T (s)	U _x	U _y
1	2.173	0.00004	0.79100	0.94	0.46110	0.00320
2	2.097	0.79770	0.00060	0.854	0.06560	0.09590
3	1.945	0.01740	0.01630	0.711	0.02470	0.08280

A partir de los análisis modales, se pudo observar que la estructura original era muy flexible y que la estructura rehabilitada presenta problemas de torsión. El comportamiento de la estructura reforzada se debe principalmente a la forma en la que están distribuidos los elementos estructurales: las trabes con mayor peralte se encuentran únicamente en los cuerpos B y C, en el cuerpo D solo se consideran los muros de colindancia de la planta baja integrados a la estructura, mientras que, en los demás cuerpos, se consideran los de planta baja y primer nivel; además, las columnas del cuerpo D son las que tienen las menores dimensiones. Como consecuencia, cada cuerpo tiene un comportamiento diferente y el cuerpo D es el que presenta más problemas de torsión. Es probable que quienes hicieron la propuesta, revisaron y aprobaron, solo consideraron las participaciones modales para analizar el comportamiento de la estructura ante acciones sísmicas y no analizaron con más profundidad las implicaciones que tendría la disposición y tamaño de los elementos estructurales en el comportamiento global.

4.1 Evaluación de la respuesta estructural

Para evaluar el comportamiento no lineal de la estructura, ante cargas sísmicas, se utilizaron análisis estáticos no lineales (Pushover). Éstos son una herramienta práctica y sencilla para caracterizar una estructura ante cargas laterales; el procedimiento consiste en someter a la estructura a una serie de fuerzas o desplazamientos incrementales hasta un límite definido o hasta el colapso y a partir de esta simulación se obtiene la curva de capacidad de la estructura.

En este tipo de análisis es necesario definir la respuesta no lineal de los elementos estructurales a través de las curvas momento-rotación de columnas y trabes, y de la resistencia a fuerza cortante y desplazamiento de los muros. A partir de las características no lineales de los elementos, se pueden determinar los parámetros que definen el comportamiento histerético de los elementos estructurales.

Para el cálculo de los diagramas de momento-rotación, se utilizó el modelo de Hognestad *et al.* (1955) para el concreto y el modelo elastoplástico perfecto para el acero; la longitud de articulación plástica se obtuvo mediante la expresión propuesta por Paulay y Priestley (1992), que utiliza como parámetros principales el diámetro de las varillas longitudinales y la longitud del elemento estructural.

La expresión que representa el modelo de Hognestad *et al.* (1955), es la siguiente:

$$f_c = \begin{cases} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] f'_c, & \varepsilon_c < \varepsilon_0 \\ f'_c + \frac{f''_c - f'_c}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_0} (\varepsilon_c - \varepsilon_0), & \varepsilon_0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \end{cases} \quad (\text{Ec. 8})$$

donde f_c es el esfuerzo en el concreto a compresión, f'_c es el esfuerzo máximo en el concreto, ε_c es la deformación unitaria del concreto, ε_0 es la deformación unitaria asociada al esfuerzo f'_c y ε_{cu} es la deformación unitaria máxima útil del concreto.

La Tabla 6 muestra los resultados del análisis de las columnas y se puede observar que en para las secciones C-0, C-1 y C-2, se presentan tres y dos resultados respectivamente. Aunque los momentos de fluencia y últimos son los mismos, al cambiar la longitud de la columna, cambia la longitud de rotación plástica y por consiguiente la rotación. Los ejes X y, de las columnas coinciden con los ejes de la estructura. La Tabla 7 muestra los resultados de las trabes.

Tabla 6. Resultados del análisis de momento-rotación en columnas

Sección	L (m)	Dirección	M_y (ton·m)	θ_y (rad)	M_u (ton·m)	θ_u (rad)
C-0	2.65	X, Y	54.4885	0.0052	55.1876	0.0163
C-0	2.83	X, Y	54.4885	0.0058	55.1876	0.0167
C-0	4.27	X, Y	54.4885	0.0071	55.1876	0.0203
C-1	2.83	Y	158.2045	0.0026	167.8018	0.0064
C-1	2.83	X	138.4552	0.0029	145.6481	0.0076
C-1	4.27	Y	158.2045	0.0033	167.8018	0.0081
C-1	4.27	X	138.3847	0.0034	145.6481	0.0089
C-1A	2.65	X, Y	133.5645	0.0030	142.1005	0.0084
C-2	2.83	X, Y	85.4763	0.0035	91.3235	0.0084
C-2	2.65	X, Y	85.1493	0.0035	91.3235	0.0084

L - longitud del elemento estructural

M_y - momento de fluencia

θ_y - rotación de fluencia

M_u - momento último

θ_u - rotación última

Tabla 7. Resultados del análisis de momento-rotación en trabes

Sección	Signo	M_y (ton·m)	θ_y (rad)	M_u (ton·m)	θ_u (rad)
T-1	Positivo	24.8348	0.0044	25.2081	0.0340
T-1	Negativo	43.2462	0.0051	43.6486	0.0223
T-2	Positivo	78.4699	0.0018	79.9665	0.0268
T-2	Negativo	94.3163	0.0019	96.5652	0.0220

En el caso de los muros, se utilizó el modelo de Flores y Alcocer (1995) para mampostería confinada con refuerzo horizontal (Tabla 8).

Tabla 8. Parámetros empleados en el modelo de Flores y Alcocer (1995).

	V	DI
Agrietado	V_{RDF}	V_{RDF}/K_0H
Máximo	$1.5 V_{agr}$	0.006
Último	$1.1 V_{agr}$	0.01

donde DI es la distorsión del muro, V_{RDF} es el cortante que se obtiene utilizando la expresión de las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (GCDMX, 2017), V_{agr} es el cortante agrietado y es igual a V_{RDF} , K_0 es la rigidez elástica y H es la altura de entrepiso.

Los análisis Pushover se hicieron en ETABS (CSI, 2018), considerando articulaciones plásticas concentradas en los extremos de las trabes y columnas, y a la mitad de la longitud de los muros.

Los resultados permitieron obtener las curvas de capacidad de la estructura original y de la reforzada en ambas direcciones; estas curvas representan la capacidad de la estructura para resistir cargas laterales y se obtienen graficando el cortante en la base contra el desplazamiento del último nivel.

Las curvas de capacidad se pueden idealizar como curvas bilineales definidas por dos puntos de control: capacidad de fluencia y capacidad última. El punto de fluencia representa el desplazamiento en el que la respuesta del edificio empieza a ser fundamentalmente no lineal y el punto de capacidad última representa el desplazamiento en el que el sistema estructural global ha alcanzado el mecanismo de colapso (Moreno *et al.*, 2007)

En la Figura 10 se muestran las curvas de capacidad de la estructura original. En dirección X, el comportamiento lineal de la estructura permaneció hasta $V= 297.34$ ton y $d_x= 0.249$ m, y el punto de capacidad última se presentó en $V= 354.53$ ton y $d_x= 0.306$ m. En dirección Y, el punto de fluencia se presentó en $V= 311.45$ ton y $d_y= 0.287$ m, y el punto de capacidad última en $V= 372.54$ ton y $d_y= 0.356$ m. La ductilidad es de 1.23 y 1.24, respectivamente.

