



Estudio de caso

Influencia de la ductilidad en la fragilidad sísmica de edificios de concreto reforzado en suelo blando de la Ciudad de México

Influence of ductility on the seismic fragility of reinforced concrete buildings on soft soil in Mexico City

Seiko Christian Suzuki Espino¹ , Juan Bojórquez Mora¹ , Edén Bojórquez Mora¹ , Rody Abraham Soto Rojo² 

¹Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa. Calzada de las Américas y Boulevard Universitarios S/N, Ciudad Universitaria, Culiacán, Sinaloa, México, C.P. 80040.

²Facultad de Ingeniería Mochis, Universidad Autónoma de Sinaloa. Fuente de Poseidón y Prolongación Ángel Flores S/N, Ciudad Universitaria, Fracc. Las Fuentes, Los Mochis, Sinaloa, México, C.P. 81223.

Autor de correspondencia: Seiko Christian Suzuki Espino, Universidad Autónoma de Sinaloa, Facultad de Ingeniería, Culiacán, clave ORCID: 0009-0007-8370-6605, seikochristiansuzukiespino.fic@uas.edu.mx.

Recibido: 16 de abril del 2026

Aceptado: 6 de Junio del 2026

Publicado: 24 de Junio del 2026

Resumen. – En este artículo presentado debemos mencionar que la ductilidad es un parámetro fundamental en la ingeniería sísmica y estructural, ya que como es sabido por diversos investigadores del campo sismológico, esta misma se relaciona con la habilidad que tiene un edificio de disipar energía por un fenómeno que conocemos como comportamiento no lineal. De eso que estamos describiendo surge la importancia de estimar aquí, la influencia de la ductilidad en el comportamiento sísmico de edificaciones. Bajo este enfoque, en esta investigación evaluamos la fragilidad sísmica de edificios de altura media que los autores suponemos que se ubican en la Ciudad de México y estos mismos los diseñamos conforme a la normativa sísmica vigente de la entidad. Para ello, analizamos tres edificios de concreto reforzado de 8 niveles cada uno ubicados en la Zona de Lago. Tener también presente, que las tres edificaciones que describimos en esta investigación todas fueron proyectadas con niveles de factor de comportamiento sísmico que van de bajo, medio hasta alto. Para tener mayor conocimiento del tema aquí expuesto, los autores propusimos que la estrategia metodológica debe fundamentarse en la ejecución de los análisis dinámicos incrementales (ADI) a partir de un conjunto de 30 registros acelerográficos de sismos interplaca de banda angosta que los obtuvimos de bases de datos nacionales y que son representativos del Valle de México, escalados por los autores a 20 niveles de intensidad sísmica en términos también de la aceleración espectral del modo fundamental de vibración $S_a(T_1)$ de la edificación. A partir de las respuestas estructurales que obtuvimos, construimos curvas de fragilidad sísmica bajo el supuesto de una distribución lognormal. Es importante también para los autores poder describir que esta investigación constituye una de las primeras aportaciones en contrastar de forma simultánea tres niveles de ductilidad normativa con $Q=2$, con $Q=3$ y también con $Q=4$. Todo eso por supuesto, dentro del marco de las NTC-2023 de la Ciudad de México y aplicándoles un enfoque probabilístico directo. Tenemos la certeza, de que los resultados cuantitativos que obtuvimos, muestran claramente que la intensidad sísmica correspondiente a una probabilidad de excedencia del 50% para el estado de colapso que analizamos; se incrementa de 266 cm/s^2 en la estructura con ductilidad baja o $Q=2$, a un valor de 396 cm/s^2 para $Q=3$ o ductilidad media, y llega hasta los 730 cm/s^2 en el diseño utilizando ductilidad alta con $Q=4$. De ello, concluimos que los diseños que estudiamos de alta ductilidad presentaron una capacidad estructural cerca de tres veces superior sometidos ante sismos extremos, con niveles de seguridad global y notablemente más elevados bajo las condiciones de suelo blando que evaluamos.

Palabras clave: Edificios de altura media; Concreto reforzado; Normativa sísmica vigente; Factor de comportamiento sísmico; ADI; Curvas de fragilidad sísmica; Intensidad sísmica.



Abstract. - In this presented article, it must be noted that ductility is a fundamental parameter in seismic and structural engineering, since, as is well known among various researchers in the seismological field, ductility itself is related to the ability of a building to dissipate energy through a phenomenon known as nonlinear behavior. From what we have just described arises the importance of estimating, herein, the influence of ductility on the seismic performance of buildings. Under this approach, the present investigation evaluates the seismic fragility of mid-rise buildings that the authors assume to be located in Mexico City, designed in accordance with the current seismic regulations of the jurisdiction. To this end, three eight story reinforced concrete buildings situated in the Lake Zone were analyzed. It should also be noted that all three structures described in this investigation were designed with seismic behavior factor levels ranging from low and medium to high. In order to gain a deeper understanding of the subject addressed herein, the authors proposed that the methodological strategy must be grounded in the execution of Incremental Dynamic Analyses (IDA) based on a set of 30 accelerographic records from narrow-band interplate earthquakes, obtained from national databases and representative of the Valley of Mexico, scaled by the authors to 20 seismic intensity levels also expressed in terms of the spectral acceleration of the fundamental vibration mode $S_a(T_1)$ of the building. From the structural responses obtained, seismic fragility curves were constructed under the assumption of a lognormal distribution. It is likewise important for the authors to convey that this investigation constitutes one of the first contributions to simultaneously contrast three normative ductility levels $Q = 2$, $Q = 3$, and $Q = 4$ within the framework of the NTC-2023 of Mexico City and by applying a direct probabilistic approach. It is confirmed that the quantitative results obtained clearly demonstrate that the seismic intensity corresponding to a 50% probability of exceedance for the collapse state under analysis increases from 266 cm/s^2 in the structure with low ductility or $Q = 2$, to a value of 396 cm/s^2 for $Q = 3$ or medium ductility, and reaches 730 cm/s^2 in the design employing high ductility with $Q = 4$. From these findings, it is concluded that the high-ductility designs studied exhibited a structural capacity approximately three times greater when subjected to extreme seismic events, with notably higher overall safety levels under the soft soil conditions evaluated.

Keywords: Mid-rise buildings; Reinforced concrete; Current seismic codes; Behavior factor Q ; IDA; Seismic fragility curves; Seismic intensity.

1. Introducción

1.1 Fundamentos teóricos.

Debemos ser enfáticos en mencionar que, durante las últimas décadas, la ingeniería sísmica ha atravesado una profunda revisión de sus fundamentos conceptuales de diseño. Podemos decir claramente que hoy en día existe un amplio consenso relacionado a que la respuesta de las estructuras frente a sismos de gran intensidad no puede ni debe limitarse solo a un análisis puramente elástico, tal como lo señala en sus investigaciones Rodríguez [1]. Describir también, el enfoque convencional que priorizaba únicamente la fase de la resistencia nominal para impedir que los elementos llegaran a su umbral de fluencia. De tal manera, podemos afirmar notoriamente que ha dado paso a una nueva filosofía centrada en el desempeño sísmico global.

