



Artículo de investigación

Comparación de los costos durante el ciclo de vida útil de edificios de concreto reforzado ubicados en diferentes suelos de la ciudad de México

Life cycle cost comparison of reinforced concrete buildings locate in different types of soils in Mexico City

Henry Emmanuel Reyes Heredia¹ , Juan Bojórquez Mora¹ , Edén Bojórquez Mora¹ ,
Manuel Antonio Barraza Guerrero² , Herían Alberto Leyva Madrigal² 

¹Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, 80013, Calz de las Américas Nte s/n, Universitaria, Culiacán Rosales, Sinaloa, México

²Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño, Universidad Autónoma de Baja California, Carretera Transpeninsular Ensenada - Tijuana 3917, Zona Playitas, 22860 Ensenada, Baja California, México

Autor de correspondencia: Henry Emmanuel Reyes Heredia, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán, Sinaloa, México. E-mail: henry.reyes.heredia@gmail.com. ORCID: 0009-0006-7767-6772.

Recibido: 11 de Agosto del 2023

Aceptado: 12 de Diciembre del 2023

Publicado: 17 Enero del 2024

Resumen. – Los edificios de concreto reforzados sujetos a eventos sísmicos pueden presentar distintos daños aun cuando estos tengan características similares cuando son diseñados con la combinación de carga sísmica reglamentaria. Lo anterior se traduce en mayores costos y una confiabilidad estructural no consistente durante el ciclo de vida útil de los edificios. Este trabajo se centra en comparar de los costos durante el ciclo de vida útil de edificios de concreto reforzado de varios niveles ubicados en suelo con periodos $T_s=0.75s$ y $T_s=2.0s$ de la ciudad de México. Para ello, se utilizaron un conjunto de combinaciones de cargas sísmicas propuestas para el diseño de los edificios. La capacidad de los diseños fue evaluada mediante el análisis dinámico incremental y la confiabilidad estructural se examinó mediante las curvas de peligro de demanda estructural. Además, se realizaron simulaciones de demandas sísmicas para estimar los daños que podrían ocurrir durante el ciclo de vida útil de los edificios. Por último, se obtuvieron los costos iniciales y los costos totales por daños de todos los edificios analizados. Los resultados demostraron que algunas combinaciones de cargas propuestas permitieron un ahorro en los costos, al mismo tiempo que mejoraban el comportamiento estructural de los edificios a lo largo del tiempo. Estos hallazgos podrían ser valiosos para la industria de la construcción, ya que ofrecen una visión más clara sobre cómo optimizar el diseño y la resistencia sísmica de los edificios.

Palabras clave: Edificios de concreto reforzado; Diseño sísmico; Confiabilidad estructural; Costos del ciclo de vida.

Abstract. - Reinforced concrete buildings subjected to seismic events may present different damages even though they have similar characteristics when designed with the regulatory seismic load combination. This results in higher costs and inconsistent structural reliability over the life cycle of the buildings. This work focuses on comparing the life cycle costs of reinforced concrete buildings of various levels located on soil with period $T_s=0.75s$ and $T_s=2.0s$ in Mexico City. For this purpose, a set of seismic load combinations proposed for the design of the buildings were used. The capacity of the designs was evaluated by incremental dynamic analysis and the structural reliability was examined by structural demand hazard curves. In addition, simulations of seismic demands were performed to estimate the damage that could occur during the life cycle of the buildings. Finally, initial and total damage costs were obtained for all the buildings analyzed. The results showed that some proposed load combinations provided cost savings while improving the structural performance of the buildings over time. These findings could be valuable to the construction industry, as they offer a clearer picture of how to optimize the design and seismic resistance of buildings.

Keywords: Reinforced concrete buildings; Seismic design; Structural reliability; Life cycle costs.





1 Introducción

Los sismos en el mundo recientemente han sido un foco de atención debido a los devastadores daños que han infligido a las edificaciones, superando cualquier capacidad estructural hasta llegar al colapso y presentar pérdidas humanas. Algunos de los eventos sísmicos más recientes han dejado como resultado miles de vidas perdidas y cientos de edificios colapsados, generando una grave repercusión económica. Dada esta realidad, es necesario que continuemos mejorando nuestros códigos de construcción, teniendo en cuenta factores que se omiten en los reglamentos. De esta forma, podremos optimizar el desempeño de nuestras estructuras con el objetivo de minimizar los daños durante la vida útil de los edificios y reducir las pérdidas económicas.

En fechas recientes, organizaciones e investigadores han trabajado en el establecimiento de criterios basados en la confiabilidad para mejorar los códigos de diseños de las estructuras. Santiago W.C. et al. [1], calibraron los factores de seguridad del código de diseño brasileño basándose en la confiabilidad estructural. Por su parte, Fahrni R. et al. [2] compararon dos tipos de procedimientos para la calibración de códigos de diseño tomando en cuenta la eficiencia de cada uno de ellos considerando el esfuerzo computacional necesario para llevar cada calibración. En un enfoque diferente, Slobbe A. et al. [3] presentaron una calibración de una fórmula de cortante basado en confiabilidad, en el cual compararon la fórmula del código de diseño con la fórmula calibrada, la cual presentó un 20% más de margen de seguridad. Kohler y Baravalle [4], presentaron un marco para la calibración de códigos de estructuras basado en riesgo, lo que permite a los ingenieros considerar explícitamente las incertidumbres y consecuencias para tomar decisiones. Asimismo, Safari M. et al. [5] presentaron un método para

calcular el índice de confiabilidad objetivo de pilares de puentes con respecto al estado límite de sismos, que ayudo a minimizar la probabilidad de falla de los pilares de los puentes. Por otra parte, Franchin P. y Noto F. [6] presentaron nuevos factores basados en confiabilidad para el diseño y la evaluación sísmica de estructuras, que ayudan a mejorar el comportamiento en comparación con los factores presentes en el código de diseño. Edificios de concreto reforzado fueron analizados por Colangelo R. et al., [7] aplicando un método de linealización estocástica para calcular la probabilidad de falla de las estructuras, teniendo como objetivo hacer más seguros y confiables los edificios. El trabajo de los autores; Ellinwood B. [8], Sorensen J. [9] y Wen Y. [10], presentan métodos para el diseño de estructuras seguras y confiables, tomando en cuenta las incertidumbres de los materiales, las cargas y los modelos de cálculo, utilizando modelos probabilísticos que mejoren la confiabilidad de las estructuras.

En este estudio se analiza la confiabilidad de edificios de concreto reforzado diseñados con variaciones de la ecuación de diseño sísmica establecida en el código de construcción. En los análisis se evalúa la influencia que tienen los tipos de suelo en la confiabilidad de las estructuras cuando son diseñadas con combinaciones diferentes a las del código de diseño. El objetivo de este estudio es optimizar una ecuación de diseño sísmico para cada tipo de suelo minimizando su probabilidad de falla además de minimizar los costos a lo largo de la vida útil de los edificios.

Para lograr este objetivo se realizan métodos probabilísticos para obtener la confiabilidad estructural. Para obtener la confiabilidad se realiza un análisis no lineal de los edificios y se obtiene la capacidad estructural mediante un análisis dinámico incremental (ADI). Se obtienen las curvas de peligro de demanda estructural de cada edificio, así como las probabilidades de exceder cierto nivel de daño.



Finalmente se obtienen los costos durante el ciclo de vida de los edificios tomando en cuenta el daño estructural, y se evalúan las combinaciones de carga sísmica que presentan mayor confiabilidad y menor costo.

2 Antecedentes

La estimación de costos a lo largo del ciclo de vida de una estructura es una herramienta esencial para la toma de decisiones, especialmente cuando los movimientos sísmicos pueden causar daños significativos. Diversos investigadores han abordado este tema, como Shekhar et al. [11], quienes calcularon los costos durante la vida útil de puentes expuestos a la corrosión de cloruros. Su enfoque tuvo en cuenta los costos iniciales de construcción, mantenimiento, rehabilitación, así como los costos de operación y uso, considerando también el riesgo sísmico al que están expuestos los puentes. Otro estudio realizado por Metropoulou et al. [12], analizó los costos a lo largo del ciclo de vida de edificios de concreto reforzado sujeto a acciones sísmicas. Compararon dos métodos para determinar la capacidad estructural: el análisis estático incremental y el análisis dinámico incremental. Adicionalmente, Castaldo et al. [13] evaluaron los costos durante el ciclo de vida de un sistema aislado de concreto reforzado en 3D, considerando tanto los costos iniciales como los costos esperados por pérdidas debido a futuros sismos a lo largo de una vida útil de 50 años. Por último, Liang et al. [14] llevaron a cabo una comparación de costos durante el ciclo de vida entre edificios de madera laminada y una alternativa de concreto reforzado, considerando un período de 60 años. En general, la metodología para estimar los costos a lo largo del ciclo de vida útil de una estructura ha sido objeto

de atención por parte de diversos investigadores en los últimos años [15-23].

Existe un gran número de enfoques para obtener los costos durante el ciclo de vida de las estructuras. En este trabajo se obtienen como el resultado de los costos iniciales de construcción de los edificios más los costos asociados los daños causados a los edificios por eventos sísmicos [24-26]. En este estudio se utilizan los costos para tener una métrica económica del impacto que tiene los sismos sobre los edificios. Con base en los costos y la confiabilidad estructural obtenida en los edificios se toman decisiones para proponer combinaciones de cargas sísmicas óptimas que mejoren el comportamiento y los costos durante el ciclo de vida útil de los edificios.