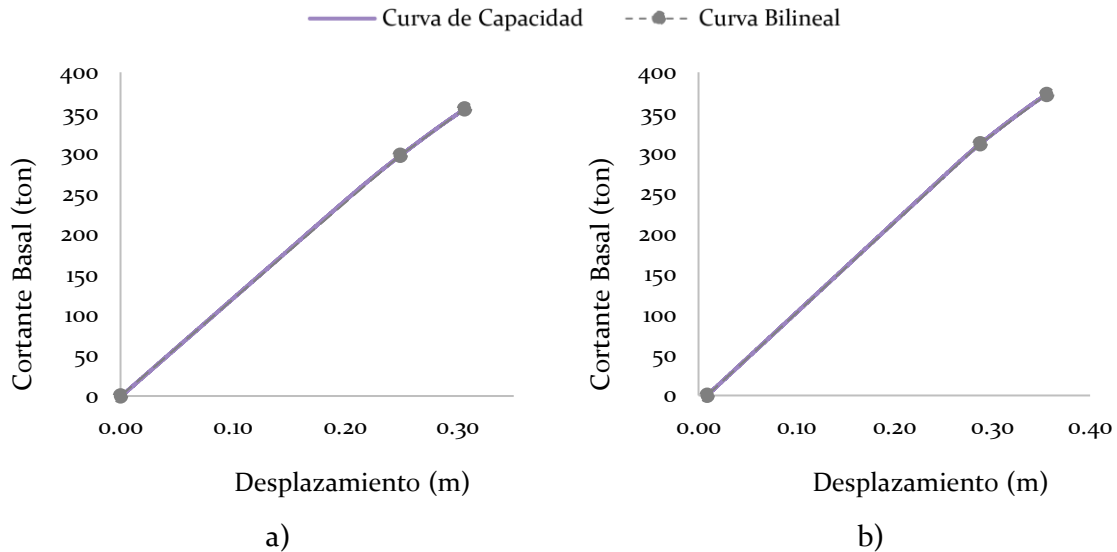


Figura 10. Curvas de capacidad de la estructura original: a) dirección X, b) dirección Y

Por otra parte, la Figura 11 muestra las curvas de capacidad de la estructura reforzada. En dirección X, el comportamiento lineal de la estructura permaneció hasta $V= 989.12$ ton y $d_x= 0.178$ m, y el punto de capacidad última se presentó en $V= 1250.74$ ton y $d_x= 0.241$ m. En dirección Y, el punto de fluencia se presentó en $V= 645.35$ ton y $d_y= 0.055$ m, y el punto de capacidad última en $V= 765.88$ ton y $d_y= 0.069$ m. La ductilidad es de 1.35 y 1.24, respectivamente.

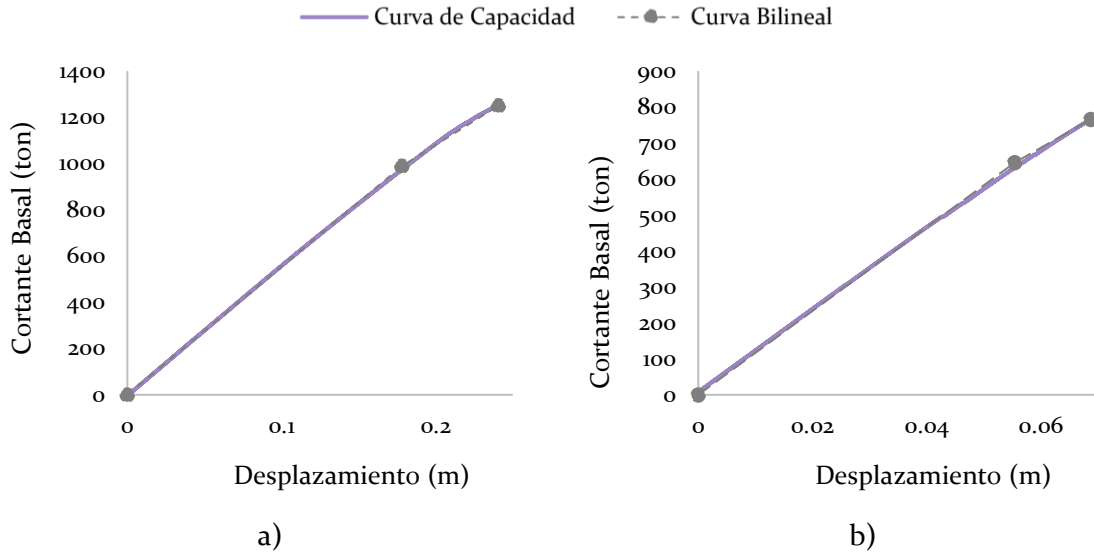


Figura 11. Curvas de capacidad de la estructura reforzada: a) dirección X, b) dirección Y

A partir de las curvas bilineales, se puede obtener la rigidez en el rango lineal. En dirección X, la rigidez de la estructura original es de 1194.02 ton/m y de 5556.85 ton/m para la reforzada; en dirección Y la rigidez de la estructura original es de 1085.19 ton/m y de 11733.63 para la reforzada; es decir, en dirección X, la rigidez aumentó 4.65 veces y en dirección Y aumentó 10.81 veces. Además, se puede observar que la variación de la rigidez original entre ambas direcciones es mínima, mientras que la rigidez en Y de la estructura reforzada es 2.11 veces la rigidez en X.

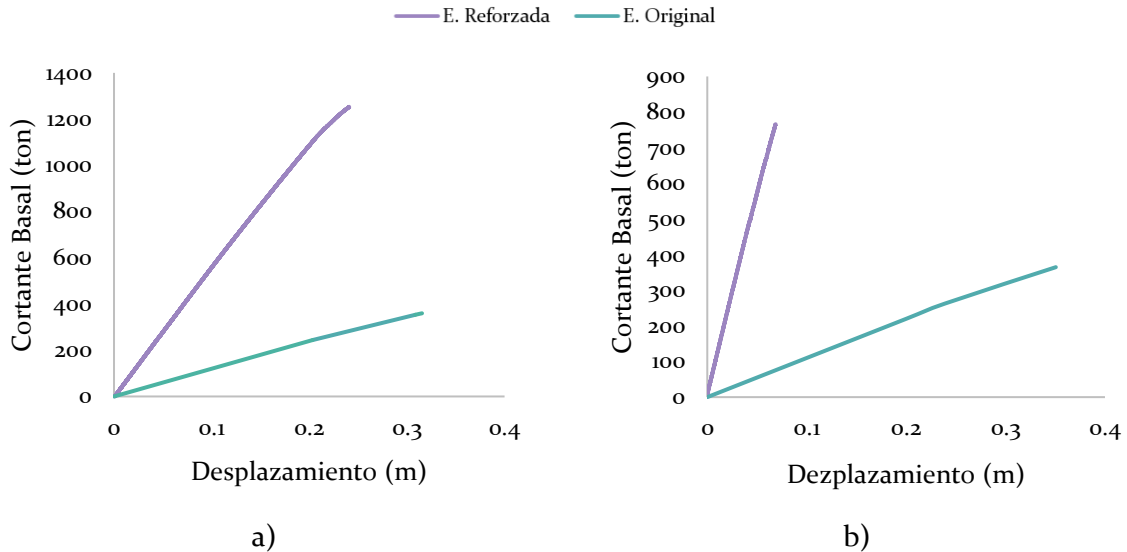


Figura 12. Comparación de curvas de capacidad: a) dirección X, b) dirección Y

Aunque el proyecto de refuerzo aumentó considerablemente la rigidez y la resistencia de la estructura (Fig. 12), la ductilidad global no incrementó y la falla de la estructura se sigue presentando de forma abrupta. Esto se le puede atribuir a que la falla o inestabilidad de la estructura, esté asociada a elementos que no desarrollan ductilidad como los muros de mampostería y/o a que las deformaciones críticas se concentran en unos cuantos elementos.