Desde esta nueva perspectiva que aquí exponemos, y de acuerdo con lo planteado en los trabajos de Fajfar [2], resulta ampliamente reconocido por la mayoría de los investigadores que exigir un comportamiento completamente elástico bajo sismos de gran magnitud sería prácticamente inviable tanto desde el punto de vista técnico como del económico. En este marco que investigamos, el propósito central del presente estudio es evaluar probabilísticamente cómo el factor de comportamiento sísmico Q incide en la fragilidad estructural de edificaciones construidas a base de concreto reforzado y cimentadas sobre el suelo blando de la Ciudad de México, de tal forma que podemos contrastar explícitamente la consistencia entre los parámetros prescritos por la reglamentación local vigente y el desempeño real observado de las edificaciones.



En el caso muy particular de la Ciudad de México, podemos aseverar que dicha evolución conceptual ha sido motivada en gran medida por las enseñanzas derivadas de los sismos catastróficos de 1985 y más recientemente de 2017. A partir de estos eventos ocurridos, y tal como lo señalan Ruiz et al. [3] en sus publicaciones, hemos podido comprender que la supervivencia de las estructuras en regiones de elevada actividad sísmica está condicionada por su capacidad para experimentar deformaciones inelásticas de manera estable y sobre todo controlada. Igualmente, platicar que la interacción dinámica entre la estructura y el suelo se reconoce como un elemento fundamental, con especial relevancia en la Zona de Lago, pero también conforme a lo establecido por las NTC-2023 de la Ciudad de México [4, 5, 6].

Muy importante poder mencionar que las características estratigráficas de esta zona están definidas por la presencia de arcillas saturadas y con contenidos de agua muy elevados, que favorecen también en la amplificación selectiva de las ondas sísmicas. Por eso, este fenómeno afecta de manera preferencial a las edificaciones cuyo período natural de vibración de la edificación es similar al período dominante del sitio y condición conocida como resonancia. En este sentido, describimos que el diseño sismorresistente en terrenos de baja consistencia, según lo demuestra y publica Esteva [7] mediante el estudio presentado de la respuesta no lineal de estructuras bajo acelerogramas de banda angosta y representativos de la Ciudad de México, trasciende la simple resistencia de fuerzas y exige también una gestión integral del movimiento a través del balance adecuado entre la rigidez, resistencia y deformación inelástica.

1.2 Ductilidad estructural y factor de comportamiento sísmico Q.

Como mencionamos en líneas anteriores en este estudio, la habilidad que tiene una estructura para adentrarse en el rango inelástico y manteniendo su integridad estructural se denomina ductilidad. Este principio analizado, pero también profusamente abordado por Priestley [8] en investigaciones previas, representa uno de los pilares esenciales del diseño sismorresistente contemporáneo. Por eso, en los reglamentos aplicables en la Ciudad de México, la ductilidad se integra de forma implícita a través del parámetro Q, y muy conocido como factor de comportamiento sísmico. De tal forma, que su aplicación posibilita la reducción de las fuerzas sísmicas derivadas del análisis elástico, teniendo siempre presente que debemos de partir del supuesto de que la estructura exhibirá un comportamiento no lineal y por ende disipará la energía sísmica mediante mecanismos de daño controlado en [4, 5, 6].

Nos propusimos para que el presente trabajo estudie tres sistemas estructurales con distintos grados de detallado constructivo, pero también cada uno asociado a un nivel diferente de capacidad dúctil. El primer modelo que planteamos corresponde a una ductilidad baja con $Q= 2$, propio de construcciones con un armado del tipo convencional en donde la incursión en el comportamiento inelástico es esperada pero principalmente también limitada. A su vez, el segundo modelo analizado, contempla una ductilidad media con $Q= 3$ e incorpora requisitos adicionales de confinamiento que posibilitan rotaciones más amplias en las conexiones. Finalmente, el tercer modelo aquí expuesto corresponde a una ductilidad alta con $Q= 4$ y concebido según los criterios de columna fuerte-viga débil descritos ampliamente en los trabajos de Aguilar et al. [9], por lo que le confiere una destacada capacidad de deformación antes de llegar al colapso.

Si bien este enfoque normativo descrito en esta investigación ha probado su utilidad en el ámbito profesional, es ampliamente necesario examinar con mayor detenimiento el impacto efectivo del factor Q sobre la vulnerabilidad de las estructuras. Dicho de otro modo, no resulta evidente de forma directa que una edificación proyectada con una $Q= 4$ sea proporcionalmente más segura que otra con una $Q= 2$; cuando ambas edificaciones, enfrentan idénticas demandas espectrales en [10]. De eso que mencionamos,



la circunstancia justifica plenamente la evaluación comparativa de estos niveles de ductilidad mediante funciones de probabilidad de excedencia de estados límite de falla.

1.3 Respuesta estructural no lineal y Análisis Dinámico Incremental (ADI).

Hay que indicar que cuando una edificación de ocho pisos se emplaza sobre depósitos de suelo blando, su comportamiento se torna marcadamente como no lineal a causa de las distorsiones producidas por la amplificación dinámica del sitio en [11]. Ante esta situación, señalamos que la integridad estructural queda supeditada a la capacidad del sistema para absorber y disipar la energía cinética del movimiento sísmico a través de la respuesta histórica de los elementos de concreto reforzado. En consecuencia, indicar que la formación de rótulas plásticas en las vigas convierte la energía en daño estructural acotado y predecible. Adicionalmente, en estructuras de altura intermedia, los efectos de segundo orden o P-Delta y la pérdida progresiva de rigidez bajo cargas cíclicas son factores condicionantes de la estabilidad global en una edificación en [12, 13].

Para poder caracterizar adecuadamente esta compleja respuesta estructural, aludimos en que las metodologías de evaluación han avanzado hacia herramientas más robustas, entre las que destaca el Análisis Dinámico Incremental por sus siglas (ADI) en [14]. Este procedimiento utilizado, somete el modelo estructural a un conjunto de registros sísmicos reales y escalados de forma progresiva hacia distintos niveles de intensidad expresados en términos de la aceleración espectral $S_a(T_1)$. Como tal, el resultado es una curva que vincula una Medida de Intensidad por sus siglas (MI) con un Parámetro de Demanda Estructural por sus siglas (PDE), típicamente la Distorsión Máxima de Entrepiso por sus siglas (DME) en [14].

1.4 Modelación probabilística y curvas de fragilidad sísmica.

Con el fin de que incorporemos tanto la incertidumbre estructural como la variabilidad propia de la demanda sísmica, los datos aquí obtenidos del (ADI) en [14] los sometimos a un tratamiento estadístico orientado a la construcción de curvas de fragilidad sísmica. Estas curvas nos expresan la probabilidad de que la (DME) supere el umbral correspondiente a un estado límite específico como es el caso de ocupación inmediata o prevención del colapso para un nivel determinado de $S_a(T_1)$ en [15]. Indicar que, en años recientes, diversas investigaciones han incorporado técnicas de aprendizaje automático con el propósito de mejorar la eficiencia en la generación de estas curvas y caracterizar con mayor precisión la incertidumbre epistémica del sistema en [16]. Este enfoque descrito, resulta particularmente ventajoso en suelos arcillosos de la cuenca de México, donde los fenómenos de amplificación dinámica son de gran magnitud en [17, 18].