3 Metodología

La metodología empleada para calcular los costos a lo largo del ciclo de vida de los edificios de concreto reforzado, situados en suelos con periodo $T_s=0.75s$ y $T_s=2.0s$ de la Ciudad de México, se desglosa en los siguientes pasos. En el primer paso, se lleva a cabo el diseño estructural de los edificios; en el segundo paso, se determina la capacidad estructural; en el tercer paso, se evalúa la confiabilidad estructural; en el cuarto paso, se realiza una simulación de demandas sísmicas; en el quinto paso, se estiman los daños estructurales resultantes; finalmente, en el sexto paso, se obtienen los costos correspondientes al ciclo de vida de las estructuras. La metodología general aplicada en este estudio se resume de manera concisa en la **Error! Reference source not found..**

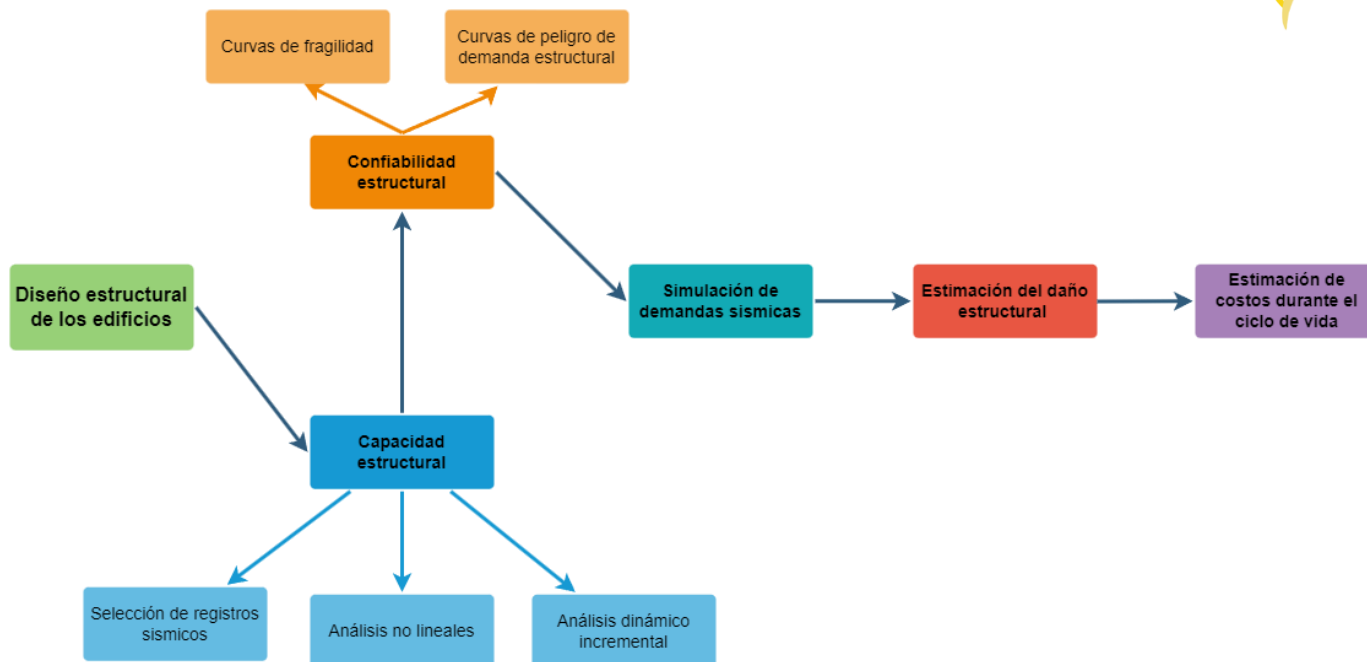


Figura 1: Diagrama de flujo de la metodología aplicada.

3.1 Diseño estructural de los edificios

Los modelos a analizar son edificios de concreto reforzado formados por marcos rígidos de vigas y columnas, en los entrepisos se le ha asignado losas macizas de concreto que tiene la función de diafragmas rígidos. Las diferentes estructuras tienen 4, 6, 8, 10, 12 y 15 niveles con una altura de entrepiso de 4 metros. Estos edificios constan de 3 crujiás en la dirección X y 3 crujiás en la dirección Y. La separación entre las crujiás es de 6 metros para los edificios de 4 niveles, de 8 metros para los edificios de 6, 8, 10 y 12 niveles, y para de 10 metros para los edificios de 15

Tabla 1 muestra un conjunto de 17 combinaciones de carga sísmica, en la cual la combinación 1 corresponde a la combinación

niveles. La Figura 2 muestra la vista en planta y el modelo de los edificios.

En el diseño de los edificios se implementa el uso de las normas técnicas para el diseño y construcción de estructuras de concreto [27], las normas técnicas para el diseño sísmico [28] y las normas técnicas sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones [29] del reglamento de construcción de la Ciudad de México. Además, cada edificio fue diseñado con unas combinaciones de carga sísmica propuesta.

La estipulada por el reglamento para el diseño sísmico y las combinaciones restantes son una variación en el cual se van modificando los distintos factores de carga, muerta, viva y sismo.

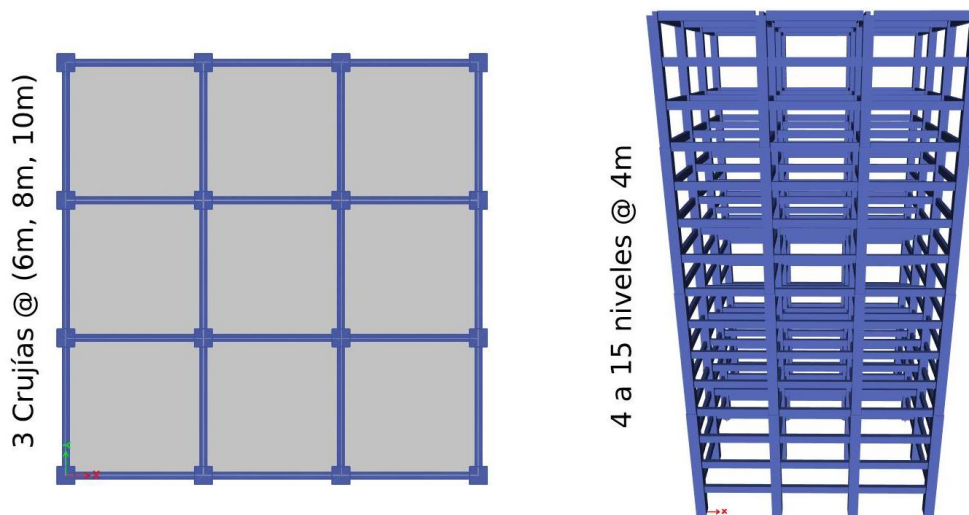


Figura 2: Vista en planta y elevación de los edificios de concreto reforzado (figura tomada de Computers and Structures, Inc 2018, ETABS V18).

Para los análisis de los edificios, además, se considera un coeficiente de comportamiento sísmico $Q=2$, y se limita la distorsión de los

edificios a 0.015 para revisión de límite al colapso.

Tabla 1: Combinaciones utilizadas para el diseño sísmico.

Combinación (γ)	Factores de Carga		
	Muerta	Viva	Sismo
# 1	1.1	1.1	1.1
# 2	1.2	1.1	1.1
# 3	1.3	1.1	1.1
# 4	1.4	1.1	1.1
# 5	1.5	1.1	1.1
# 6	1.1	1.3	1.1
# 7	1.1	1.5	1.1
# 8	1.1	1.1	1.2
# 9	1.1	1.1	1.3
# 10	1.1	1.1	1.4
# 11	1.1	1.1	1.5
# 12	1.0	1.0	1.1
# 13	1.0	1.0	1.2
# 14	1.0	1.0	1.3
# 15	1.0	1.0	1.4
# 16	1.0	1.0	1.5
# 17	1.2	1.0	1.0



3.2 Capacidad estructural

En este trabajo se evalúa la capacidad estructural de los edificios de concreto reforzado sujeto a cargas y fuerzas que actúan sobre ellos, de manera que podamos obtener una medida de la resistencia y estabilidad de las estructuras. Obtener la capacidad de los edificios depende de varios factores, como el reglamento utilizado para el diseño, el material, la calidad de la construcción y las condiciones de carga a las que se somete la estructura.

Para evaluar la capacidad estructural de edificios de concreto reforzado sujeto a cargas sísmicas, se utiliza un conjunto registros sísmicos con los cuales se realizan una serie de análisis no lineales. Estos análisis toman en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales, así como las cargas aplicadas, y finalmente se realiza un análisis dinámico incremental para obtener los estados límite de interés, el estado límite de fluencia y el estado límite de colapso.

3.2.1 Selección de registros sísmicos

La normativa utilizada para la selección de los registros sísmicos se especifica en las normas técnicas complementarias para el diseño sísmico [28]. Para la selección de los registros se tomó en cuenta que fueran registros representativos del tipo de suelo donde se ubican los edificios, de manera que estos sismos caractericen de forma adecuada los efectos de la ubicación en las estructuras sujetas a movimientos telúricos.

El número de registros sísmicos que se seleccionaron fueron de acuerdo a la norma, que establece que para suelos con periodo $T_s < 1.0s$ deben seleccionarse por lo menos 8 pares de registros sísmicos y si el periodo del suelo es $T_s > 1.0s$ deben seleccionarse por lo menos 12 registros sísmicos, teniendo que para suelo con periodo $T_s = 0.75s$ y $T_s = 2.0s$ se seleccionaron y utilizaron 12 paredes de registros sísmicos con una magnitud momento (M_w) mayor a 6. Estos sismos fueron obtenidos de la red acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM [30] y de la base de datos de sismos fuertes por parte del centro de instrumentación y registros sísmicos (CIRES) a través de la red acelerográfica de la ciudad de México [31].

La

Tabla 2 y Tabla 3 muestran las características generales de los registros sísmicos seleccionados para realizar los análisis en suelos con periodo $T_s = 0.75s$ y $T_s = 2.0s$ respectivamente. La Figura 3 muestra las gráficas de los espectros de respuesta elásticos obtenidos de los registros seleccionados para los análisis en suelo con periodo $T_s = 2.0s$.



Tabla 2: Registros sísmicos seleccionados para suelo con periodo $T_S=0.75s$.

SISMO	FECHA DEL SISMO	MAGNITUD	COORDENADA DEL EPICENTRO	ESTACIÓN	INSTITUCIÓN DE REGISTRO
S1	97-01-11	6.9	18.220 N; 102.76 W	RIDA	RED INTERUNIVERSITARIA DE INSTRUMENTACION SÍSMICA (RIIS)
S2	89-04-25	6.9	16.603 N; 99.400 W	DR16	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SÍSMICO (CIRES)
S3	97-01-11	6.9	17.9 N; 103.0 W	DR16	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SÍSMICO (CIRES)
S4	95-09-14	7.3	16.31 N; 98.88 W	IMPS	CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES (CENAPRED)
S5	97-01-11	6.9	18.09 N; 102.86 W	IMPS	CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES (CENAPRED)
S6	95-09-14	7.3	18.02 N; 101.56 W	CHAS	CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES (CENAPRED)
S7	89-04-25	6.9	16.603 N; 99.400 W	EO30	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SÍSMICO (CIRES)
S8	89-04-25	6.9	16.603 N; 99.400 W	CO47	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SÍSMICO (CIRES)
S9	95-09-14	7.3	16.31 N; 98.88 W	CO47	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SÍSMICO (CIRES)
S10	81-10-25	7.3	17.880 N; 102.150 W	SXVI	INSTITUTO DE INGENIERÍA. UNAM
S11	85-09-19	8.1	18.081 N; 102.942 W	SXVI	INSTITUTO DE INGENIERÍA. UNAM
S12	95-09-14	7.3	16.31 N; 98.88 W	PII6	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SÍSMICO (CIRES)

Tabla 3: Registros sísmicos seleccionados para suelo con periodo $T_S=2.0s$.