CAPÍTULO 5. CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA

Evaluar la vulnerabilidad sísmica de una estructura, es estimar el daño que sufriría ante una intensidad sísmica determinada, y se puede expresar en términos del valor económico de los costos de reparación o reposición de los elementos expuestos.

5.1 Análisis de daño

En la actualidad, hay una gran cantidad de propuestas para analizar el daño de una estructura; si bien, muchas de ellas logran cuantificar el daño de una forma muy precisa, su aplicación no se adapta a la práctica profesional.

Algunas propuestas utilizan parámetros que solo se pueden obtener a través de análisis dinámicos no lineales y a pesar de que cada vez es más fácil y accesible realizar este tipo de análisis, no siempre se cuenta con el equipo de cómputo necesario o no hay suficiente tiempo para completar todas las corridas. Para otras propuestas, es necesario utilizar sistemas de 1GDL que representen las características del modo fundamental de las estructuras analizadas, lo que también es un proceso muy largo.

Teniendo en cuenta que lo mejor es elegir métodos que se adapten a los recursos disponibles, en algunas ocasiones, es conveniente utilizar métodos simplificados cuyos resultados siguen siendo válidos y se aproximan a los resultados de los métodos más complejos. En estos casos, se pueden utilizar procesos que utilizan las distorsiones de entrepiso y la ductilidad como parámetros de desempeño para caracterizar del daño estructural. Un ejemplo es la propuesta de Ordaz *et al.* (1998) en la que el daño esperado se obtiene a partir de la distorsión máxima de entrepiso y a la vez, la distorsión máxima, para cierta demanda sísmica, se puede calcular a partir de un modelo simplificado que utiliza parámetros propuestos por Miranda (1997).

5.2 Correlación entre daño y pérdida

La pérdida física es el costo de reparación o reposición de los elementos que sufrieron daño ante un evento sísmico, de tal forma que un análisis de daño se puede transformar en un análisis de pérdidas.

La relación entre el daño y la pérdida es más compleja de lo que parece, sin embargo, por simplicidad se puede asumir que la pérdida es directamente proporcional al daño, es decir, que su comportamiento es lineal. Esto implica que la distribución de los costos de reparación es igual para todos los elementos estructurales y no estructurales, y no considera las variaciones en los costos entre los distintos elementos y estados de daño. En este sentido, las funciones de vulnerabilidad en términos de pérdidas económicas que se obtienen a partir de un análisis local de daño arrojan resultados más precisos que las que se obtienen a partir de multiplicar el daño por el costo de reposición de la estructura, ya que estas últimas tienden a sobreestimar las pérdidas.

Por otro lado, a menudo, por las características del análisis de la vulnerabilidad o del análisis de riesgo, se considera que la pérdida es igual al daño.

5.3 Vulnerabilidad estructural

Las curvas de vulnerabilidad se calcularon con la expresión propuesta por Ordaz *et al.* (1998):

$$E(\beta|\gamma_i) = 1 - \exp \left[\ln 0.5 \left(\frac{\gamma_i}{\gamma_0} \right)^\epsilon \right] \quad (\text{Ec. 9})$$

donde β es el daño esperado y $E(\cdot)$ es el valor esperado. Los parámetros γ_0 y γ_i se obtuvieron a partir del i -ésimo desplazamiento y a partir del desplazamiento asociado a la capacidad de fluencia de la curva bilineal de capacidad (Fig. 13), considerando un factor de daño inicial y un factor asociado al 50% de daño de la estructura.

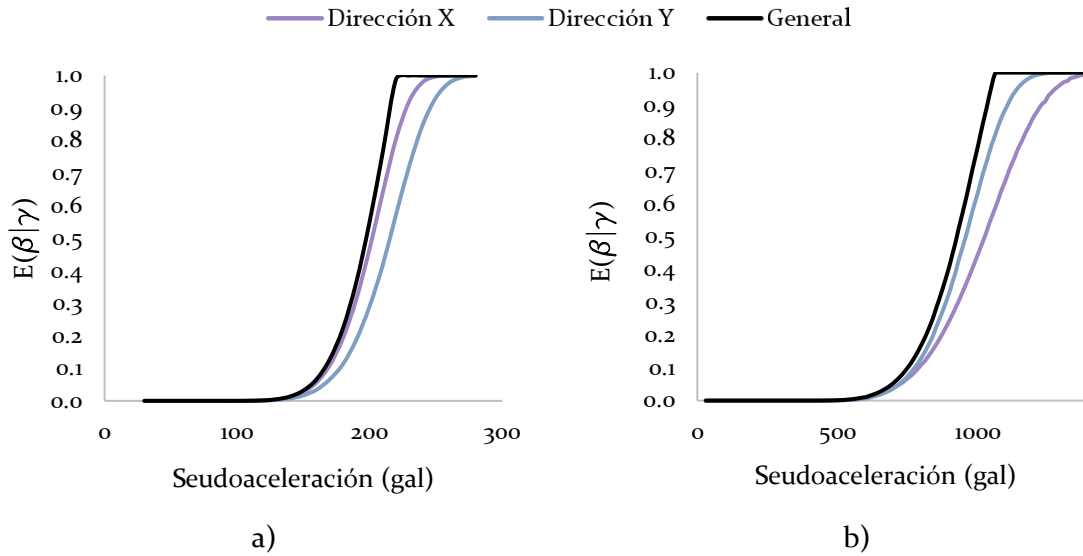


Figura 13. Daño esperado: a) estructura original, b) estructura reforzada

Para obtener una sola curva de vulnerabilidad a partir de las curvas de cada dirección ortogonal, se utilizó la regla SRSS de combinación (Fig. 14).

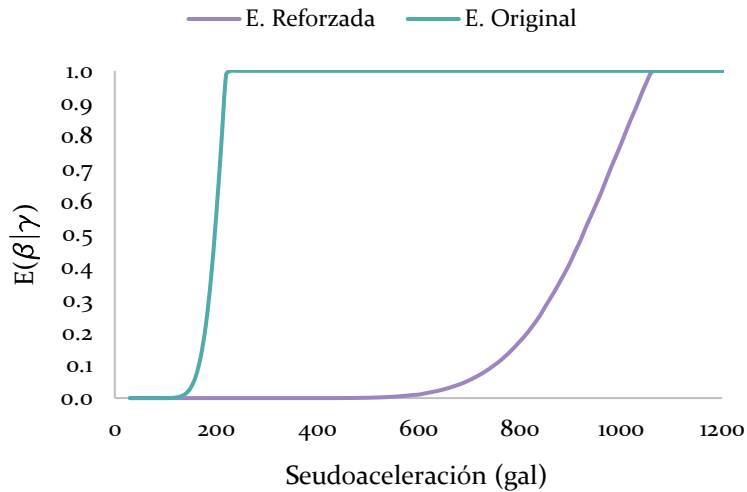


Figura 14. Curvas de vulnerabilidad

En la Figura 14 se pueden observar diferencias importantes entre las curvas de vulnerabilidad: el daño esperado para una misma intensidad sísmica es mayor en la estructura original, que el de la estructura reforzada, y la pendiente de la curva de la estructura original es mayor que la de la reforzada. De forma general, para obtener el mismo valor de daño esperado en ambas estructuras, para la estructura reforzada es necesaria una pseudoaceleración alrededor de 4.7 veces más grande que la necesaria para la original; como era de esperarse, la vulnerabilidad de la estructura disminuyó con el proyecto de refuerzo y rehabilitación.

5.4 Dispersión de la pérdida

Para medir la lejanía de valores que puede tomar una variable aleatoria, existen diferentes medidas de dispersión como, la desviación estándar, la varianza o el coeficiente de variación. En este trabajo se usó la desviación estándar para caracterizar las curvas de vulnerabilidad y se calculó para cada intensidad de éstas, siguiendo los principios establecidos en el ATC-13 (ATC, 1985).