A diferencia de estudios anteriores, como el de referencia de Alarcón et al. [19] que se centra en la evaluación genérica de estructuras de concreto o el de Castro y Guerrero [16] orientado a la optimización mediante el uso de inteligencia artificial, el aporte distintivo de la presente investigación reside en el análisis simultáneo y específico de tres niveles de ductilidad normativa con $Q= 2, 3$ y 4 dentro del marco normativo preciso de las NTC-2023 de la Ciudad de México [4, 5, 6]. Para ello, empleamos una muestra controlada de 30 registros interplaca de banda angosta de la Zona de Lago, con el objetivo de contrastar la coherencia entre los parámetros de diseño prescritos y el desempeño probabilístico efectivo de las estructuras aquí analizadas.



Es de suma importancia para los autores poder describir la estructura del presente artículo, como la siguiente: la sección 2 explica de forma exhaustiva la metodología de análisis estructural y probabilístico aquí adoptada, incluyendo los criterios para la selección de registros sísmicos; la Sección 3 presenta los resultados en términos de curvas de (ADI) en [14], las respuestas medianas y funciones de fragilidad, complementadas también con tablas de comparación cuantitativa; la Sección 4 en este estudio, analiza las implicaciones prácticas de los hallazgos y su coherencia con el marco normativo de la Ciudad de México; y la Sección 5 sintetiza las conclusiones fundamentales del estudio y propone líneas de investigación futuras.

2 Metodología

En esta sección explicamos la metodología del presente estudio, la cual se articula en seis fases consecutivas e interrelacionadas, cuya organización global se resume en la Figura 1. Como punto de partida, llevamos a cabo el diseño y modelado de tres edificaciones de concreto reforzado de ocho pisos, cada una correspondiente a un nivel diferente de ductilidad normativa con $Q= 2, 3$ y 4 , en estricto cumplimiento de las NTC-2023 de la Ciudad de México [4, 5, 6].

En una etapa posterior, realizamos la caracterización geotécnica del sitio correspondiente a la Zona de Lago y seleccionamos 30 registros acelerográficos de eventos interplaca de banda angosta, los cuales los escalamos a 20 niveles de intensidad sísmica. Con base en estos registros, ejecutamos los (ADI) en [14] mediante el empleo del software **RUAUMOKO 3D** [20], llevando a las estructuras desde su respuesta elástica inicial hasta el estado de colapso. Finalmente, a partir de las respuestas obtenidas, determinamos las curvas medianas de respuesta estructural y construimos las funciones de fragilidad sísmica bajo el supuesto de una distribución lognormal. Dicho lo anterior, el detalle de cada una de estas etapas se presenta en las subsecciones 2.1 a 2.9.

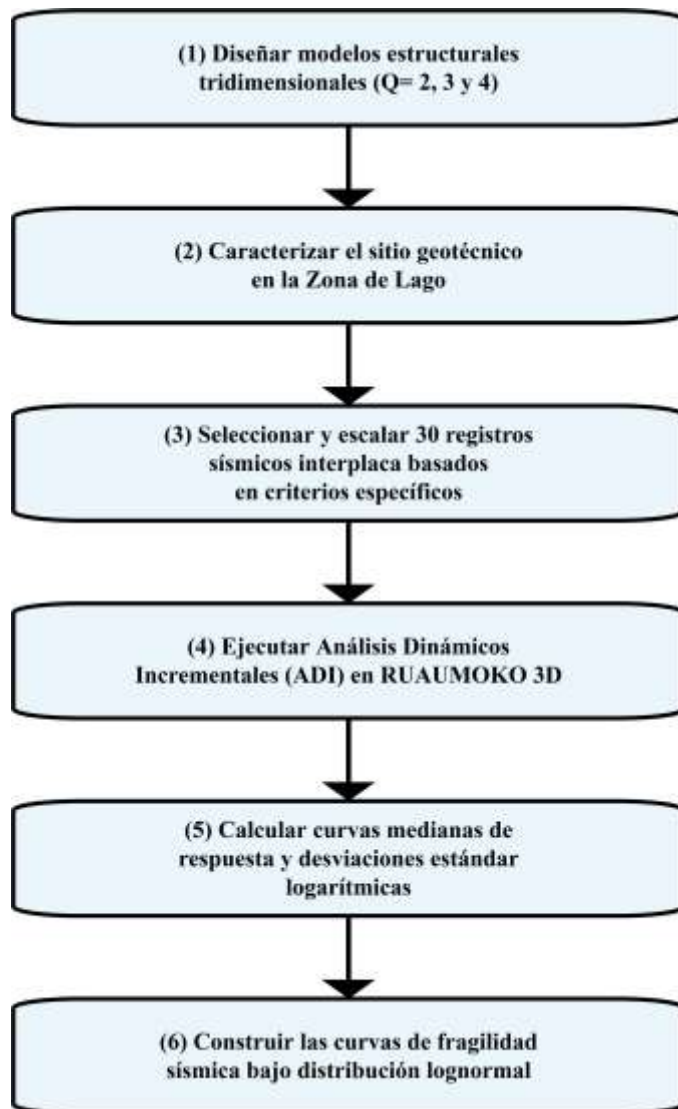


Figura 1. Diagrama de flujo del procedimiento metodológico utilizado.

2.1 Representar la plasticidad estructural.

En esta investigación que desarrollamos la primera fase del proceso implicó en construir tres modelos estructurales de concreto reforzado de ocho pisos. Posteriormente, en lugar de adoptar una formulación de fibras, elegimos utilizar un enfoque de plasticidad concentrada en las zonas extremas de los elementos estructurales. Adicionalmente, para definir las propiedades no lineales del sistema, nos dimos a la tarea de obtener los diagramas de momento-curvatura de cada sección transversal en función específicamente del nivel de carga axial correspondiente en [21]. A su vez, mencionar que el comportamiento cíclico del concreto lo representamos mediante el modelo de histéresis de Takeda [22] y ampliamente reconocido por su capacidad para reproducir la degradación de rigidez en los ciclos de carga y descarga de elementos de concreto reforzado. Para el caso del acero de refuerzo, tuvimos que utilizar un modelo de endurecimiento



cinemático, como tal adecuado para rastrear la evolución de la superficie de fluencia bajo solicitaciones cíclicas.

2.2 Configurar la geometría estructural.

En este subcapítulo con el propósito de cuantificar el efecto de la ductilidad, tuvimos que desarrollar tres modelos matemáticos tridimensionales de 8 pisos. Por consiguiente, la geometría arquitectónica y estructural que adoptamos se concibió como regular en planta y en altura, eso con el fin de eliminar los efectos de torsión que podrían distorsionar los resultados en cuanto al comportamiento dúctil fundamental. Otro aspecto importante que debemos mencionar es que el sistema estructural empleado en los tres modelos corresponde a marcos rígidos espaciales.

Es preciso destacar que la planta de cada edificio que utilizamos tiene forma rectangular, con distribución de 4 crujías en la dirección X y 4 crujías en la dirección Y, así como también separados uniformemente 6 metros en ambas direcciones. Todo ello, resulta en dimensiones totales en planta de 24 m × 24 m, tal como se ilustra en la Figura 2. Por su parte, la altura de entrepiso la mantuvimos invariable en 3.5 metros a lo largo de todos los pisos, alcanzando como tal una altura total de desplante de 28 metros y representada en la Figura 3. Finalmente, el sistema de losa que utilizamos es del tipo maciza bidireccional con un espesor de 0.15 metros, la cual esta funciona como un diafragma de rigidez infinita en su plano, asegurándonos una distribución uniforme y precisa de las fuerzas inerciales.