SISMO	FECHA DEL SISMO	MAGNITUD	COORDENADA DEL EPICENTRO	ESTACIÓN	INSTITUCIÓN DE REGISTRO
S1	97-01-11	6.9	17.910 N; 103.04 W	VALLE GOMEZ	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SÍSMICO (CIRES)
S2	95-10-09	7.3	18.74 N; 104.67 W	VALLE GOMEZ	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SÍSMICO (CIRES)
S3	89-04-25	6.9	16.603; 99.400	TLATELOLCO	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SÍSMICO (CIRES)
S4	95-09-14	7.4	16.31; 98.88	TLATELOLCO	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SÍSMICO (CIRES)
S5	97-01-11	6.9	17.91; 103.04	TLATELOLCO	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SÍSMICO (CIRES)
S6	89-04-25	6.9	16.603; 99.400	GARIBALDI	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SÍSMICO (CIRES)
S7	95-09-14	7.2	16.31; 98.88	GARIBALDI	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SÍSMICO (CIRES)
S8	95-10-09	7.3	18.74; 104.67	GARIBALDI	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SÍSMICO (CIRES)
S9	97-01-11	6.9	17.9; 103	GARIBALDI	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SÍSMICO (CIRES)
S10	95-09-14	7.2	16.31; 98.88	ALAMEDA	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SÍSMICO (CIRES)
S11	89-04-25	6.9	16.603; 99.4	ALAMEDA	FICA
S12	95-09-14	7.2	16.31; 98.88	TLATELOLCO	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SÍSMICO (CIRES)

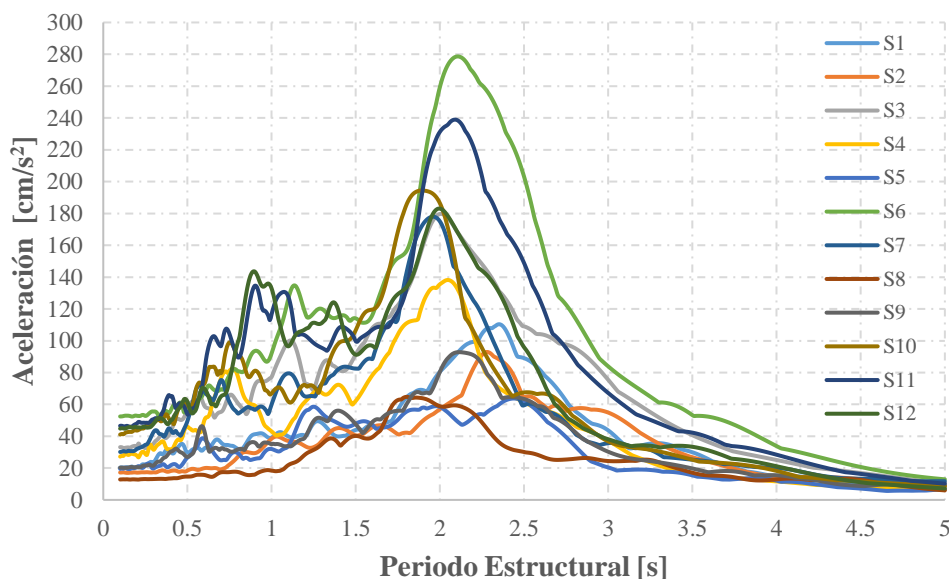


Figura 3: Espectros de respuesta de los registros N-S seleccionados para suelo con periodo $T_s=2.0s$.

3.2.2 Análisis no lineales

Los edificios de concreto reforzados fueron sometidos a una serie de análisis no lineales paso a paso con el fin de obtener una representación precisa del comportamiento de la estructura sujeta a movimientos sísmicos. En estos análisis se definió que la medida de intensidad sísmica a utilizar es la pseudo aceleración en el primer modo de vibración de los edificios ($S_a(T_1)$) y como medida de daño estructural se seleccionó la distorsión máxima de entrepiso (DME). Para realizar los análisis primeramente se escalaron los registros sismos seleccionados en incrementos de 100 cm/s^2 en 100 cm/s^2 hasta 1500 cm/s^2 .

Los edificios fueron sometidos al movimiento sísmico de los registros escalados y se realizaron los análisis no lineales paso a paso con ayuda del software de Ruaumoko 3D [32]. En estos análisis se tomó en cuenta la degradación de la fuerza y

rigidez de los elementos estructurales utilizando el modelo de histéresis de Takeda modificado [33].

3.2.3 Análisis dinámico incremental

El método usado en este trabajo para estimar completamente el comportamiento estructural de los edificios de una manera probabilística es el análisis dinámico incremental (ADI) [34]. En este análisis se grafican el daño máximo provocado a la estructural por la excitación de los movimientos sísmicos a los cuales se sometió el edificio en los análisis no lineales. Como resultado se obtienen varias curvas paramétricas formadas por puntos que representan los daños máximos obtenidos de los análisis no lineales que están en función de la aceleración a la cual se escaló el registro sísmico que excitó la estructura. La Figura 4 muestra las curvas ADI para un edificio de C/R de 12 niveles diseñado con la combinación #1 ubicado en suelo con periodo $T_s=2.0$.

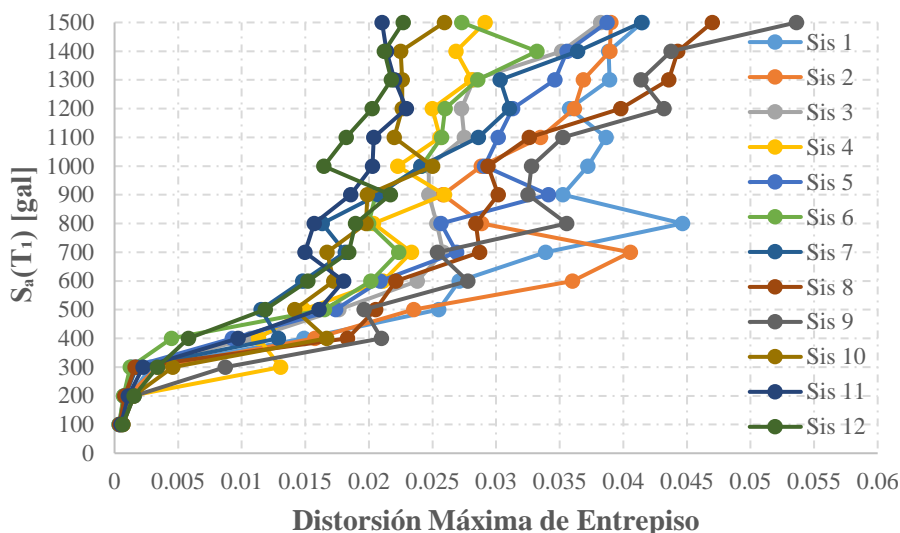


Figura 4: Curvas ADI para un edificio de 12 niveles ubicado en suelo con periodo $T_s=2.0s$.

Los estados límite de interés, fluencia y colapso, se obtiene a partir de un análisis probabilístico de los resultados que forman las curvas ADI, en el cual se toman los valores de la mediana de los valores que satisfacen los criterios para establecer dichos límites. El estado límite de fluencia (δ_Y) se definió como la primera diferencia del 10% de la pendiente elástica con respecto a un punto siguiente de la curva ADI.

El estado límite de colapso (δ_U) para este trabajo se definió con los siguientes criterios: A) cuando en el análisis no lineal los resultados no convergen en el software de análisis, se dice que se llegó a una inestabilidad dinámica global y se determina como un colapso para la estructura, B) si la rotación (θ) de los nodos o elementos excede el límite permitido, C) Se toma el criterio de la FEMA P58 [35] en el cual establece que cuando el último punto donde la pendiente de la tangente de la curva ADI es igual o mayor al 20% de la pendiente elástica, la estructura llegó a su capacidad máxima.

3.3 Confiabilidad estructural

La confiabilidad estructural se obtiene para todos los edificios, cuantificando el desempeño que tienen ante distintos niveles de intensidad sísmica. Para cuantificar la confiabilidad se

obtiene las curvas de fragilidad de los edificios para distintos niveles de daño, así como las curvas de peligro de demanda estructural.

3.3.1 Curvas de fragilidad

En este trabajo se cuantifica la vulnerabilidad sísmica de los edificios de concreto reforzado de forma probabilística, ya que esto nos permite evaluar incertidumbres estructurales como; las cargas estructurales, la resistencia y rigidez, que influyen en el comportamiento de los edificios. Las curvas de fragilidad [36-37] han sido utilizadas por diversos autores para estimar la probabilidad de daño de estructuras de concreto reforzado dada una intensidad de movimiento sísmico.

Las curvas de fragilidad son definidas por un modelo de distribución probabilística log normal. Se define mediante el valor medio y la desviación estándar de la pseudoaceleración que alcanza el estado de daño deseado. Para nuestros análisis, los daños están representados en términos de la distorsión máxima de entrepiso y se analizan los niveles de daños $d= (0.002, 0.004, 0.006, 0.008, 0.01, 0.012, 0.015, 0.018, 0.02, 0.024, 0.028, 0.03)$. Las curvas de fragilidad para cada uno de estos niveles de daños se obtienen mediante la ecuación 1.



$$P(D > d | S_a(T_1)) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(d) - \hat{\mu}_{\ln D}}{\hat{\sigma}_{\ln D}}\right) \quad (1)$$

Donde: $P(D > d | S_a(T_1))$: Probabilidad acumulada de igualar o exceder un nivel dado de daño (d); Φ : Función de distribución acumulada normal; $\hat{\mu}_{\ln D}$: Valor de la mediana del logaritmo natural de las demandas (D) necesarias para alcanzar el nivel de daño (d); $\hat{\sigma}_{\ln D}$: Valor de la desviación estándar del logaritmo natural de las

demandas (D) necesarias para alcanzar el nivel de daño (d).

La Figura 5 muestra las distintas curvas de fragilidad para un edificio de 12 niveles diseñado con la combinación 1 ubicado en suelo con periodo $T_s=2.0$. En la figura podemos observar que para un nivel de daño $d=0.15$ sea excedido, que es la distorsión máxima límite reglamentaria para estos edificios, se tiene una probabilidad del 50% ($P(D > d) = 0.5$) cuando la aceleración ($S_a T_1$) es igual a 460 gales.