La desviación estándar describe la incertidumbre asociada a la curva de vulnerabilidad; esta incertidumbre se relaciona con las características estructurales como, geometría, propiedades mecánicas de materiales y de elementos estructurales, y con los parámetros que se utilizan durante la modelación. También se relaciona con la demanda sísmica, ya que las estructuras no responden igual ante eventos sísmicos distintos; por ejemplo, cuando se utilizan análisis dinámicos no lineales, esta incertidumbre disminuye porque al usar diferentes registros sísmicos, hay variación de intensidades, de duración de eventos, de efectos de sitio, etc.

La Figura 15 muestra la curva de vulnerabilidad (línea continua) y su respectiva desviación estándar (línea discontinua) de las dos estructuras.

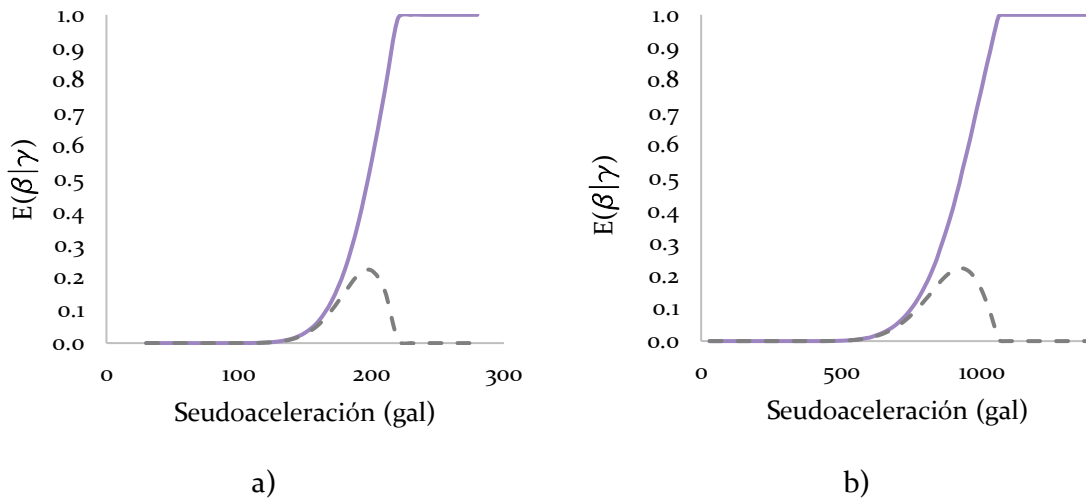


Figura 15. Curvas de vulnerabilidad y su desviación estándar: a) estructura original, b) estructura reforzada

La desviación estándar máxima de la estructura original es de 0.2314 y la de la reforzada es de 0.2333; casi no hay variación entre ambas. En general, el comportamiento de las curvas de desviación estándar entre ambas estructuras es muy similar.

CAPÍTULO 6. EVALUACIÓN DEL RIESGO

El análisis de riesgo se hizo por medio del programa CAPRA-GIS (ERN-AL, 2010). Para evaluar las pérdidas por medio del programa, es necesario crear archivos que definan la exposición, la amenaza y la vulnerabilidad; el primero es un archivo en formato .shp con la ubicación de la estructura, el nombre de su función de la vulnerabilidad y los valores de los bienes físicos y humanos. La amenaza se define a través de un archivo en formato .ame que contiene los escenarios de eventos sísmicos y las funciones de vulnerabilidad sísmica se definen a través de un archivo .fvu; por último, es necesario un archivo .dat con referencias y parámetros adicionales.

Existen varias formas de representar al riesgo, dependiendo de los objetivos que se persigan, dentro de los indicadores puntuales de riesgo más empleados se encuentran: la pérdida anual esperada (PAE), la pérdida máxima probable (PML por sus siglas en inglés) y la pérdida esperada asociada a un evento específico. En los siguientes párrafos se presentarán las expresiones para el cálculo de cada una de ellas.

6.1 Definición de la amenaza sísmica

La amenaza sísmica que se utilizó fue la propuesta por la CFE para el Manual de Diseño de Obras Civiles (2015). El estudio contempla 48 fuentes generadoras de sismos en la República Mexicana y utiliza dos modelos de sismicidad: fuentes gobernadas por la relación Gutenberg-Richter modificada y fuentes gobernadas por el temblor característico (para sismos de subducción $M > 7$); en total son 13,578 eventos sísmicos. Además, utiliza tres distintas ecuaciones de predicción de movimiento (GMPE por sus siglas en inglés): para sismos costeros interplaca, sismos de profundidad intermedia y sismos superficiales.

Para los sismos costeros interplaca, se usa la ecuación propuesta por Arroyo *et al.* (2010), que fue específicamente hecha para sismos generados en la costa mexicana del Pacífico a partir de registros obtenidos por la Red Acelerográfica de Guerrero. Para los sismos de profundidad intermedia, se utiliza el modelo de Zhao *et al.* (2006), éste fue desarrollado para sismos de subducción y sismos intraplaca a partir de registros sísmicos de Japón, la CFE utiliza los parámetros para sismo intraplaca y suelo firme. Por último, para los sismos superficiales, se utilizaron las ecuaciones de Abrahamson y Silva (1997), para suelo firme y fallas de rumbo sin considerar el efecto de “hanging wall”.

6.3 Pérdida anual esperada

La PAE se calcula como la suma del producto de la pérdida esperada y la tasa anual de ocurrencia para todos los eventos considerados en la amenaza, está dado por la siguiente expresión (Cardona *et al.*, 2010):

$$PAE = \sum_{i=1}^N E(P|i) \cdot F_A(i) \quad (\text{Ec. 10})$$

donde N es el número de eventos que contempla el modelo de amenaza sísmica, $E(P|i)$ es la pérdida esperada del i -ésimo evento y $F_A(i)$ su tasa de ocurrencia anual.

Como se comentó anteriormente, los diferentes indicadores de riesgo se calcularon a través del uso de CAPRA-GIS, en este caso, los resultados de la PAE se muestran en la Tabla 9.

Tabla 9. Pérdida anual esperada

	Pérdida Anual Esperada (%)
Estructura Original	2.306
Estructura Reforzada	0.106

La PAE o prima pura de riesgo, es utilizada por las aseguradoras y representa el costo del riesgo que éstas asumen. Se observa que, la prima de la estructura original es 21.75 veces más grande que la prima de la estructura reforzada; esto es una consecuencia directa de la disminución de la vulnerabilidad con el proyecto de refuerzo. Otra forma de ver estos resultados es que la estructura original se perdería por completo (tendría una pérdida total) en un lapso de 43 años en promedio, por el contrario, se esperaría que la estructura rehabilitada tuviera una pérdida total en un lapso de 943 años. Es importante tomar en cuenta que esta interpretación contiene una gran cantidad de incertidumbre, tanto en la definición de las propiedades mecánicas de la estructura como en la ocurrencia y características de los eventos sísmicos.

6.4 Pérdida máxima probable

La PML calcula con la siguiente expresión (Cardona *et al.*, 2010):

$$v(p) = \sum_{i=1}^N Pr(P > p|i) \cdot F_A(i) \quad (\text{Ec. 11})$$

donde N es el número de eventos que contempla el modelo de amenaza sísmica, $Pr(P > p|i)$ es la tasa de excedencia de una determinada pérdida p , tras la ocurrencia del i -ésimo evento y $F_A(i)$ su tasa de ocurrencia anual.