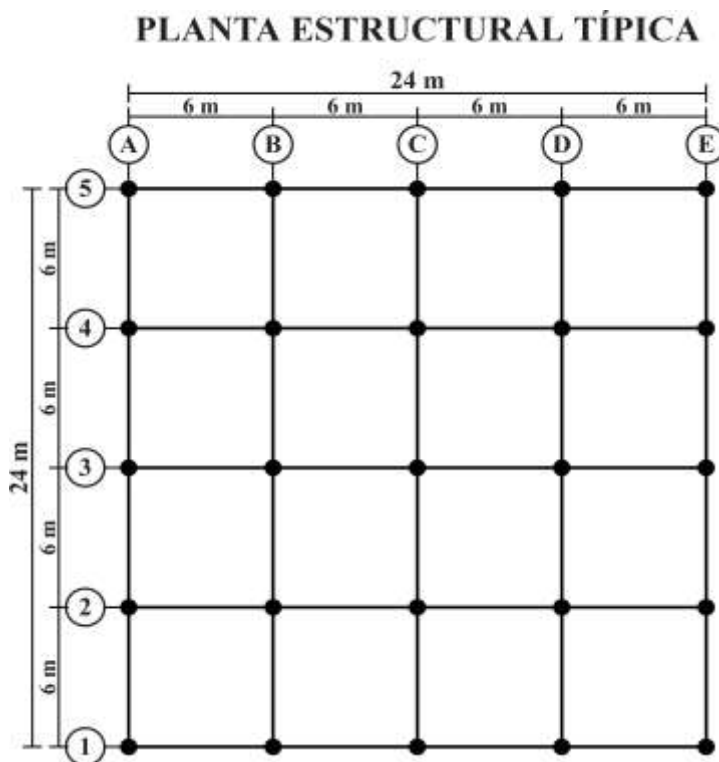


Figura 2. Planta arquitectónica de los edificios en estudio.

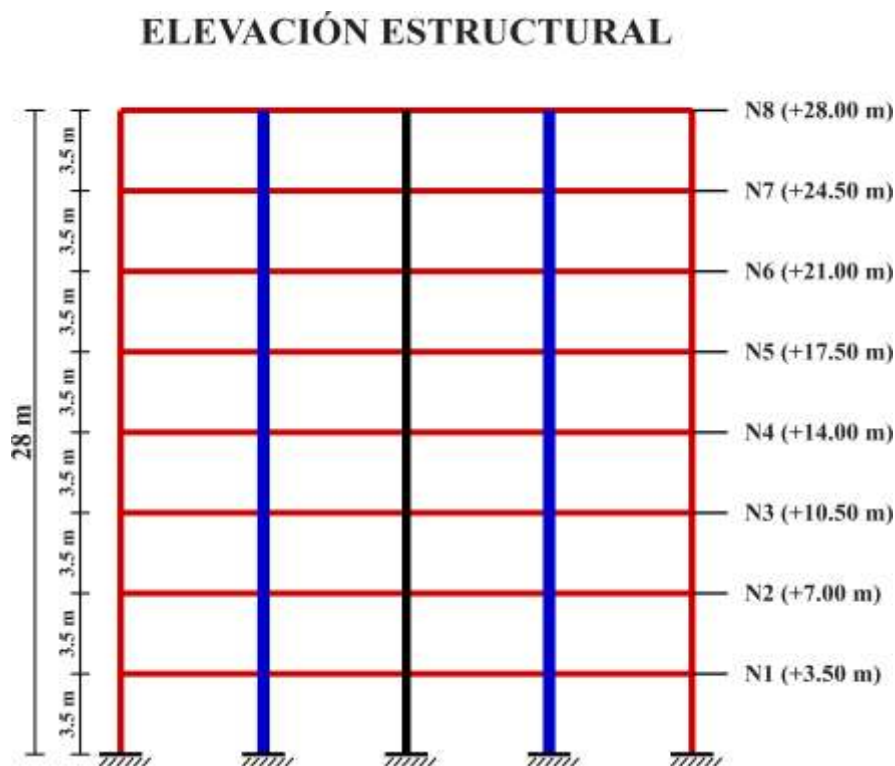


Figura 3. Vista en elevación de los edificios en estudio.

2.3 Aplicar la normativa de diseño.

En esta sección el diseño del rango elástico y el detallado de los elementos estructurales lo llevamos a cabo con el apoyo del programa SAP2000 [23], siguiendo a su vez, estrictamente las prescripciones de las NTC-2023 de la Ciudad de México [4, 5, 6]. Asimismo, verificamos que los modelos satisficieran los espectros de diseño provistos por el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño por sus siglas (SASID) [24] para la Zona de Lago. Consecuentemente, prestamos atención especial a que las cuantías de acero y la distribución de los estribos fueran plenamente congruentes con los valores de Q seleccionados, garantizando así que cada modelo constituyera una representación fiel de las prácticas de construcción actuales en las diferentes zonas geotécnicas de la ciudad y de los enfoques normativos orientados a la resiliencia estructural en [25, 26, 27].

2.4 Definir los factores de comportamiento sísmico Q .

Para poder presentar una investigación totalmente veraz, el diseño sísmico de los tres edificios de concreto reforzado lo tuvimos que efectuar en cumplimiento estricto de las NTC-2023 de la Ciudad de México [4, 5, 6], tomando como tal el factor de comportamiento sísmico Q como nuestra variable diferenciadora. Por su parte, en el modelo con $Q=2$ dimos prioridad a la resistencia por sobre la deformabilidad, generando de tal forma, una estructura más rígida y con menor aptitud para la elevada incursión inelástica. Para el caso del modelo aquí analizado con $Q=3$ ofrece este mismo, una solución intermedia que equilibra la resistencia lateral con un detallado de confinamiento más exigente. Finalmente, el modelo con $Q=4$ lo concebimos bajo una lógica de alta ductilidad, en la que la reducción de resistencia lateral se compensa



con un armado de refuerzo rigurosamente controlado, siendo este mismo capaz de garantizar la disipación de energía a través de ciclos histéricos amplios y muy estables.

2.5 Caracterizar el sitio geotécnico.

En esta sección afirmamos que las tres estructuras se suponen cimentadas sobre los depósitos lacustres de la Ciudad de México, conocidos como Zona de Lago o Zona C. Además, también explicamos que esta zona geotécnica es especialmente crítica por sus períodos de vibración natural prolongados y su reducida capacidad de amortiguamiento, por lo que las condiciones generan una intensa amplificación dinámica, documentada tanto analíticamente como mediante instrumentación; a partir específicamente, del estudio de la propagación de ondas en el Valle de México en [28, 29]. Cabe señalar, que la respuesta sísmica característica de este sitio que estamos analizando consiste en señales de gran duración que imponen numerosos ciclos de carga inelástica sobre las estructuras. Debido a ello, razón por la cual la adopción del modelo de histéresis de Takeda [22] nos resulta fundamental para reflejar de manera adecuada la degradación acumulada del material a lo largo del evento sísmico.