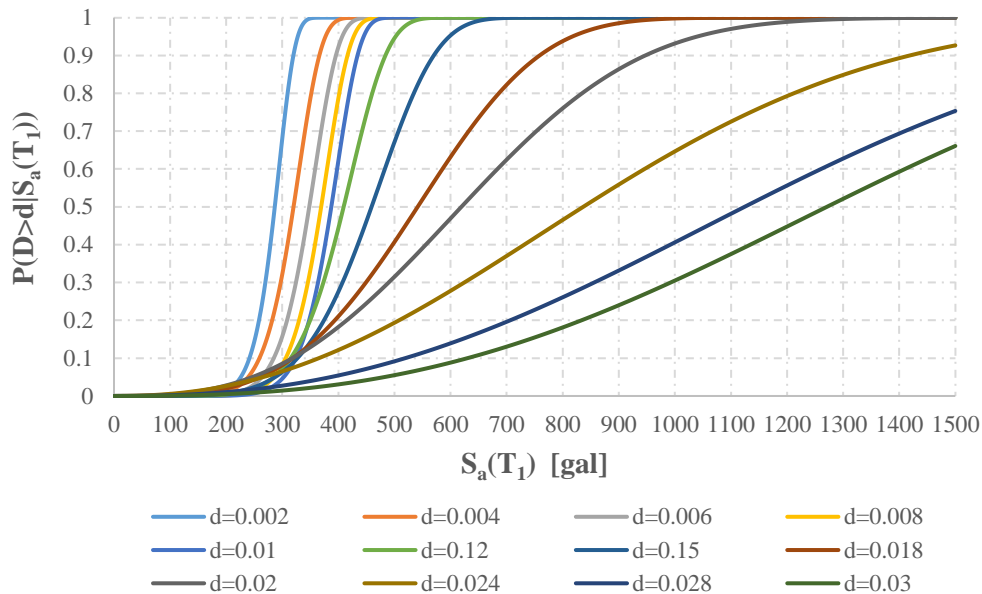


Figura 5: Curvas de fragilidad para el edificio de 12 niveles.

3.3.2 Curvas de peligro de demanda estructural

El desempeño sísmico de los edificios de concreto reforzado en este trabajo se cuantifica mediante las curvas de peligro de demanda estructural [38]. Estas curvas integran la fragilidad de los edificios con el peligro sísmico del lugar donde se encuentran la estructura para estimar la tasa anual de exceder o alcanzar un nivel de daño. Las curvas de peligro de demanda estructural (CPDE) se calculan graficando el conjunto de tasas de excedencia que son

obtenidas con la ecuación 2 para los diferentes niveles de daño (d).

$$v_D(d) = \int \left| \frac{dv(S_a(T_1))}{d(S_a(T_1))} \right| P(D > d | S_a(T_1)) d(S_a(T_1)) \quad (2)$$

Donde: $v_D(d)$: Es el número medio de veces por año que la demanda (D) excede un nivel de daño (d); d: Es el nivel de daño estructural en términos de la distorsión máxima de entrepiso; D: Es la demanda, dada una intensidad sísmica ($S_a(T_1)$); $S_a(T_1)$: Pseudo-aceleración en el periodo fundamental de vibración; $v(S_a(T_1))$: Curvas de



peligro sísmico del suelo con periodo (T_s) analizado.

La Figura 6 presenta la curva de peligro de demanda estructural para un edificio de 12 niveles analizado y diseñado con la combinación 1, que se encuentra ubicado en suelo con periodo

$T_s=2.0s$. En la figura se observa que la tasa de excedencia de un nivel de daño $d=0.015$, que es la distorsión máxima permitida por norma para nuestros edificios, es igual a $v_D(d)= 0.0156$ con un periodo de retorno 64 años.

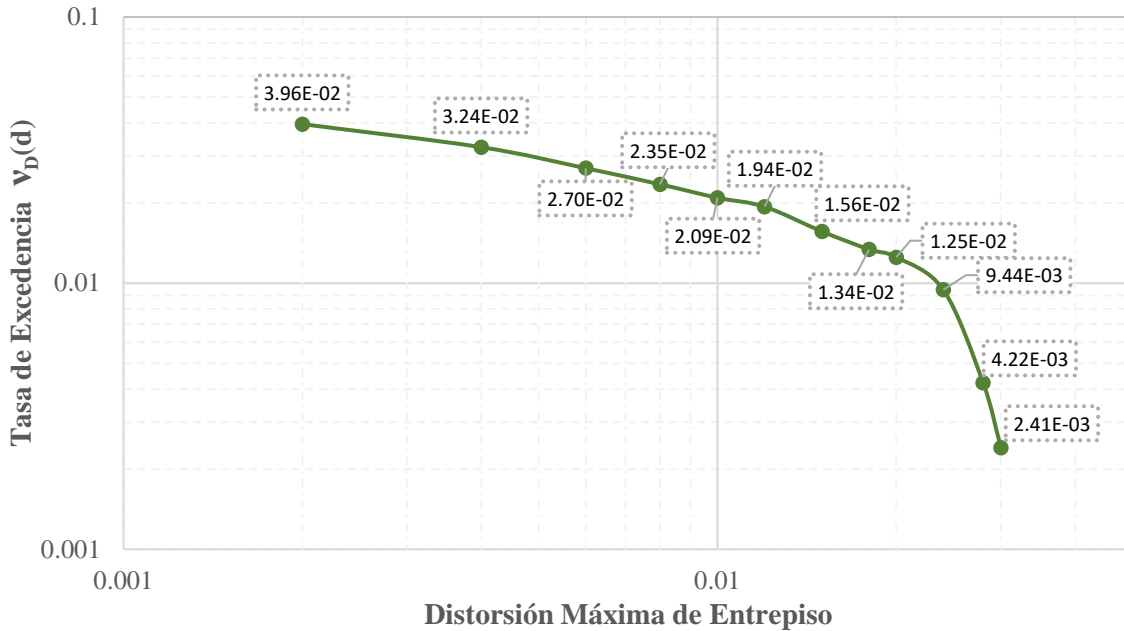


Figura 6: Curva de peligro de demanda estructural para el edificio de 12 niveles diseñado con la combinación 1.

3.4 Simulación de demandas sísmicas

Con el propósito de evaluar los posibles daños que puedan sufrir durante su vida útil los edificios, resulta crucial obtener las demandas estructurales a las que pueden estar sujetos los edificios. Para llevar a cabo una simulación, se inicia obteniendo los tiempos de recurrencia de los eventos sísmicos mediante el método de la transformada inversa. En este contexto, el tiempo entre sismos se obtiene mediante la distribución exponencial, generando variables aleatorias que representan el tiempo de los eventos sísmicos, los cuales se generan hasta alcanzar un tiempo acumulado igual a 50 años, que representa la vida útil reglamentaria. En los cálculos de los tiempos de recurrencia se considera un tiempo promedio histórico de 3 eventos sísmicos por año de magnitud mayor o igual a 6 Mw.

La simulación de Monte Carlo [39] es utilizada para crear escenarios o iteraciones, generando números aleatorios para obtener una tasa de excedencia anual para cada evento sísmico. Estas tasas se obtienen mediante la aplicación de la ecuación [3]. La demanda sísmica de cada evento se obtiene de lectura de la tasa correspondiente de la curva de peligro de demanda estructural del edificio analizado.

$$v_D(d) = -\frac{\ln(1 - F_t(t))}{t_0} \quad (3)$$

Donde: v_D es la tasa de excedencia anual simulada; F_t es la función de distribución acumulada exponencial; t_0 es el tiempo en el que se evalúa la tasa de excedencia, igual a un año.



La figura 7 muestra un escenario de simulación de demandas durante el ciclo de vida útil del edificio de 12 niveles ubicado en suelo con periodo $T_S=2.0s$. En el eje de las abscisas se presentan los tiempos de los eventos sísmicos

obtenidos mediante el método de la transformada inversa. En el eje de las ordenadas se presentan las distorsiones obtenidas mediante la simulación de Monte Carlo para cada evento sísmicos en un periodo de 50 años.

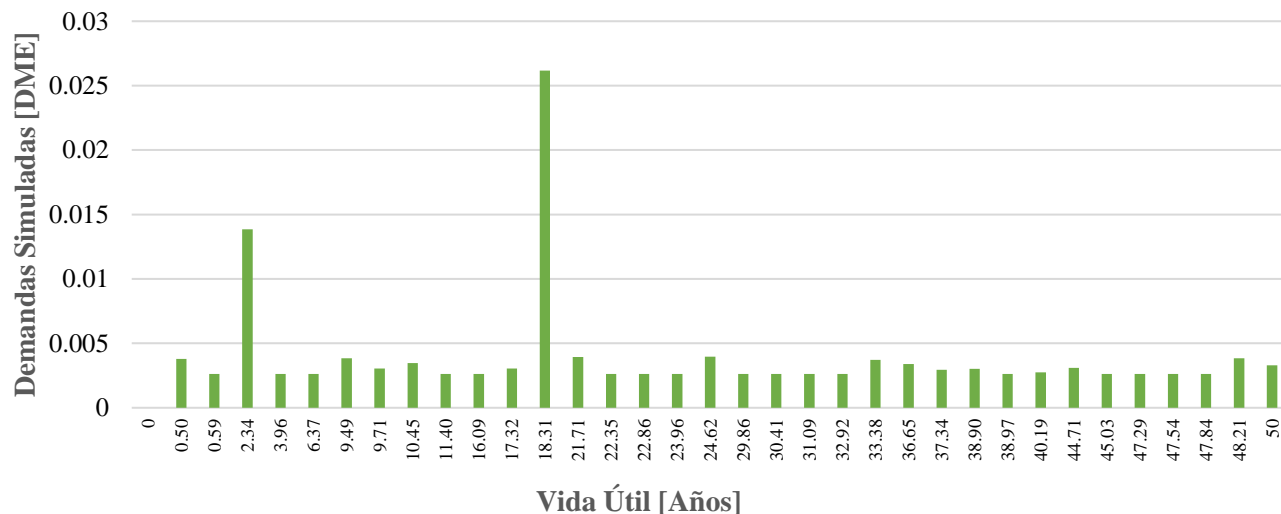


Figura 7: Demandas simuladas durante el ciclo de vida útil de un edificio de 12 niveles.

3.5 Daño estructural en los edificios

El daño que se presenta en las estructuras durante su ciclo de vida útil es estimado para los edificios mediante un índice de daño (I_D) [40-41], el cual relaciona la capacidad estructural con las demandas a la cual es sujeta el edificio. Este índice de daño toma valores positivos en una escala de 0 hasta 1, siendo daño total del edificio el valor de 1. Cuando el índice de daño es mayor a 0, pero menor que 1, el edificio presenta daño gradual en su estructura. El índice de daño es definido mediante la ecuación 4;

$$I_D = \frac{\delta_d - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \quad (4)$$

Donde: δ_y es la distorsión máxima de entrepiso asociada al estado límite de servicio; δ_d es la demanda simulada de las CPDE, en función de la distorsión máxima de entrepiso; δ_u es la distorsión máxima de entrepiso asociada al colapso incipiente.

La Tabla 4 [40] muestra la escala de daños que presentan los edificios de concreto reforzado. La Figura 8 muestra los I_D durante el ciclo de vida del edificio de 12 niveles ubicado en suelo con periodo $T_S=2.0s$ y diseñado con la combinación #1, donde a partir del análisis de capacidad se obtuvo el estado límite de servicio $\delta_y=0.0018$ y el estado límite de colapso $\delta_u=0.0356$.