La Tabla 10 muestra la PML asociada a dos periodos de retorno distintos que se seleccionaron por su relevancia en tanto en las normas mexicanas, como extranjeras. El primero es de 250 años y es el periodo de retorno que, actualmente se considera en los espectros de diseño de las NTC para Diseño por Sismo (GCDMX, 2020). El segundo es de 475 años y representa la probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, está asociado con el estado límite último y se utiliza en varios códigos de diseño como el Eurocódigo 8 (CEN, 2004) o el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes, 2010).

Tabla 10. PML asociada a un periodo de retorno de 250 años y de 475 años

	PML (%)	
	Tr = 250 años	Tr = 475 años
Estructura Original	80	80
Estructura Reforzada	0.116	1.882

La Figura 16 muestra las curvas PML de la estructura original y la Figura 17 las curvas de la reforzada. Se observa que, para un mismo periodo de retorno o tasa de excedencia, la pérdida máxima probable es menor para la estructura reforzada.

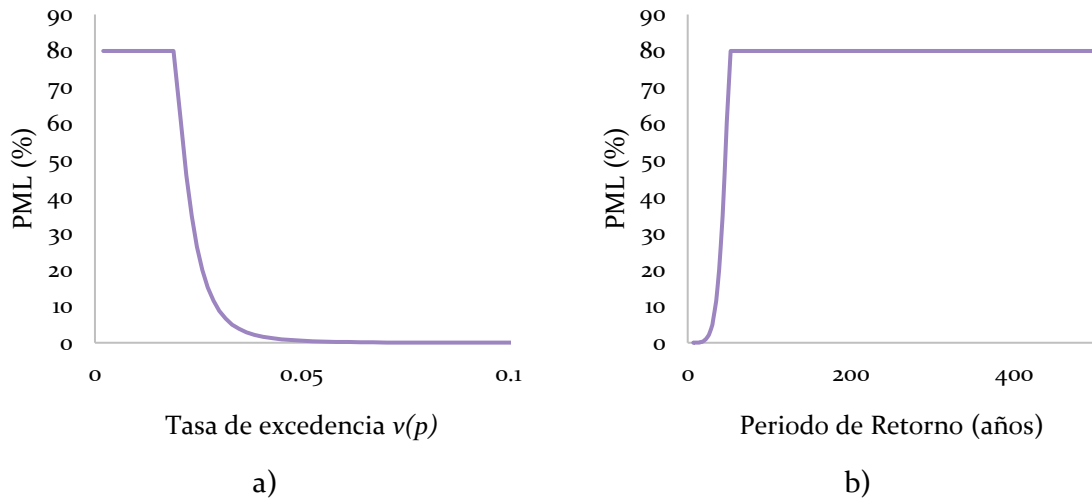


Figura 16. Curvas PML de la estructura original: a) tasa de excedencia, b) periodo de retorno

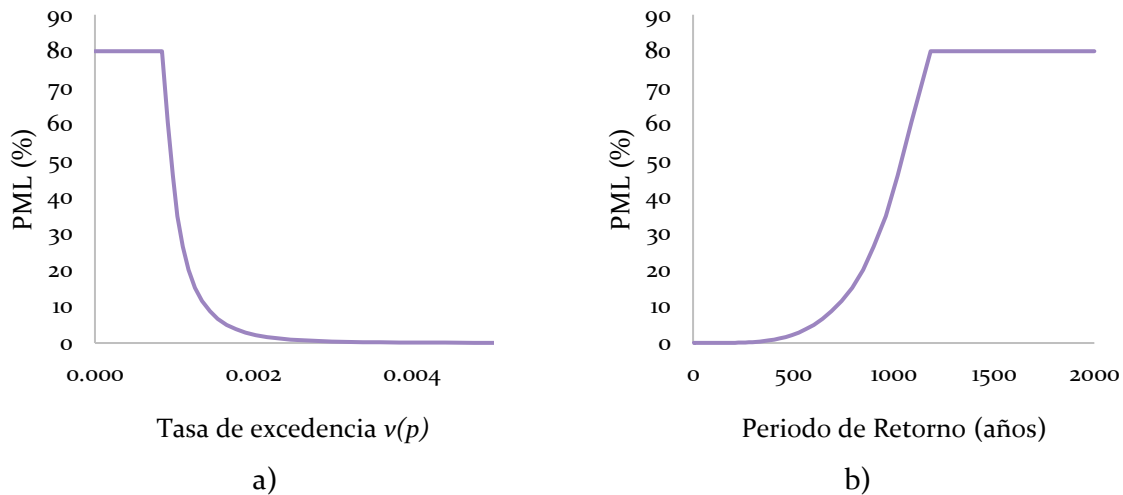


Figura 17. Curvas PML de la estructura reforzada: a) tasa de excedencia, b) periodo de retorno

6.5 Pérdida esperada asociada a eventos específicos

Para calcular este indicador de riesgo se eligieron tres eventos para cada estructura, dada su relevancia: los sismos con características similares a los sismos de 1985 y 2017 para las dos estructuras, al sismo de Acambay de 1912 para la estructura original y un sismo hipotético con $M=8.2$ en Guerrero para la estructura reforzada.

El sismo del 19 de septiembre de 1985 ($M=8.1$), uno de los sismos con mayor magnitud en la historia contemporánea del país y también con mayor impacto en la Ciudad de México; no se tienen números exactos de la cantidad de muertos ni de pérdidas económicas, pero se estima

que hubo alrededor de 6,043 muertos y que las pérdidas económicas fueron de 4,159.8 millones de dólares (Bitrán, 2001). Fue un sismo de subducción que se originó a 45 km al noreste de La Mira, Michoacán, con una profundidad de 15 km.

El sismo del 19 de septiembre del 2017 ($M=7.1$) fue otro de los eventos que impactó fuertemente a la Ciudad de México; fue un sismo de profundidad intermedia con epicentro a 8 km al noreste de Chiautla de Tapia, Puebla, con una profundidad de 51 km. Por sus características, los efectos en las estructuras de la CDMX fueron diferentes a los efectos del sismo de 1985; el sismo de 2017 dañó, en su mayor parte, estructuras de entre 4 y 7 pisos, a lo largo de una franja con orientación norte-sur dentro de la zona de transición al poniente de la zona de lago. En contraste, las estructuras dañadas en 1985 fueron en su mayoría más grandes, con alturas de entre 7 y 14 pisos (Atienza, 2017).

El último sismo que se eligió para la estructura original es de Acambay de 1912 ($M=6.9$), se originó a 15 km al noreste de Atlacomulco, Estado de México, a una profundidad de 33 km. Aunque no se sabe con certeza los daños que causó, a través de textos periodísticos de la época se ha deducido el impacto que tuvo: se sabe la iglesia de Acambay y muchas de las casas del pueblo se derrumbaron y que murieron alrededor de 100 personas. Si bien, este tipo de sismos no son tan frecuentes, al originarse en el Faja Volcánica Transmexicana, pertenece a una de las tres principales fuentes sísmicas que afectan a la Ciudad de México.

El tercer sismo con el que se evaluó la pérdida de la estructura reforzada es un sismo hipotético de magnitud 8.28, con epicentro en la Brecha de Guerrero. Se estima que la brecha mide alrededor de 200 km de largo y se ubica en el límite de las placas de Cocos y Norteamericana. Por sus características, es considerada una zona de alto potencial sísmico; Singh y Mortera (1991) hicieron un análisis de la magnitud máxima de un sismo que se podría presentar en esta zona usando relaciones entre magnitud y área de ruptura; llegaron a la conclusión de que se puede esperar una magnitud máxima de $M 8.3$. A pesar de que la energía se pueda liberar en una secuencia de eventos más pequeños, es importante considerar esta amenaza, ya que, en la actualidad, no hay ninguna investigación concluyente que niegue la ocurrencia de un sismo de tales características.