2.6 Seleccionar y escalar registros sísmicos.

Para que pudiéramos llevar a cabo el (ADI) en [14], obtuvimos registros acelerográficos reales de bases de datos sísmicos mexicanos como son el caso de IIUNAM [30] y CIRES [31]. A su vez, la selección de los 30 registros lo realizamos atendiendo estrictamente a los siguientes criterios: (a) que los eventos que íbamos a analizar fueran de carácter interplaca con magnitud de momento $M_w \geq 6.0$, (b) que la distancia epicentral respecto a la cuenca de México que íbamos también a utilizar, no superara los 400 km, y (c) que las estaciones de registro empleadas por los autores, se ubicaran sobre suelo blando arcilloso de la Zona de Lago, especialmente con períodos dominantes del sitio $T_s > 1.5$ s. Dicho lo anterior, las principales características de los registros que seleccionamos los consignamos en la Tabla 1.

El procedimiento de escalamiento lo efectuamos formalmente mediante el empleo del método de mínimos cuadrados alrededor del período fundamental, ajustando cada registro a 20 niveles de intensidad expresados en términos de $S_a(T_1)$ y cubriendo un espectro que va desde los 100 cm/s^2 hasta los 2000 cm/s^2 con incrementos de 100 cm/s^2 . Adicionalmente, mencionamos que este rango permite conducir a las estructuras desde el régimen elástico hasta el estado de colapso de la edificación. Por su parte, la preferencia de que hayamos utilizado $S_a(T_1)$ como medida de intensidad se fundamenta en que esta variable captura de manera apropiada la forma espectral en el intervalo de períodos de interés para la estructura. De tal manera, que ha mostrado reducir de forma notable la dispersión entre registros en análisis no lineales de estructuras de concreto reforzado sometidas a señales de banda angosta sobre suelo blando en la Ciudad de México. De todo ello, mejorando así la eficiencia y suficiencia estadística del proceso probabilístico en [14, 32].

Las Figuras 4, 5 y 6 que presentamos a continuación, muestran los espectros de respuesta elástica correspondientes a los tres marcos estructurales estudiados en esta investigación, para los niveles de ductilidad con $Q= 2, 3$ y 4 . Particularmente, los períodos de vibración fundamental de cada modelo que diseñamos son respectivamente los siguientes: Para el primer edificio un período de $T_1= 0.7856$ s y con una $Q= 2$, para el segundo edificio un período de $T_1= 0.9339$ s y con una $Q= 3$ y para el tercer edificio un período de $T_1= 1.1640$ s con una $Q= 4$. A efectos también de que podamos ilustrar el proceso de escalamiento, mencionar que los espectros en dichas figuras los presentamos normalizados a una



seudoaceleración de referencia de 500 cm/s^2 , permitiéndonos verificar que todas las señales convergieran en el punto correspondiente al período fundamental de vibración de cada estructura analizada.

Tabla 1. Características de los registros sísmicos utilizados en este estudio de la zona geotécnica C de Ciudad de México.

REGISTRO	ESTACIÓN	INSTITUCIÓN	AMS (cm/s^2)	REGISTRO	ESTACIÓN	INSTITUCIÓN	AMS (cm/s^2)
R1	CAOE	IIUNAM	27.2910	R16	SCT2	IIUNAM	22.8200
R2	CJ03	CIRES	14.8394	R17	CI05	CIRES	14.4054
R3	CJ03	CIRES	8.9096	R18	CI05	CIRES	24.8640
R4	CJ03	CIRES	41.4322	R19	EX08	CIRES	13.9000
R5	CDAO	IIUNAM	37.0800	R20	GA62	CIRES	29.9900
R6	CDAO	IIUNAM	25.5900	R21	GA62	CIRES	12.9300
R7	AL01	CIRES	40.9880	R22	LI58	CIRES	16.6000
R8	DFRO	IIUNAM	55.3500	R23	LI58	CIRES	20.4143
R9	SCT1	IIUNAM	161.630	R24	LI58	CIRES	41.1125
R10	SCT1	IIUNAM	36.3800	R25	SP51	CIRES	40.3256
R11	SCT2	IIUNAM	22.9100	R26	SP51	CIRES	46.2242
R12	SCT2	IIUNAM	34.8115	R27	SP51	CIRES	45.9526
R13	SCT2	IIUNAM	36.9900	R28	TL08	CIRES	33.8747
R14	SCT2	IIUNAM	34.1100	R29	TL08	CIRES	10.9800
R15	SCT2	IIUNAM	22.4500	R30	TL55	CIRES	29.9438

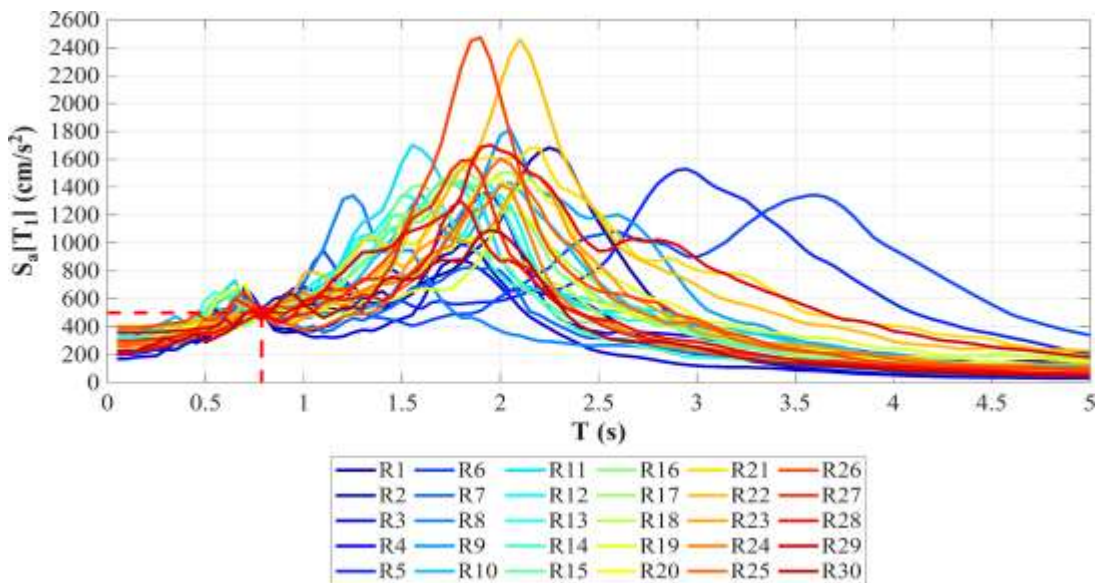


Figura 4. Espectros elásticos de los acelerogramas escalados a $Sa(T_1) = 500 \text{ cm/s}^2$ con $T_1 = 0.7856 \text{ s}$.