Tabla 4: Escala de daño estructural en función del I_D .

I_D	<0.1	0.1< I_D <0.25	0.25< I_D <0.4	0.4< I_D <1	I_D >1
Grado de daño	No hay daño	Menor	Moderado	Severo	Colapso

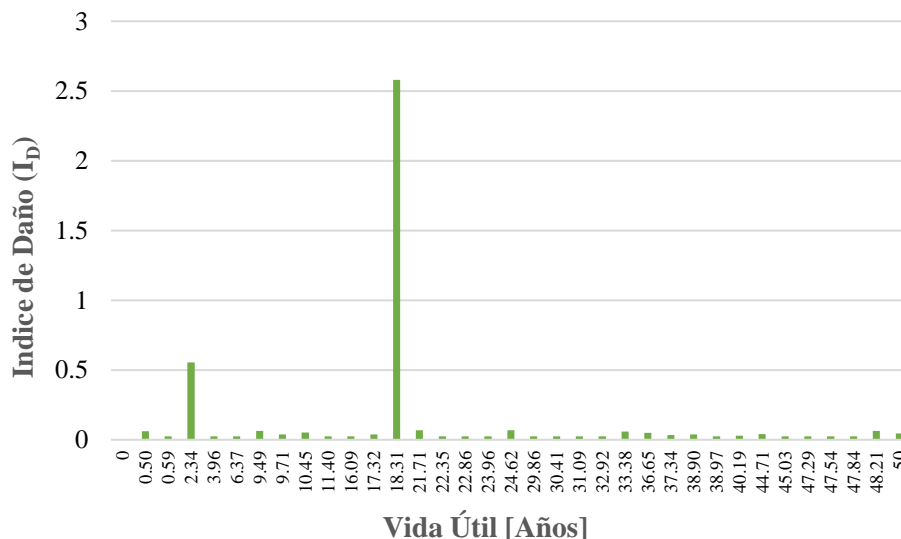


Figura 8: Daños estructurales durante el ciclo de vida de un edificio de 12 niveles.

3.6 Costos durante el ciclo de vida de los edificios

El análisis de costos durante el ciclo de vida de los edificios de concreto reforzado se basa en trabajos previos [24-26] en el cual se estiman los costos iniciales por construcción y los costos correspondientes a los daños estructurales producto de las fuerzas sísmicas a las que están expuestos los edificios durante su ciclo de vida útil, considerada de 50 años. La estimación de los costos en pesos mexicanos (MXN) durante el ciclo de vida útil de cada edificio diseñado con las diferentes combinaciones de carga está dado por la ecuación 5.

$$C_t(\gamma) = C_i(\gamma) + C_d(\gamma) \quad (5)$$

Donde: C_t corresponde al costo total; C_i es el costo inicial; C_d son los costos por daño; γ es la combinación de carga sísmica utilizada en el diseño.

3.6.1 Costos iniciales de los edificios

Los costos iniciales en este trabajo dependen directamente del costo de los materiales (C_M), concreto reforzado y acero de refuerzo. El costo inicial se establece con base en una investigación previa [42], que lo define como la suma del costo

directo (C_{DI}) más el costo indirecto (C_{IN}) de la obra y la utilidad (U_M). El costo directo (C_{DI}) se establece como el 40% extra del costo del material. El costo indirecto se considera como el 20% del costo directo. La utilidad se establece como el 15% de la suma del costo directo y costo indirecto. El costo inicial en función del costo del material está dado por la ecuación 6.

$$C_i = C_{DI} + C_{IN} + U_M = 1.38C_{DI} = 1.93C_M \quad (6)$$

El concreto utilizado en el diseño de los edificios tiene una resistencia a la compresión $f'c=250$ kg/cm², y el precio utilizado para los análisis es de \$2200 MXN/m³. El precio del acero de refuerzo se consideró igual a \$33000 MXN/ton.

3.6.2 Costos relacionados al daño estructural

Los costos asociados al daño (C_d) de un edificio por las exigencias que imponen los movimientos sísmicos al largo de su ciclo de vida pueden ser variados y complejos de analizar. En este trabajo se basa en un trabajo previo [24] donde los costos debido a daños se componen por los siguientes conceptos; costos por reparación o reconstrucción (C_{PR}), costos por pérdida de



contenido (C_{PC}), costos por pérdidas indirectas (C_{PI}), Costos por lesiones (C_{PL}) y costos por pérdidas de vida (C_{PV}). Cada uno de los conceptos de costos por daño se relaciona directamente con el índice de daño I_D . La ecuación 7 establece el costo final de los costos asociados al daño.

$$C_d = C_{PR} + C_{PC} + C_{PI} + C_{PL} + C_{PV} \quad (7)$$

3.6.2.1 Costos por reparación o reconstrucción

En este trabajo los costos por reparación o reconstrucción toman en cuenta los costos necesarios para que la estructura recupere su capacidad estructural al estado anterior a la excitación de un sismo o en su caso, a los costos generados por la demolición y reconstrucción en caso de no poder reparar la estructura. El método propuesto para reparar los edificios de este trabajo es el de encamisado de las secciones, vigas y columnas dañadas, ya que provee una rigidez y masa casi original a la de antes del daño. Cuando se presenta un estado en el que el daño es demasiado extenso, se toma la opción de la demolición.

En trabajos previos [42], se estableció que cuando en el índice de daño (I_D) es menor a 0.7, el daño en el edificio se encuentra en un rango reparable. El costo de reparación es igual a costo inicial por el índice de daño elevado a la segunda potencia. Cuando el índice de daño es mayor a 0.7, se considera que el edificio ya no puede ser reparado y se debe demoler, esto implica que el costo sea un 120% del costo inicial. La ecuación 8 muestra el costo por reparación y la ecuación 9 el costo reconstrucción.

$$C_{PR} = (C_I)I_D^2 \leftrightarrow 0 \leq I_D < 0.7 \quad (8)$$

$$C_{PR} = 1.2C_I \leftrightarrow I_D \geq 0.7 \quad (9)$$

3.6.2.2 Costos por pérdida de contenido

Los costos que se deben cubrir cuando ocurre un sismo que daña fachadas, acabados

arquitectónicos, instalaciones y mobiliario es asociado a los costos por pérdida de contenido (C_{PC}). En un trabajo previo [43] se consideró que el costo por pérdida de contenido es igual al 50% del costo inicial del edificio cuando el daño provoque un colapso ($I_D > 1$). Cuando el daño no provoca un colapso, el costo está dado por el 50% del costo inicial multiplicado por el índice de daño. Las ecuaciones 10 y 11 definen el costo por pérdida de contenido cuando no existe colapso y cuando si se presenta un colapso en la estructura.

$$C_{PC} = 0.5 (C_I)I_D \leftrightarrow 0 < I_D < 1.0 \quad (10)$$

$$C_{PC} = 0.5 C_I \leftrightarrow I_D \geq 1.0 \quad (11)$$

3.6.2.3 Costos por pérdidas indirectas

Las pérdidas monetarias relacionadas con el daño a los edificios dependen directamente al uso que se le dé. En este estudio, se considera que los edificios de concreto reforzado son utilizados para renta en los que se realizan trabajos de oficina. Los costos por pérdidas indirectas entonces se refieren a la interrupción de las actividades de oficina y por consecuencia se deja de recibir ingresos por el concepto de renta.

Los costos por pérdidas son evaluados de forma integral, donde se toman en cuenta varios elementos relevantes propuestos en un anterior estudio [42]. En primer lugar, el área afecta (A) cuantificada en metros cuadrados, seguido por el costo de alquiler por metro cuadrado (R), y el periodo de reparación o reconstrucción (P_R). Además, se toma en cuenta el grado de daño en la estructura (I_D). En este estudio se toma el promedio de costo de alquiler por metro cuadrado en el mercado, el cual es igual a 400 MXN/m². Cuando el grado de daño es tal que se llega al colapso, el costo por pérdida indirecta es el producto del área del edificio por el tiempo de reparación y costo del alquiler, como se muestra en la ecuación 11. Cuando el daño es menor y no se presenta colapso ($I_D < 1$) la ecuación 12 se multiplica por el índice de daño elevado a la



segunda potencia como se muestra en la ecuación 13.

$$C_{PI} = R(P_R)A \leftrightarrow I_D \geq 1 \quad (12)$$

$$C_{PI} = R(P_R)(A)I_D^2 \leftrightarrow 0 < I_D < 1.0 \quad (13)$$

3.6.2.4 Costos por pérdidas de vidas

La valoración económica de una vida humana, en términos de asignar costos, es un asunto sumamente delicado y polémico debido a su naturaleza sensible y emocional. Sin embargo, en este trabajo, se aborda de manera objetiva y técnica, respaldándose en investigaciones previas [44-46], donde se establece un valor monetario para la pérdida de una vida humana basado en los ingresos.

En este estudio, se lleva a cabo una estimación de los costos por pérdida de vidas (C_{PV}) mediante el cálculo del número de vidas perdidas en edificios durante un evento sísmico devastador. Para esta evaluación, se recurre a datos generados en eventos pasados con el fin de estimar las pérdidas de vida en estructuras edificadas. El método empleado para determinar el número de muertes se basa en una regresión lineal propuesta en un estudio previo [47], que se sustenta en registros del área total de edificios colapsados durante el terremoto de la Ciudad de México en 1985 [48], así como en el número de personas fallecidas debido a ese evento sísmico [49]. Gracias a esta aproximación, es posible estimar el número de muertes en edificios utilizando la ecuación 14.

$$N_d = 45.48 + 5.531744 A^2 \quad (14)$$

Donde: N_d es el número de fallecidos en una determinada área colapsada y A es el área del edificio colapsado en 1000 m^2 .

Para estimar el costo asociado con las pérdidas de vidas, se toma en cuenta el número de personas fallecidas en situaciones de colapso ($I_D > 1$), y se multiplica por el ingreso promedio

durante la vida laboral de una persona (C_{PF}), como se observa en la ecuación 15. En los casos donde el daño estructural no llegue al colapso ($I_D < 1$), se establece que la ecuación 15 debe multiplicarse por el índice de daño (I_D) elevado a la cuarta potencia, como se muestra en la ecuación 16.