De la amenaza desarrollada conforme el estudio de peligro sísmico desarrollado por la CFE (CFE, 2015), se eligieron sismos del mismo tipo, con epicentros y magnitudes lo más parecidos a los eventos descritos anteriormente. Para el sismo de 1985, se eligió un evento de $M=8.05$; para el del 2017, un evento de $M=7.18$; para el sismo de Acambay, uno de $M=7.02$; por último, para el sismo hipotético, se eligió un evento con epicentro en Coyuya de Benítez, Guerrero y magnitud $M=8.28$.

En la Tabla 11 se muestran los resultados de la estructura original y se puede observar, como es que la pérdida varía significativamente para cada una de las principales fuentes que afectan a la Ciudad de México.

Tabla 11. Pérdidas de la estructura original asociada a eventos específicos

Sismo	Ubicación	Tipo	Magnitud	Pérdida (%)
1	Michoacán	Subducción	8.05	1.771
2	Puebla	Profundidad intermedia	7.18	16.825
3	Acambay	Intraplaca FVTM	7.02	62.147

La mayor pérdida de los tres eventos que se eligieron para la estructura original es la asociada al sismo de Acambay . Es decir, si durante la vida de la estructura, se hubiera presentado un sismo con características similares, es probable que no hubiera podido ser reforzado ni rehabilitado; como sucedió con el sismo del 2017. En el caso del sismo de Michoacán, la pérdida concuerda con el comportamiento de la estructura durante el sismo de 1985, se sabe que no hubo muchos daños en la estructura tras ese evento.

Por último, está el sismo con características similares al sismo del 2017; durante la vida de la estructura, éste fue el sismo que más daño le causó. De acuerdo con los resultados que se obtuvieron en este trabajo, la pérdida es del 16.82% para un sismo con magnitud $M=7.18$, que es ligeramente mayor al del 2017. Este resultado, también es congruente con los daños que se presentaron en la estructura real.

Tabla 12. Pérdidas de la estructura reforzada asociada a eventos específicos

Sismo	Ubicación	Tipo	Magnitud	Pérdida (%)
1	Michoacán	Subducción	8.05	0.003
2	Puebla	Profundidad intermedia	7.18	3.343
3	Guerrero	Subducción	8.28	0.076

En la Tabla 12 se muestran los resultados de la estructura reforzada, la mayor de las pérdidas corresponde a la del sismo de Puebla, que es del 3.34%. Además, aunque la pérdida asociada al sismo de Guerrero es muy pequeña, es mayor a la del primer evento, que también es un sismo de subducción. Esto último es coherente, ya que el epicentro del sismo de Guerrero está más cerca que el de Michoacán y la magnitud es mayor que la de Michoacán.

El riesgo sísmico de la estructura disminuyó gracias al proyecto de refuerzo. Las pérdidas de la estructura reforzada asociadas a los sismos 1 y 2, son menores en la estructura reforzada. Por ejemplo, para el sismo de Puebla, la pérdida de la estructura reforzada es el 20% de la estructura original.

Una de las ventajas de analizar una estructura que ya está funcionando y que ha sufrido efectos de distintos sismos a lo largo de su vida útil, es que se pueden comparar los resultados analíticos con el comportamiento real. Este fue el caso, al analizar la estructura en su condición original.

CONCLUSIONES

En este trabajo se presenta el cálculo del riesgo sísmico de una estructura en su condición original y después de ser reforzada y rehabilitada, el proceso para obtener el riesgo incluye la evaluación estructural en ambos casos y la estimación de la vulnerabilidad sísmica física.

De análisis del comportamiento estructural, se observa que:

- En ambos casos, la estructura se cataloga como muy irregular debido al diseño arquitectónico. En la actualidad, dada su irregularidad y el tipo de sistema estructural, hubiera sido difícil que se diseñara con las mismas características; el RCDF de 1976 (DDF, 1976) no considera condiciones de irregularidad en el diseño de estructuras y en esa época era común usar sistemas estructurales de columnas y losa plana.
- Como el sistema estructural de la estructura original era a base de columnas y losa plana, el daño estructural se concentra en las columnas de la planta baja. A partir del modelo y de los análisis pushover, se observó y comprobó que las columnas de primer nivel son las primeras en fallar.
- El refuerzo de la estructura aumentó la resistencia y la rigidez de ésta, pero ahora presenta problemas importantes de torsión, en especial en el cuerpo D.
- Además de los problemas de torsión, , aunque sí se aumentó la capacidad en resistencia del sistema, el proyecto de refuerzo no aumentó la ductilidad global de la estructura.
- Dadas las características de la estructura original, hubiera sido conveniente que se realizaran análisis no lineales del proyecto de refuerzo, de esta forma, se hubieran identificado y prevenido los problemas relacionados con su comportamiento.

A partir de los análisis de vulnerabilidad y riesgo sísmico, se concluye que:

- Se cumplió el principal objetivo de los proyectos de refuerzo estructural, que es reducir los daños durante acciones sísmicas futuras. Se observa que la vulnerabilidad la estructura reforzada es mucho menor a la vulnerabilidad de la estructura original.
- Los resultados de las pérdidas de la estructura original, asociadas a sismos similares a los de 1985 y del 2017, son congruentes con el comportamiento que tuvo la estructura tras esos eventos. Se sabe que la estructura no sufrió muchos daños como consecuencia del sismo de Michoacán, probablemente solo se agrietaron algunos muros no estructurales de la planta baja y primer nivel; por el contrario, las consecuencias del sismo de Puebla fueron mayores y resultaron en el reforzamiento.
- Como consecuencia de la disminución de la vulnerabilidad, el riesgo de la estructura reforzada también disminuyó. La PAE es casi 22 veces menor que la original y las pérdidas asociadas a los eventos similares a los de 1985 y del 2017 indican que, si se llegaron a presentar sismos con características parecidas, casi no habría pérdidas.

- A partir de la simulación del sismo con magnitud 8.28 en la brecha de Guerrero una de las fuentes sísmicas que representan el mayor riesgo para la Ciudad de México, dadas las características de cercanía y magnitud del sismo esperado, y de la infraestructura en la ciudad, se observa que la pérdida de la estructura reforzada es mínima tendiendo a nula.

Para realizar esta tesina, se tuvo la ventaja de contar evidencia fotográfica de los daños que sufrió la estructura por el sismo del 19 de septiembre del 2017 y con parte de la información estructural del proyecto de refuerzo. Sin embargo, hubo información faltante, además, la memoria de cálculo y planos estructurales, presentan algunas inconsistencias:

- La estructura se catalogó como irregular, de acuerdo con las NTC para Diseño por Sismo (GCDMX, 2017); no obstante, es una estructura muy irregular y el factor de corrección por irregularidad que le corresponde es 0.7, en lugar de 0.8 como se estableció en la memoria de cálculo.
- La distribución de las masas sísmicas no es congruente con las características y disposición de los elementos estructurales. De acuerdo con la memoria de cálculo, las masas de todos los niveles de entrepiso son iguales y solo varían dependiendo del cuerpo, esto no es correcto ya que, los primeros dos niveles fueron los más reforzados (se agregaron trabes en dirección transversal, las columnas se encamisaron y se agregaron muros estructurales interiores), mientras que a los demás niveles solo se les agregaron los mismos muros.
- En el diseño de los elementos estructurales, se usaron los factores de resistencia de las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (GCDMX, 2017) y no los que se establecen en las Normas para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017 (GCDMX, 2017) que, ya eran vigentes cuando se realizó y aprobó el proyecto.
- En los planos estructurales y en la sección “Datos para el análisis” de la memoria de cálculo y en los planos estructurales, se especifica que el concreto que utilizó para los elementos estructurales, tiene una resistencia de 300 kg/cm²; sin embargo, las trabes y las columnas, se diseñaron con concreto de $f'c = 250$ kg/cm².