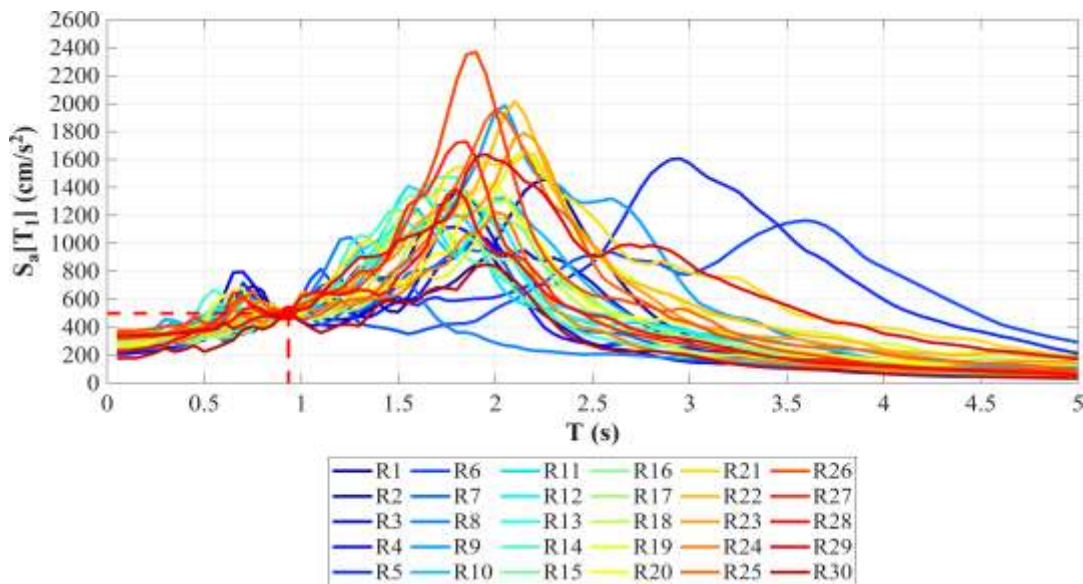


Figura 5. Espectros elásticos de los acelerogramas escalados a $S_a(T_1) = 500 \text{ cm/s}^2$ con $T_1 = 0.9339 \text{ s}$.

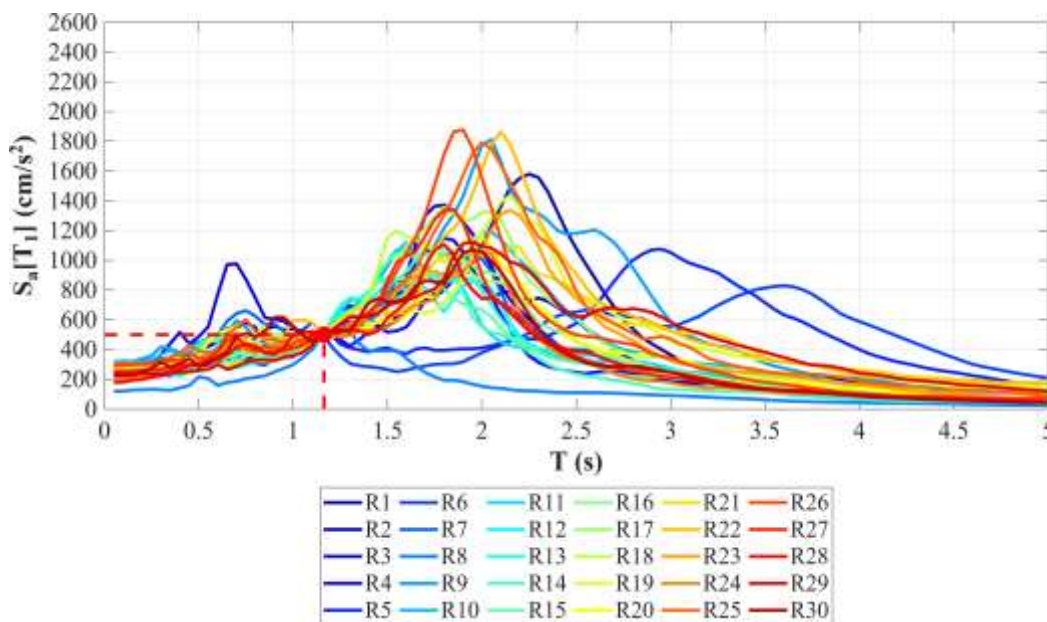


Figura 6. Espectros elásticos de los acelerogramas escalados a $S_a(T_1) = 500 \text{ cm/s}^2$ con $T_1 = 1.1640 \text{ s}$.

2.7 Ejecutar los análisis dinámicos no lineales.

El análisis no lineal incremental de las estructuras lo llevamos a cabo con el software **RUAUMOKO 3D** [20], el cual es ampliamente reconocido por su capacidad para incorporar modelos históricos avanzados en simulaciones en el dominio del tiempo. Tuvimos que aplicar también, el modelo de Takeda modificado en los elementos de vigas y columnas [22], calibrando de tal forma las ramas de descarga y recarga en función de la magnitud de la deformación inelástica producida. Consecuentemente, realizamos numerosos análisis de tiempo-historia, incrementando progresivamente el factor de escala de cada registro sísmico.



De cada simulación obtuvimos la historia de fuerzas y desplazamientos, de la cual extrajimos la (DME) como indicador fundamental del daño estructural, lo que nos permitió construir las curvas de (ADI) para cada nivel de ductilidad en [14, 33].

2.8 Calcular las respuestas medianas.

En esta sección calculamos la mediana de la respuesta estructural para cada nivel de intensidad sísmica analizado, junto con la desviación estándar de los logaritmos de la (DME). Este procesamiento de información es indispensable para que hayamos podido desagregar la incertidumbre asociada a la demanda sísmica. Es decir, la variabilidad entre registros de aquella relacionada con la capacidad estructural, siguiendo lineamientos de análisis probabilístico directo en [34, 35]. De ello, las curvas medianas resultantes nos ofrecieron una comparación visual del beneficio que supone adoptar una ductilidad alta con $Q=4$ frente a un diseño más rígido con $Q=2$. Lo anterior, en términos de la deformación máxima esperada bajo distintas intensidades sísmicas en [35].

2.9 Construir las curvas de fragilidad.

Conforme a los estándares actuales de la ingeniería sísmica, las curvas de fragilidad las construimos adoptando una distribución lognormal como función de probabilidad subyacente. Por su parte, los estados límite los definimos a partir de los umbrales de distorsión contemplados en la normativa vigente para marcos de concreto reforzado. Finalmente, la fragilidad sísmica de cada modelo la calculamos como la probabilidad acumulada de sobrepasar dichos umbrales para cada valor de $S_a(T_1)$, integrando el proceso probabilístico completo con el fin de cuantificar de qué manera el parámetro Q afecta el nivel de seguridad estructural global en [35].

3. Resultados

3.1 Evaluar las curvas de Análisis Dinámico Incremental (ADI).

Del análisis que realizamos de las curvas del (ADI) en [14] se desprende que los edificios con mayor nivel de ductilidad con $Q=4$, cuentan con una reserva de capacidad estructural notablemente más amplia y exhiben una respuesta inelástica considerablemente más estable en comparación con los modelos de menor ductilidad con $Q=2$.

El (ADI) en [14] evidenció diferencias marcadas en la reserva de capacidad estructural en función del nivel de ductilidad adoptado. Como se observa en la Figura 7, el modelo con $Q=2$ alcanza la inestabilidad de manera anticipada al rebasar la distorsión límite normativa de 0.015. A su vez, el modelo con $Q=3$ que lo visualizamos en la Figura 8 opera como punto de transición técnica. Es decir, gestionando la demanda sísmica con mayor holgura hasta acercarse a su umbral de 0.020. En contraste, el modelo que evaluamos con $Q=4$ presentado en la Figura 9 exhibe una incursión en el rango no lineal de gran estabilidad. Por eso, fue capaz de tolerar aceleraciones espectrales por encima de los 1300 cm/s^2 sin registrar una degradación abrupta de la rigidez lateral antes de superar su distorsión límite de 0.030.