En este estudio, se utiliza un ingreso promedio de \$200,000 pesos mexicanos anuales [50], y se estima que la vida laboral de una persona abarca 25 años, lo que representa un ingreso promedio durante ese lapso (C_{PF}) de \$5 millones de pesos (MXN).

$$C_{PV} = N_d C_{PF} \leftrightarrow I_D \geq 1 \quad (15)$$

$$C_{PV} = N_d (C_{PF}) I_D^4 \leftrightarrow 0 < I_D < 1 \quad (16)$$

3.6.2.5 Costo por lesiones

El costo por lesiones (C_{PL}) corresponde a los gastos necesarios para cubrir la atención médica y hospitalización de las personas afectadas dentro de un edificio tras un terremoto [25]. Los costos por lesiones se clasifican en dos categorías que contribuyen al costo total: los costos por lesiones sin incapacidad (C_{LS}), donde las personas lesionadas solo presentan heridas que no ponen en riesgo eminente su salud y su valoración médica en el hospital es breve. En esta categoría se dice que se encuentra el 90% de los lesionados durante un sismo, y el costo aproximado para el tratamiento integral de las heridas es en promedio \$40,000 pesos (MXN) [46]. La segunda categoría son los costos con incapacidad (C_{LI}) que representan el 10% de las personas lesionadas en un evento sísmico con heridas graves, en el cual se estima que el costo para obtener un tratamiento integral de las lesiones es de \$5 millones de pesos (MXN), equivalente al costo por pérdida de vidas.

Para obtener los costos producto de las lesiones en un evento sísmico, es necesario determinar el



número de personas lesionadas en los edificios durante un terremoto. En un trabajo previo [47], se estimó el total de personas lesionadas dentro de un área de un edificio, dividiendo el número de personas reportadas como lesionadas durante el sismo de México de 1985 [49] entre el área total de los edificios colapsados [48]. El número de lesionados por metro cuadrado se estimó igual a 0.0168 personas.

El costo por lesiones (C_{PL}) cuando el grado de daño en la estructura es total ($I_D \geq 1$) en un evento sísmico, se establece en función del costo de las personas lesionadas con y sin incapacidad, multiplicado por el área del edificio analizado, como se aprecia en la ecuación 17. Cuando el daño en la estructura en evento sísmico no llega al colapso, la ecuación 17 se multiplica por el índice de daño elevado a la segunda potencia, como se muestra en la ecuación 18.

$$C_{PL} = (0.1C_{LI} + 0.9C_{LS})0.0168 A \leftrightarrow I_D \geq 1 \quad (17)$$

$$C_{PL} = (0.1C_{LI} + 0.9C_{LS})0.0168 (A)I_D^2 \leftrightarrow 0 < I_D < 1 \quad (18)$$

4 Resultados y Discusiones

En esta sección se muestra los resultados de aplicar toda la metodología a los edificios de C/R de 4, 6, 8, 10, 12 y 15 niveles, ubicados en suelo con periodo $T_S=0.75s$ y $T_S=2.0s$ diseñados con el conjunto de combinaciones de cargas para el diseño sísmico.

Los costos totales para cada edificio diseñado con una combinación de carga (γ) fueron calculados con la ecuación 4. La Tabla 5 muestra el costo total para un escenario de demandas sísmicas (Figura 8), durante el tiempo de vida útil de 50 años, para el edificio de 12 niveles diseñado con la combinación #1. Los costos iniciales para este edificio se obtuvieron cuantificando la cantidad de concreto y acero de refuerzo necesario para construir el edificio diseñado. Un total de 4870 metros cúbicos de concreto y 638 toneladas de acero de refuerzo fueron cuantificadas. Al aplicarse la ecuación 5, el costo inicial para este edificio resultó igual a 61.3 millones de pesos (MXN).

Los costos por daño para el escenario simulado de la Figura 8, se calcularon para cada una de las demandas que causaron a la estructura por lo menos un grado de daño mayor a 0.1 ($I_D > 0.1$) durante el ciclo de vida de 50 años. Las demandas en los años 2.34 y 18.31, presentaron un índice de daño igual a 0.554 y 2.55. Como el I_D en el año 18.31 sobrepasa el valor de 1, se tomó el máximo valor de 1 para el análisis de costos. Los costos por daño (C_d) para el escenario de demandas se obtienen de la sumatoria de los costos de cada daño mayor a 0.1 ($I_D > 0.1$) en los edificios. El costo total (C_T) para este escenario se cuantificó como la suma de los costos iniciales más los costos por daños durante su vida útil, dando como resultado 2060 millones de pesos (MXN).

Tabla 5: Costo total para una simulación de demandas.

Año	I_D Ec. 3	C_{PR} Ec. 7	C_{PC} Ec. 9	C_{PI} Ec. 12	C_{PV} Ec. 15	C_{PL} Ec. 17	C_d Ec. 6
2.34	0.554	1.88E+07	1.70E+07	2.03E+07	1.45E+08	1.91E+07	2.20E+08
18.31	1	7.36E+07	3.07E+07	6.64E+07	1.55E+09	6.22E+07	1.78E+09
						$\sum C_d$ (MXN) =	2.00E+09
						C_I (MXN) =	6.13E+07
						C_T (MXN) =	2.06E+09



Los costos totales por los edificios se obtuvieron realizando 10000 simulaciones de demandas para cada estructura analizada, en la cual se promediaron los costos totales obtenidos en las simulaciones. La tabla 6 muestra los costos totales normalizados y los periodos de retorno (t_p) para todos los edificios ubicados en suelo con periodo $T_s=0.75s$. Los costos totales se en la Tabla 6 se observa como algunos edificios diseñados con las combinaciones sísmicas propuestas tiene un menor costo durante su vida útil en comparación con aquellos diseñados con la combinación #1 reglamentaria. Específicamente, los edificios diseñados con las combinaciones #2, #3, #5, #13 y #17 presentaron menor costo normalizado. De estas combinaciones con menor costo, la mayoría presentó un periodo de retorno más corto que el obtenido mediante el diseño con la combinación #1 establecida en el reglamento. Sin embargo, se destaca la combinación #13, ya que no solo presentó un menor costo total, sino que también cuenta con un periodo de retorno y confiabilidad similar al de la combinación #1.

La Tabla 7 ofrece una visión de los costos totales normalizados y los periodos de retorno para todos los edificios ubicado en suelo con periodo $T_s=2.0s$. Entre ellos, los edificios diseñados con las combinaciones de carga sísmica #6, #8, #9, #10, #11, #12, #13, #14 y #16, destacaron por presentar menores costos en comparación con los edificios diseñados con la combinación #1. Dentro de este grupo de combinaciones con menor costo, la combinación #11 sobresalió al tener el periodo de retorno más prolongado, alcanzando 128 años para la distorsión límite reglamentaria. Notablemente, este periodo de retorno es aproximadamente el doble del obtenido para los edificios diseñados siguiendo la combinación establecida en el reglamento, mejorando la confiabilidad estructural de los edificios diseñados con esta combinación.

normalizaron dividido el costo total de cada edificio entre el costo total del tipo de edificio diseñado con la combinación #1, a manera de poder simplificar los resultados. Además, se muestran los periodos de retorno para un nivel de daño máximo reglamentario igual a $d=0.015$.

En la

La figura 9 muestra una comparativa de los costos normalizados. En esta figura se puede visualizar el aumento o reducción de los costos respecto a la combinación de diseño #1 establecida en el reglamento. Cuando el costo respecto a alguna combinación está por arriba del costo unitario de la combinación #1, existe un aumento de costos. De manera contraria, cuando el costo está por debajo del costo unitario de la combinación uno, se dice que existe una reducción al costo, con respecto a la combinación #1. En la gráfica se puede observar que para el suelo con periodo $T_s=0.75s$ varias combinaciones están por debajo de costo unitario normalizado, pero solo la combinación #13 presentó un valor igual a 0.9, un ahorro de aproximadamente 10%, y además conservó su confiabilidad estructural igual a la del diseño con la combinación reglamentaria, sin disminuir el periodo de retorno, y asimilarse al de la combinación 1. Para suelo con periodo $T_s=2.0s$, de manera similar varias combinaciones presentaron un ahorro en los costos, pero solo la combinación #11 presentó un valor igual a 0.8, un ahorro aproximadamente al 20%, y se mejoró la confiabilidad con un periodo de retorno dos veces mayor a la de los edificios diseñados con la combinación reglamentaria.

Estos resultados subrayan la viabilidad de emplear ciertas combinaciones de carga sísmica para lograr edificios con un costo total menor y mejor confiabilidad con un periodo de retorno más extenso en comparación con aquellos diseñados bajo las regulaciones vigentes.



Tabla 6: Costos normalizados para edificios ubicados en suelo con periodo $T_s=0.75s$.

Niv	4		6		8		10		12		15		C _T (γ)/C _T (1) Promedio	tp(γ) Promedio
Com	C _T (γ)/C _T (1)	t _p	C _T (γ)/C _T (1)	t _p	C _T (γ)/C _T (1)	t _p	C _T (γ)/C _T (1)	t _p	C _T (γ)/C _T (1)	t _p	C _T (γ)/C _T (1)	t _p		
1	1.00	6591	1.00	4127	1.00	1971	1.00	4299	1.00	794	1.00	971	1.0	3126
2	1.05	6494	0.97	4421	0.95	1976	0.65	3096	1.01	733	1.00	949	0.9	2945
3	1.07	5393	1.13	4689	0.85	1907	0.62	1217	1.01	622	1.00	936	0.9	2461
4	1.65	4354	1.73	3269	0.50	2064	0.64	1759	0.96	569	1.02	1367	1.1	2231
5	1.02	4835	0.95	5527	0.90	1882	0.62	3434	1.03	640	1.00	933	0.9	2875
6	1.07	6765	1.14	1674	1.08	1982	0.65	3132	0.98	577	1.00	962	1.0	5027
7	0.98	6584	1.20	1241	0.85	1981	0.66	3121	1.00	571	1.04	981	1.0	4275
8	2.16	3687	2.11	3768	1.28	1224	0.71	3446	1.09	888	0.99	1272	1.4	2381
9	1.52	5491	1.51	7093	0.76	1864	1.08	2205	0.98	577	1.01	1583	1.1	3136
10	1.89	3108	2.57	6049	0.71	2045	0.89	2532	1.35	2153	0.99	1268	1.4	2859
11	1.66	4011	2.54	5138	0.76	4390	1.24	3424	1.27	3118	1.09	1337	1.4	3569
12	2.15	3668	1.60	2839	0.80	1937	0.67	1168	1.03	653	0.98	1205	1.2	1912
13	1.20	5856	1.11	6298	0.74	2209	0.67	2843	0.97	577	0.99	1293	0.9	3179
14	1.66	3226	1.79	4647	0.75	1801	0.75	5337	1.29	1046	0.99	1281	1.2	2890
15	1.80	5039	1.87	5302	0.73	2861	1.04	4460	1.10	721	1.06	1330	1.3	3285
16	1.59	4174	2.56	5626	0.79	4352	1.14	3763	1.31	3422	1.08	1241	1.4	3763
17	1.10	4240	1.03	3390	0.46	2169	0.50	1229	0.96	294	0.94	707	0.8	2005

Tabla 7: Costos normalizados para edificios ubicados en suelo con periodo $T_s=2.0s$.