Si bien, las inconsistencias no son un indicador de que es una estructura que va a colapsar en cualquier momento, muestran que el proyecto no se hizo con el debido cuidado y con las consideraciones apropiadas y, por lo tanto, los resultados no son los ideales.

Además, estas irregularidades muestran que, en la práctica profesional, aún hay muchas cosas que mejorar. Las investigaciones en la ingeniería sísmica están avanzando significativamente con el objetivo de diseñar estructuras más seguras y resilientes; no obstante, si en la práctica no se aplican las metodologías de forma adecuada, los resultados no van a ser los que se esperan.

Es importante mencionar, que los resultados que muestra este trabajo están sujetos a una gran incertidumbre. En especial debido a la definición de las características generales y

arquitectónicas de la estructura; y las características y propiedades de los elementos estructurales. A pesar de que se tenía parte importante de la información estructural, se tuvieron que hacer algunas suposiciones por falta de información o por errores en la misma. Por ejemplo, de la estructura original solo se tenía información general sobre características arquitectónicas y sobre el tipo de sistema estructural; por el otro lado, con la estructura reforzada, la información de la memoria y planos era poco clara y en ocasiones contradictoria o errónea.

En general, los estudios de riesgo sísmico tienen cierto grado de incertidumbre y ésta aumenta o disminuye dependiendo de la cantidad y calidad de información que se tenga, y de los diferentes métodos y modelos que se usen para evaluar el comportamiento estructural, la vulnerabilidad, la amenaza sísmica, etc. Sin embargo, lo importante de estos estudios es que proporcionan un panorama de la situación de riesgo a cualquier escala (individual, regional, nacional, etc.) y que los resultados pueden ser utilizados para crear estrategias de gestión de riesgo que permitan una adecuada planeación y desarrollo integral.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

- Abrahamson N. A. y Silva W. J. (1997). Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes, *Seismological Research Letters*. Vol. 68, No. 1, 94-127
- Arroyo D., García D., Ordaz M., Mora M. A., y Singh S. K. (2010). Strong ground motion relations for Mexican interplate earthquakes. *Journal of Seismology*, Vol. 14, No.4, 769-785.
- ATC, Applied Technology Council (1985). Earthquake Damage Evaluation Data for California, ATC-13. Redwood City, CA: Applied Technology Council.
- ATC, Applied Technology Council (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. Redwood City, CA: Applied Technology Council.
- ASCE (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356. Federal Emergency Management Agency
- Atienza, V. M. C., Singh, S. K., y Schroeder, M. O. (2017). ¿Qué ocurrió el 19 de septiembre de 2017 en México? *Revista Digital Universitaria*, Vol. 18 No. 7. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.22201/codeic.16076079e.2017.v18n7.a10>
- Barbat, A., Mena, U. y Yépez M. F. (1998). Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas. *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, Vol. 14, 2, 247-268.
- Barbat, A., y Pujades, L. (2004). Evaluación de la Vulnerabilidad y del riesgo sísmico en zonas urbanas. Aplicación a Barcelona. *Sísmica 2004: 6º Congreso Nacional de Sismología e Engenharia Sísmica*, 229-252.
- Bayona Viveros, J. A., Suárez Reynoso, G., y Ordaz Schroeder, M. G. (2017). A probabilistic seismic hazard assessment of the Trans-Mexican Volcanic Belt, Mexico based on historical and instrumentally recorded seismicity. *Geofísica internacional*, Vol. 56, No. 1, 87-101.
- Benedetti, D. y Petrini, V. (1984). Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura: un metodo di valutazione. *L'industria delle Costruzioni*, No. 149, 66-74.
- Bojórquez, E., Reyes-Salazar, A., Terán-Gilmore, A., y Ruiz, S. E. (2010). Energy-based damage index for steel structures. *Steel and Composite Structures*, Vol. 10 No. 4, 331-348.
- Bitrán, Daniel (2000). Características e impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en México en el período 1980-99. Sistema Nacional de Protección Civil, Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).
- Calvi, G. M., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J. J., Restrepo-Vélez, L. F., y Crowley, H. (2006). Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. *ISET Journal of Earthquake Technology*, Vol. 3, No. 43, 75-104.

- Carreño, M. L., Cardona, O. D. y Barbat, H. A. (2005). Sistema de indicadores para la evaluación de riesgos. *Monografía CIMNE IS-52*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.
- Carreño, M. L., Cardona, O. D., y Barbat, A. H. (2006). Urban seismic risk evaluation: a holistic approach. *Natural Hazards*, Vol. 40, 137-172.
- Cardona, O. D., Ordaz, M., Reinoso, E., Yamín, L. E., y Barbat, A. H. (2010). CAPRA—Comprehensive Approach to Probabilistic Risk Assessment: International Initiative for Risk Management Effectiveness. *Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering*. Vol. 1, No. 10.
- Catbas, N. y Aktan, E. (2002). Condition and damage assessment: issues and some promising indices. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 128, No. 8, 1026-1036.
- CENAPRED (2014). Guía Básica para la Elaboración de Atlas Estatales y Municipales de Peligro y Riesgos. Distrito Federal, México.
- C.F.E., Comisión Federal de Electricidad (2015). Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por sismo - Comentarios. Distrito Federal, México
- Chacón Álvarez, R., y Paz Fuentes, I. A. (2016). Análisis de desempeño sísmico de los edificios escolares típicos 78o post 97 de la costa peruana. [Tesis de Maestría, Pontificia Universidad Católica de Perú]. Repositorio Institucional – Universidad Católica de Perú
- Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. Bogotá, Colombia.
- CEN, Comité Europeo de Normalización (2004). *EN 1998-1:2004 Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*.
- Cornell, A. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 58, No. 5, 1583-1606.
- CSI, Computers and Structures Inc. (2018). ETABS. Recuperado de <https://www.csiespana.com/software/5/etabs>
- D'ayala, D., Meslem, A., Vamvatsikos, D., Porter, K., Rossetto, T., Crowley, H., y Silva, V. (2014). Guidelines for analytical vulnerability assessment of low/mid-rise Buildings—Methodology. Vulnerability Global Component Project.
- DDF, Departamento del Distrito Federal (1976). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. *Diario Oficial de la Federación*. Distrito Federal, México.
- DiPasquale, E. y Cakmak, A. (1988). Identification of the serviceability limit state and