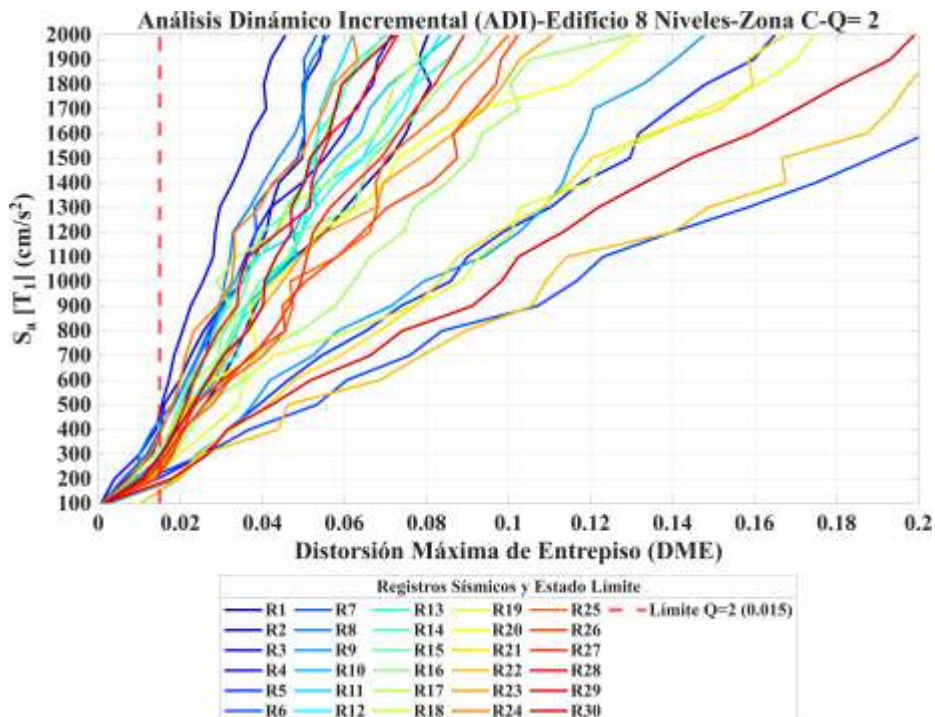


Figura 7. Curvas de Análisis Dinámico Incremental (ADI) para edificio de 8 Niveles con $Q = 2$ y $T_1 = 0.7856$ s.

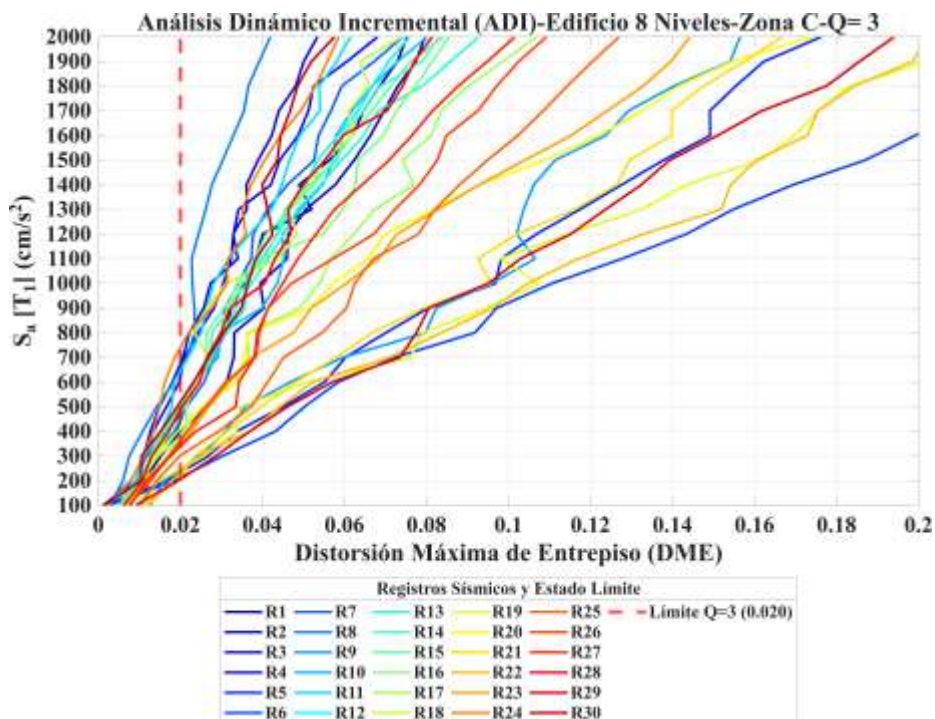


Figura 8. Curvas de Análisis Dinámico Incremental (ADI) para edificio de 8 Niveles con $Q = 3$ y $T_1 = 0.9339$ s.

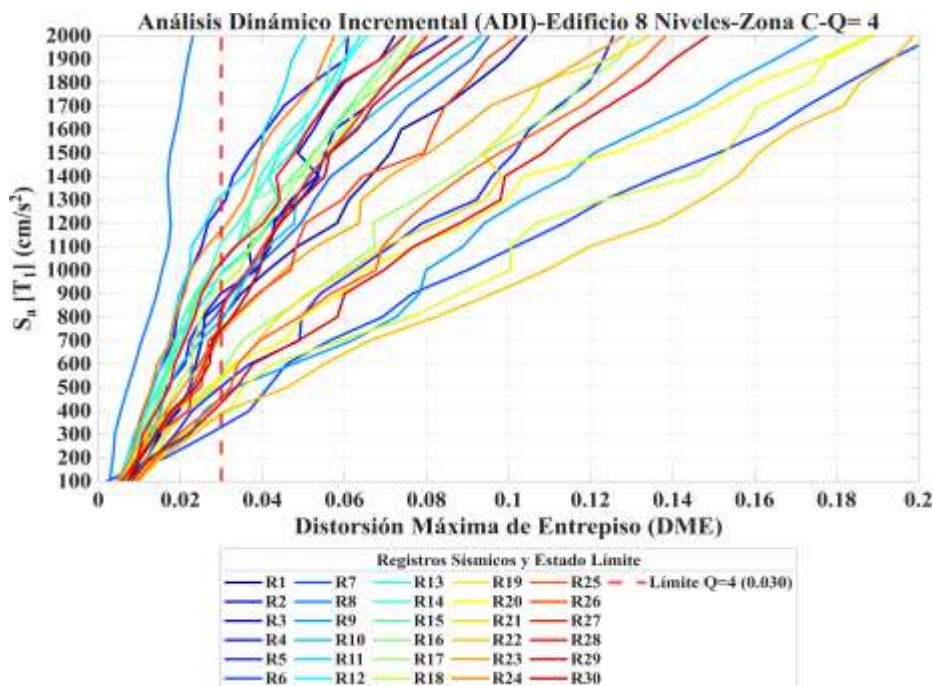


Figura 9. Curvas de Análisis Dinámico Incremental (ADI) para edificio de 8 Niveles con $Q = 4$ y $T_1 = 1.1640$ s.

3.2 Analizar las respuestas medianas.

En esta nueva sección debemos mencionar que el estudio de las respuestas medianas pone de manifiesto un cruce en el desempeño estructural. En el caso de los modelos más rígidos, estos son convenientes para intensidades reducidas, pero resultan claramente superados por los diseños dúctiles frente a demandas sísmicas extremas. Por ejemplo, si comparamos las medianas de respuesta en la Figura 10, es posible que identifiquemos dicho punto de cruce de desempeño. A su vez, para niveles bajos de intensidad, el modelo más rígido con $Q = 2$, como podemos observar registra distorsiones menores.