Niv	4		6		8		10		12		15		C _T (γ)/C _T (1) Promedio	tp(γ) Promedio
Com	C _T (γ)/C _T (1)	t _p	C _T (γ)/C _T (1)	t _p	C _T (γ)/C _T (1)	t _p	C _T (γ)/C _T (1)	t _p	C _T (γ)/C _T (1)	t _p	C _T (γ)/C _T (1)	t _p		
1	1	41	1	51	1	63	1	65	1	64	1	85	1.0	62
2	0.92	37	1.08	65	1.22	61	0.79	68	0.82	72	0.95	82	1.0	64
3	1.03	41	1.20	58	0.69	65	1.12	68	0.99	64	0.90	84	1.0	63
4	0.84	35	0.94	63	1.08	56	1.34	63	1.15	66	1.25	75	1.1	60
5	0.99	41	1.10	58	1.32	64	0.85	68	0.93	63	0.87	84	1.0	63
6	0.95	37	1.04	58	0.84	61	0.75	71	0.82	72	0.87	89	0.9	65
7	0.97	41	1.20	58	0.85	63	1.32	67	0.93	63	1.14	85	1.1	63
8	0.92	42	1.34	64	0.76	63	0.74	73	0.64	92	0.77	132	0.9	78
9	1.14	52	1.06	63	0.80	76	0.70	90	0.63	94	0.76	148	0.8	87
10	0.89	46	1.16	72	0.66	63	0.75	84	0.53	124	0.59	202	0.8	99
11	1.16	61	1.24	77	0.84	95	0.64	110	0.62	126	0.48	266	0.8	123
12	0.88	38	1.10	59	1.05	56	0.86	72	0.94	79	0.87	97	0.9	67
13	1.16	44	1.21	61	0.87	75	0.68	83	0.76	72	0.85	118	0.9	76
14	1.02	45	1.01	72	0.77	61	0.74	79	0.54	115	0.68	155	0.8	88
15	1.27	59	1.22	81	2.03	78	0.69	102	0.55	109	0.54	224	1.1	109
16	1.16	61	1.39	81	0.84	85	0.70	116	0.58	133	0.44	302	0.9	130
17	1.13	39	1.44	44	0.71	59	0.85	56	1.16	50	1.32	68	1.1	53

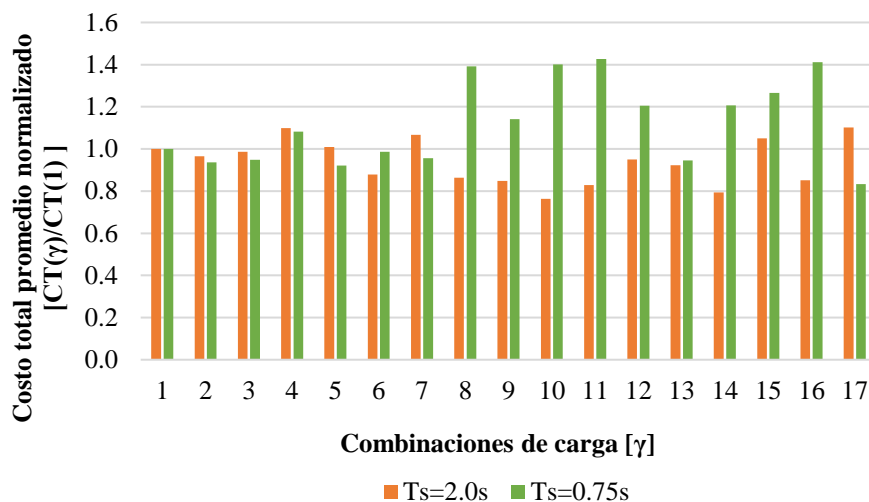


Figura 9: Comparativa de costos normalizados respecto a la combinación 1.

5 Conclusiones

En este estudio se obtuvieron los costos a lo largo de la vida útil de 6 tipos distintos de edificios de concreto reforzado. La metodología aplicada consideró el diseño estructural de los edificios con un conjunto de combinaciones de cargas sísmicas propuestas, distintas a la establecida en el reglamento. En los análisis de los edificios se consideró que los edificios fueran diseñados en dos tipos de suelos con distinto periodo, $T_s=0.75s$ y $T_s=2.0s$. Además, se aplicaron métodos probabilísticos en el cual se integró la fragilidad estructural y el peligro sísmicos para obtener las tasas de excedencia de daños en los edificios. Finalmente, se obtuvieron los costos totales para todos los edificios, así como el periodo de retorno para distorsión límite reglamentaria.

Basado en los resultados obtenidos en los diseños estructurales y en los modelos probabilísticos, se observó una diferencia en los resultados de los edificios diseñados con los diferentes tipos de suelo. Esto demostró que aún bajo el diseño reglamentario pueden existir diferencias considerables que se deben tomar en cuenta para la mejora del comportamiento estructural.

El análisis de los costos totales de los edificios diseñado con las diferentes combinaciones mostró una mejora considerable en los costos de los edificios con respecto a los edificios diseñados con la combinación reglamentaria. Los edificios ubicados en suelo con periodo $T_s=0.75s$ diseñados con la combinación #13, obtuvieron un ahorro aproximadamente del 10% en comparación con la combinación prescrita en el reglamento. Por otro lado, los edificios ubicados en suelo con periodo $T_s=2.0s$ diseñados con combinación #11 mostraron un ahorro cercano al 20%.

De los resultados obtenidos podemos resaltar que la combinación de carga para el diseño sísmico de los edificios en la cual se emplea el reglamento de construcción de la Ciudad de México puede mejorar para generar estructuras con mayor confiabilidad y que tengan menor costo. Una de las limitaciones en este estudio fueron los análisis no lineales, los cuales requirieron de un gran consumo de tiempo y de esfuerzo computacional, ante esta realidad es necesario implementar nuevos métodos computacionales en trabajos futuros, como la inteligencia artificial y las redes neuronales, que nos ayude a reducir el tiempo en el proceso de



análisis, con la finalidad de seguir mejorando las combinaciones de carga sísmica.

A pesar de los resultados obtenidos, es necesario seguir investigando más los factores de carga en el diseño final de los edificios, para obtener factores óptimos de carga que nos permita tener estructuras más confiables y con menor costo. Con esto en mente, es necesario realizar nuevos estudios en los que se incorporen más variables como; más tipos de suelo, otros tipos de estructuraciones en los edificios, y más materiales, a manera que podamos llegar a encontrar combinaciones de carga óptimas que se puedan incorporar a los códigos de construcción.

Agradecimientos

El primer autor agradece el apoyo económico para sus estudios de doctorado por parte del Consejo Nacional de Humanidades, Ciencias y Tecnologías (CONAHCyT), también se agrade al CONAHCyT por su apoyo en los proyectos de Ciencia básica 287103 y Ciencia de frontera CF-2023-G-1636. Así como el apoyo de la Universidad Autónoma de Sinaloa PROFAPI 2022.

6. Reconocimiento de autoría

Henry Emmanuel Reyes Heredia: Conceptualización; Metodología; Investigación; Borrador original. *Juan Bojórquez Mora:* Conceptualización; Visualización; Supervisión; validación. *Edén Bojórquez Mora:* Supervisión; Recursos; Escritura: revisión y edición, Administración del proyecto. *Manuel Antonio Barraza Guerrero:* Metodología; Software, Análisis formal, Supervisión. *Herían Alberto Leyva Madrigal:* Metodología; validación; Análisis formal.

Referencias

[1] W. C. Santiago, H. M. Kroetz, S. H. Santos, F. R. Stucchi, and A. T. Beck, "Reliability-based

calibration of Main Brazilian structural design codes," *Latin American Journal of Solids and Structures*, vol. 17, no. 1, 2020.

<https://doi.org/10.1590/1679-78255754>

[2] R. Fahrni, G. De Sanctis, and A. Frangi, "Comparison of reliability- and design-based code calibrations," *Structural Safety*, vol. 88, p. 102005, 2021.

<https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2020.102005>

[3] A. Slobbe, Á. Rózsás, and Y. Yang, "Reliability-based calibration of design code formulas: Application to shear resistance formulas for reinforced concrete members without shear reinforcement," *Structural Concrete*, vol. 24, no. 2, pp. 2979-3001, 2022.

<https://doi.org/10.1002/suco.202200583>

[4] J. Köhler and M. Baravalle, "Risk-based decision making and the calibration of structural design codes - prospects and challenges," *Civil Engineering and Environmental Systems*, vol. 36, no. 1, pp. 55-72, 2019.

<https://doi.org/10.1080/10286608.2019.1615477>

[5] M. Safari, S. H. Ghasemi, and S. A. Haj Seiyed Taghia, "Target reliability analysis of bridge piers concerning the earthquake extreme event limit state," *Engineering Structures*, vol. 245, p. 112910, 2021.

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112910>

[6] P. Franchin and F. Noto, "Reliability-based partial factors for seismic design and assessment consistent with second-generation eurocode 8," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, pp. 1-22, 2023.

<https://doi.org/10.1002/eqe.3840>

[7] F. Colangelo, R. Giannini, and P. E. Pinto, "Seismic reliability analysis of reinforced concrete structures with stochastic properties," *Structural Safety*, vol. 18, no. 2-3, pp. 151-168, 1996.