- detection of seismic structural damage. *Technical report NCEER-88-0022*. National Center for Earthquake Engineering Research. Princeton University. USA.
- EERI, Earthquake Engineering Research Institute, 1996. Post-earthquake Investigation Field Guide: Learning from Earthquakes. No. 96-1, 144.
- Ellingwood, B. R. (2001). Earthquake risk assessment of building structures. *Reliability Engineering & System Safety*. Vol. 74, No. 3, 251-262.
- ERN-AL (2010). CAPRA-GIS. Central American Probabilistic Risk Assessment. Recuperado de <https://ecapra.org/>
- Esteva, L (1967). "Criterios para la construcción de espectros para diseño sísmico", 3er Simposio Panamericano de Estructuras, Caracas, Venezuela.
- Esteva L. (1968). Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico. [Tesis de Doctorado, Universidad Autónoma Nacional de México]. Repositorio Institucional – Universidad Nacional Autónoma Nacional de México.
- Esteva, L. (1976). Seismicity. En Lomnitz, C. y Rosenblueth, E. (Ed.) *Developments in geotechnical engineering* Vol. 15, 179-224.
- Esteva, L. (2000). Diseño sísmico basado en desempeño: tendencias y retos. *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 63, 36-54.
- Esteva, L. (2018). Peligro, vulnerabilidad y riesgo sísmico. *Revista de la Academia Mexicana de Ciencias*. Vol. 69, No. 3, 30-35.
- Esteva, L., Díaz-Lopez, O., García-Pérez, J., Sierra, G., e Ismael, E. (2002). Life-cycle optimization in the establishment of performance-acceptance parameters for seismic design. *Structural Safety*, Vol. 24, No. 2-4, 187-204.
- Esteva, L., Díaz-Lopez, O., e Ismael-Hernández, E. (2010). Seismic vulnerability functions of multi-storey buildings: estimation and applications. *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 6, No. 1-2, 3-16.
- Flores, L. y Alcocer, S.M., 1995. Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada. Informe de tesis de maestría. México, D.F.: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Franchin, P., Lupoi, A., y Pinto, P. E. (2002). Methods for seismic risk analysis: state of the art versus advanced state of the practice. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 6 (spec01), 131-155.
- GCDMX, Gobierno de la Ciudad de México (2016). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. *Gaceta de la Ciudad de México*. Ciudad de México, México

- GCDMX, Gobierno de la Ciudad de México (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. *Gaceta de la Ciudad de México*. Ciudad de México, México.
- GCDMX, Gobierno de la Ciudad de México (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. *Gaceta de la Ciudad de México*. Ciudad de México, México.
- GCDMX, Gobierno de la Ciudad de México (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. *Gaceta de la Ciudad de México*. Ciudad de México, México.
- GCDMX, Gobierno de la Ciudad de México (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. *Gaceta de la Ciudad de México*. Ciudad de México, México.
- GCDMX, Gobierno de la Ciudad de México (2017). Normas para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo del 19 de septiembre del 2017. *Gaceta de la Ciudad de México*. Ciudad de México, México.
- Grünthal, G. (1998). European Macroseismic Scale 1998, EMS-98. *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie*. Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie. Vol. 15
- Hognestad, E., Hanson, N. W., y McHenry, D. (1955). Concrete stress distribution in ultimate strength design. *Journal Proceedings*, Vol. 52, No. 12, pp. 455-480.
- Iervolino, I. (2018). What seismic risk do we design for when we design buildings? En Pitilakis K. (Ed.), *Recent Advances in Earthquake Engineering in Europe*. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Vol. 46
- ISDR (2007). *Disaster Risk Reduction: Global Review 2007*. Geneva, Suiza.
- Jaimes, M. A., y Niño, M. (2017). Cost-benefit analysis to assess seismic mitigation options in Mexican public school buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*. Vol. 15, No. 9, 3919-3942.
- Jaimes, M. A. y Reinoso, E. (2006). Comparación del comportamiento de edificios en el valle de México ante sismos de subducción y de falla normal. *Revista de ingeniería sísmica*, No. 75, 1-22.
- Kazantzidou-Firtinidou, D., Kassaras, I., y Ganas, A. (2018). Empirical seismic vulnerability, deterministic risk, and monetary loss assessment in Fira (Santorini, Greece). *Natural Hazards*. Vol. 93, No. 3, 1251-1275.
- Krawinkler, H., y Miranda, E. (2004). Performance-based earthquake engineering. En Bozorgnia, Y. y Bertero, V. (Ed.), *Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering*. (pp. 560-635)

- McGuire, R. K. (1993). Computations of seismic hazard. *Annals of Geophysics*, Vol. 36, No. 3-4.
- McGuire, R. K. (2008). Probabilistic seismic hazard analysis: Early history. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 37 No. 3, 329-338.
- Miranda, E. (1997). Estimation of maximum interstory drift demands in displacement-based design. En Fajfar y Krawinkler (Ed.), *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes* (pp. 253-264)
- Melchers, R. E. (2002). Probabilistic risk assessment for structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, Vol. 152, No. 4, 351-359.
- Moreno González, R., Pujades Beneit, L., Aparicio Bengoechea, Á. C., y Barbat, H. A. (2007). *Herramientas necesarias para la evaluación sísmica de edificios*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE).
- Olteanu, I., Vargas, Y., Barbat, A., Budescu, M., y Pujades, L. (2011). Vulnerability and risk evaluation for a reinforced concrete frame. *Bulletin of the Polytechnic Institute of Iasi*, Vol. 57, No. 3, 9-20.
- Ordaz, M., Miranda, E., Reinoso, E., y Pérez-Rocha, L. E. (1998). Seismic loss estimation model for Mexico City. *Universidad Nacional Autónoma de México, México DF*.
- Park, Y., Ang, A. y Wen, Y. (1984). Seismic damage analysis and damage-limiting design of R/C building. Civil Engineering Studies. *Technical Report No. SRS 516*. University of Illinois, Urbana. USA
- Park, Y. y Ang, A. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 111 (4) No. 8, 722-739.
- Paulay, T., y Priestley, M. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, Inc.
- Reinoso, E. (1996). Algunos resultados recientes sobre el peligro sísmico en la Ciudad de México. *Revista de ingeniería sísmica*, No. 53, 1-24.
- Reinoso, E., y Jaimes, M. A. (2009). Criterios para obtener acelerogramas de diseño en sitios afectados por varias fuentes sísmicas usando como ejemplo el caso de terreno firme de la ciudad de México, *Revista de ingeniería sísmica*, No. 81, 1-18.
- Reyes, C., Miranda, E., Ordaz, M., y Meli, R. (2002). Estimación de espectros de aceleraciones correspondientes a diferentes periodos de retorno para las distintas zonas sísmicas de la ciudad de México, *Revista de ingeniería sísmica*, No. 66, 95-121.
- Singh, S. K., y Mortera, F. (1991). Source time functions of large Mexican subduction earthquakes, morphology of the Benioff zone, age of the plate, and their tectonic

- implications. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, Vol. 96, No. B13, 21487-21502.
- Soberón, C., Schroeder, M., y Tena, A. (2005). Leyes de atenuación en desplazamiento y aceleración para el diseño sísmico de estructuras con aislamiento en la costa del Pacífico. *XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, 2005*. Artículo II-02.
- Thermou, G. T., y Pantazopoulou, S. J. (2014). Criteria and methods for redesign and retrofit of old structures. *Proceedings, 10th US National Conference on Earthquake Engineering, Frontiers of Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska*.
- UNDRO (1979). Natural disasters and vulnerability analysis. Report of Expert Group Meeting 9-12. Geneva, Suiza.
- Vargas, Y. F., Barbat, A. H., Pujades, L. G., y Hurtado, J. E. (2014). Probabilistic seismic risk evaluation of reinforced concrete buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, Vol. 167, No. 6, 327-336.
- Whitman, R. V. (1973). Damage probability matrices for prototype buildings. *Structures Publication*, 380. Department of Civil Engineering. Massachusetts Institute of Technology.
- Yépez M. F. y Canas J. A. (1996). Simulación de escenarios de daño sísmico en zonas urbanas. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño de Ingeniería*, Vol. 12, No. 3, 331-358
- 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*, Vol. 96, No. 3, 898-913
- Zúñiga, R., Suarez, G., Ordaz, M., y García-Acosta, V. (1997). Proyecto: Peligro Sísmico en Latinoamérica y el Caribe, Capítulo 2: México. Instituto Panamericano de Geografía e Historia.