[https://doi.org/10.1016/0167-4730\(96\)00008-2](https://doi.org/10.1016/0167-4730(96)00008-2)



- [8] B. R. Ellingwood, "Probability-based codified design for earthquakes," *Engineering Structures*, vol. 16, no. 7, pp. 498-506, 1994.
[https://doi.org/10.1016/0141-0296\(94\)90086-8](https://doi.org/10.1016/0141-0296(94)90086-8)
- [9] J. D. Sørensen, I. B. Kroon, and M. H. Faber, "Optimal Reliability-based code calibration," *Structural Safety*, vol. 15, no. 3, pp. 197-208, 1994.
[https://doi.org/10.1016/0167-4730\(94\)90040-X](https://doi.org/10.1016/0167-4730(94)90040-X)
- [10] Y. K. Wen, "Reliability and performance-based design," *Structural Safety*, vol. 23, no. 4, pp. 407-428, 2001.
[https://doi.org/10.1016/S0167-4730\(02\)00011-5](https://doi.org/10.1016/S0167-4730(02)00011-5)
- [11] S. Shekhar, J. Ghosh, and J. E. Padgett, "Seismic life-cycle cost analysis of ageing highway bridges under chloride exposure conditions: Modelling and recommendations," *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 14, no. 7, pp. 941-966, 2018.
<https://doi.org/10.1080/15732479.2018.1437639>
- [12] C. Ch. Mitropoulou, N. D. Lagaros, and M. Papadrakakis, "Life-cycle cost assessment of optimally designed reinforced concrete buildings under seismic actions," *Reliability Engineering & System Safety*, vol. 96, no. 10, pp. 1311-1331, 2011.
<https://doi.org/10.1016/j.res.2011.04.002>
- [13] P. Castaldo, B. Palazzo, and P. Della Vecchia, "Life-cycle cost and seismic reliability analysis of 3D systems equipped with FPS for different isolation degrees," *Engineering Structures*, vol. 125, pp. 349-363, 2016.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.06.056>
- [14] S. Liang, H. Gu, T. Bilek, and R. Bergman, "Life-cycle cost analysis of a mass-timber building: Methodology and hypothetical case study," US Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory: 1-11, 2019.
<https://doi.org/10.2737/FPL-RP-702>
- [15] P. Asadi and I. Hajirasouliha, "A practical methodology for optimum seismic design of RC frames for minimum damage and life-cycle cost," *Engineering Structures*, vol. 202, p. 109896, 2020. doi:10.1016/j.engstruct.2019.109896
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109896>
- [16] M. Noureldin and J. Kim, "Parameterized seismic life-cycle cost evaluation method for building structures," *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 17, no. 3, pp. 425-439, 2020.
<https://doi.org/10.1080/15732479.2020.1759656>
- [17] N. D. Reddy Chukka, L. Natrayan, and W. D. Mammo, "Seismic Fragility and life cycle cost analysis of reinforced concrete structures with a hybrid damper," *Advances in Civil Engineering*, vol. 2021, pp. 1-17, 2021.
<https://doi.org/10.1155/2021/4195161>
- [18] H. Mirzaeefard, M. Mirtaheri, and M. A. Hariri-Ardebili, "Life-cycle cost analysis of pile-supported wharves under multi-hazard condition: Aging and shaking," *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 19, no. 2, pp. 269-289, 2021.
<https://doi.org/10.1080/15732479.2021.1940216>
- [19] M. D. Pandey and J. A. M. van der Weide, "Stochastic renewal process models for estimation of damage cost over the life-cycle of a structure," *Structural Safety*, vol. 67, pp. 27-38, 2017.
<https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2017.03.002>
- [20] U. Vitiello, D. Asprone, M. Di Ludovico, and A. Prota, "Life-cycle cost optimization of the seismic retrofit of existing RC Structures," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 15, no. 5, pp. 2245-2271, 2016.
<https://doi.org/10.1007/s10518-016-0046-x>
- [21] O. El-Khoury, A. Shafieezadeh, and E. Fereshtehnejad, "A risk-based life cycle cost strategy for optimal design and evaluation of Control Methods for nonlinear structures,"



Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 47, no. 11, pp. 2297-2314, 2018.
<https://doi.org/10.1002/eqe.3069>

[22] G. Barone and D. M. Frangopol, "Life-cycle maintenance of deteriorating structures by multi-objective optimization involving reliability, risk, availability, hazard and cost," Structural Safety, vol. 48, pp. 40-50,
<https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2014.02.002>

[23] M. Torti, I. Venanzi, S. Laflamme, and F. Ubertini, "Life-cycle management cost analysis of Transportation Bridges equipped with Seismic Structural Health Monitoring Systems," Structural Health Monitoring, vol. 21, no. 1, pp. 100-117, 2021.
<https://doi.org/10.1177/1475921721996624>

[24] J. Bojórquez, S. E. Ruiz, B. Ellingwood, A. Reyes-Salazar, and E. Bojórquez, "Reliability-based optimal load factors for seismic design of buildings," Engineering Structures, vol. 151, pp. 527-539, 2017.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.046>

[25] M. A. Orellana, S. E. Ruiz, J. Bojórquez, A. Reyes-Salazar, and E. Bojórquez, "Optimal load factors for earthquake-resistant design of buildings located at different types of soils," Journal of Building Engineering, vol. 34, p. 102026, 2021.
<https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.102026>

[26] H. E. Reyes et al., "Development an artificial neural network model for estimating cost of R/C building by using life-cycle cost function: Case study of Mexico City," Advances in Civil Engineering, vol. 2022, pp. 1-15, 2022.
<https://doi.org/10.1155/2022/7418230>

[27] Instituto para la seguridad de las construcciones en la Ciudad de México, "Normas Técnicas complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto",

Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México, 2021.

<https://www.isc.cdmx.gob.mx/directores-res/cursos-de-actualizacion-2022/normas-tecnicas-complementarias-2023>

[28] Instituto para la seguridad de las construcciones en la Ciudad de México, "Normas Técnicas complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México, 2020.

<https://www.isc.cdmx.gob.mx/directores-res/cursos-de-actualizacion-2022/normas-tecnicas-complementarias-2023>

[29] Instituto para la seguridad de las construcciones en la Ciudad de México, "Normas Técnicas complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño de Edificaciones", Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México, 2017.

<https://www.isc.cdmx.gob.mx/directores-res/cursos-de-actualizacion-2022/normas-tecnicas-complementarias-2023>

[30] Instituto de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, "Base de Datos de registros acelerográficos de la raii-UNAM",
<https://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/RedAcelerografica.aspx>.

[31] Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, A. C, "Red Acelerográfica y Sistema de Alerta Sísmica de la ciudad de México," CDMX,
<https://www.isc.cdmx.gob.mx/revisiones/red-acelerografica-y-sistema-de-alerta-sismica-de-la-ciudad-de-mexico>.

[32] A.J. Carr, Volume 3: User Manual for the 3-dimensional Version, ruaumoko3D, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2007.
https://www.researchgate.net/profile/Athol-Carr/publication/277249247_Ruumoko_3D_M



anual/links/5564eeb408ae94e957205469/Ruau_moko-3D-Manual.pdf

[33] T. Takeda, M. A. Sozen, and N. N. Nielsen, "Reinforced concrete response to simulated earthquakes," *Journal of the Structural Division*, vol. 96, no. 12, pp. 2557-2573, 1970. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0002765>

[34] D. Vamvatsikos and C. A. Cornell, "Incremental dynamic analysis," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 31, no. 3, pp. 491-514, 2002. doi:10.1002/eqe.141 <https://doi.org/10.1002/eqe.141>

[35] Federal Emergency Management Agency, "FEMA-356: Next-generation performance based seismic design guidelines", program plan for new and existing buildings. Washington DC. 2006. <https://www.nehrp.gov/pdf/fema445.pdf>

[36] J. Kohns, L. Stempniewski, and A. Stark, "Fragility functions for reinforced concrete structures based on multiscale approach for earthquake damage criteria," *Buildings*, vol. 12, no. 8, p. 1253, 2022. <https://doi.org/10.3390/buildings12081253>

[37] R. Folić and M. Čokić, "Fragility and vulnerability analysis of an RC building with the application of nonlinear analysis," *Buildings*, vol. 11, no. 9, p. 390, 2021. <https://doi.org/10.3390/buildings11090390>

[38] C. A. Cornell, "Engineering seismic risk analysis," *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 58, no. 5, pp. 1583-1606, 1968. <https://doi.org/10.1785/BSSA0580051583>

[39] R. Y. Rubinstein and D. P. Kroese, "Simulation and the Monte Carlo method," *Wiley Series in Probability and Statistics*, 2007. <https://doi.org/10.1002/9780470230381>

[40] Y. Park, A. H. -S. Ang, and Y. K. Wen, "Seismic damage analysis of reinforced concrete

buildings," *Journal of Structural Engineering*, vol. 111, no. 4, pp. 740-757, 1985. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:4\(740\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(740))

[41] D. Tolentino and S. E. Ruiz, "Time intervals for maintenance of offshore structures based on multiobjective optimization," *Mathematical Problems in Engineering*, vol. 2013, pp. 1-15, 2013. <https://doi.org/10.1155/2013/125856>

[42] D. E. De Leon, "Integrating socioeconomic in the development of criteria for optimal seismic design of R/C buildings", PhD thesis, University of California, Irvine, USA, 1996. <https://www.proquest.com/openview/316321a6ac965de1866c7fc8ae0058b4/1?cbl=18750&diss=y&loginDisplay=true&pq-origsite=gscholar>

[43] A. Surahman and K. B. Rojiani, "Reliability based optimum design of concrete frames," *Journal of Structural Engineering*, vol. 109, no. 3, pp. 741-757, 1983. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1983\)109:3\(741\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:3(741))

[44] T. R. Miller, "Variations between countries in values of statistical life" *Journal of transport economics and policy*, p. 169-188, 2000. <http://www.jstor.org/stable/20053838>.

[45] W. K. Viscusi and J. Aldy, "The value of a statistical life: A critical review of market estimates throughout the world," vol. 27, no 1, p. 5-76, 2003. <https://doi.org/10.3386/w9487>

[46] W. K. Viscusi and E. P. Gentry, "The value of a statistical life for transportation regulations: A TEST OF THE BENEFITS transfer methodology," *SSRN Electronic Journal*, vol. 51, no 1, p. 53-77, 2014. <https://doi.org/10.2139/ssrn.2460837>

[47] M A Orellana, S E Ruiz, y J. Bojórquez, "Influence of Local Soil Conditions on Optimal Load Factors for Seismic Design of Buildings".



International Journal of Civil and Environmental Engineering, vol. 11, no 6, p. 724-728, 2017, <https://doi.org/10.5281/zenodo.1130669>

[48] Instituto de Ingeniería UNAM, "Evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la CDMX". Universidad Nacional Autónoma de México, 1985.

<https://www.iingen.unam.mx/es-mx/AlmacenDigital/Libros/Documents/Meli/libro-EvaluaciondelosefectosdelossismosSep85Int.pdf>

[49] M. Aritake, et al., *Report on the Investigation of the Earthquake in Mexico; September 19 1985*. Tokyo Metropolitan Government, Tokyo, 1986.

[50] Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), "Encuesta nacional de ingresos y gastos de los hogares," Ingresos y Gastos de los Hogares, <https://www.inegi.org.mx/temas/ingresoshog/2020>.

Derechos de Autor (c) 2023 Henry Emmanuel Reyes Heredia, Juan Bojórquez Mora, Edén Bojórquez Mora, Manuel Antonio Barraza Guerrero, Herían Alberto Leyva Madrigal



Este texto está protegido por una licencia [Creative Commons 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/).

Usted es libre para compartir —copiar y redistribuir el material en cualquier medio o formato— y adaptar el documento —remezclar, transformar y crear a partir del material— para cualquier propósito, incluso para fines comerciales, siempre que cumpla la condición de:

Atribución: Usted debe dar crédito a la obra original de manera adecuada, proporcionar un enlace a la licencia, e indicar si se han realizado cambios. Puede hacerlo en cualquier forma razonable, pero no de forma tal que sugiera que tiene el apoyo del licenciante o lo recibe por el uso que hace de la obra.

[Resumen de licencia](#) - [Texto completo de la licencia](#)