No obstante, ante sismos de gran severidad, la deformabilidad y la capacidad de rotación del modelo con $Q = 4$ nos es posible traducirlo en un desempeño dinámico superior. Específicamente, lo que demuestra que la supervivencia estructural no depende de la rigidez inicial, sino de la estabilidad de los ciclos histéricos. Ahora bien, para que se nos facilite la comparación directa entre los modelos, analicemos la Tabla 2 que sintetiza los valores de la distorsión máxima de entrepiso mediana (DME_{50}) que obtuvimos para las tres estructuras ante tres niveles de intensidad espectral representativos.

Tabla 2. Valores comparativos de la Distorsión Máxima de Entrepiso mediana (DME_{50}) para los distintos factores de comportamiento sísmico Q .

Intensidad $S_a(T_1)$	$Q = 2$	$Q = 3$	$Q = 4$
300cm/s ²	0.015	0.013	0.012
600cm/s ²	0.025	0.022	0.020
1000cm/s ²	0.042	0.040	0.038

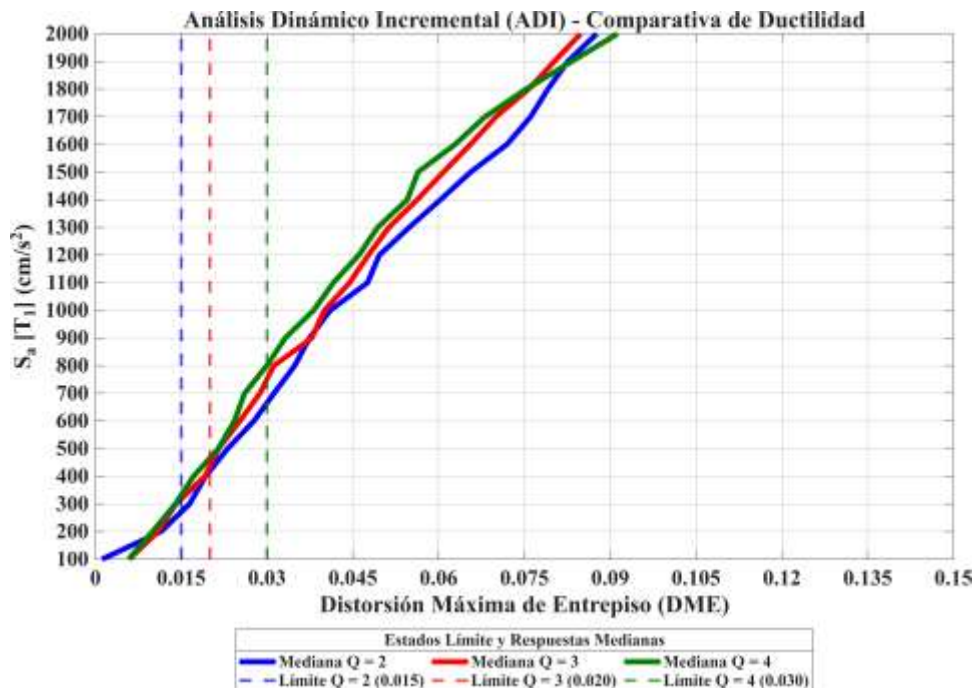


Figura 10. Curvas medianas para edificios de 8 Niveles con Q = 2, 3 y 4 para $T_1 = 0.7856$ s, 0.9339 s y 1.1640 s.

3.3 Determinar la fragilidad sísmica estructural.

Los resultados que generamos con la evaluación probabilística de la fragilidad sísmica demostraron que el incremento del factor Q desplaza sistemáticamente las funciones de distribución hacia valores de intensidad más elevados y reduciendo sustancialmente la vulnerabilidad global del sistema. Podemos decir con fundamento, que las curvas de fragilidad transforman la información contenida en el (ADI) en [14] en probabilidades de excedencia para distintos umbrales de distorsión (d). Como consecuencia, abarcando desde estados de servicio con $d = 0.002$ hasta el umbral de colapso estructural definido en $d = 0.030$.

Si nos enfocamos ahora, en el caso del modelo con $Q = 2$, representado en la Figura 11, observamos que las curvas de fragilidad se concentran hacia la izquierda del eje de intensidades, lo que refleja que la probabilidad de sobrepasar distorsiones críticas con $d > 0.015$ crece aceleradamente ante variaciones mínimas de $S_a(T_1)$. Por su parte, para el modelo con $Q = 3$ y plasmado en la Figura 12, podemos apreciar un desplazamiento de las curvas hacia la derecha y una pendiente más suavizada, indicativo de una mayor robustez estadística y menor vulnerabilidad. En contraste, el modelo con $Q = 4$ que indicamos en la Figura 13 exhibe el escenario más favorable, con curvas de daño severo que requieren niveles de intensidad considerablemente más altos para que la probabilidad de excedencia adquiera relevancia estadística.

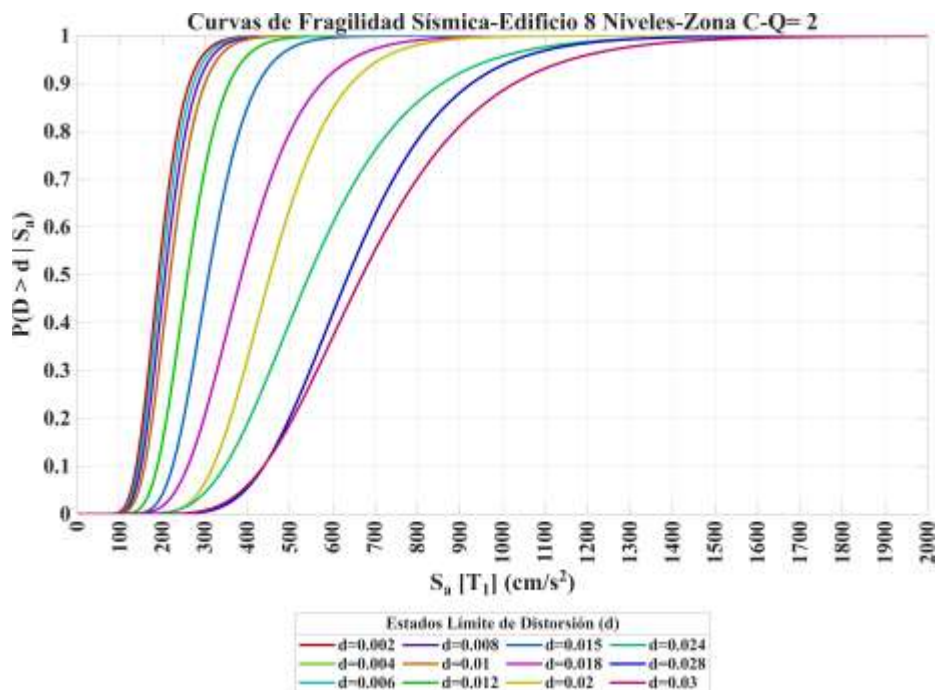


Figura 11. Curvas de fragilidad sísmica para edificio de 8 Niveles con $Q = 2$ y $T_1 = 0.7856$ s.

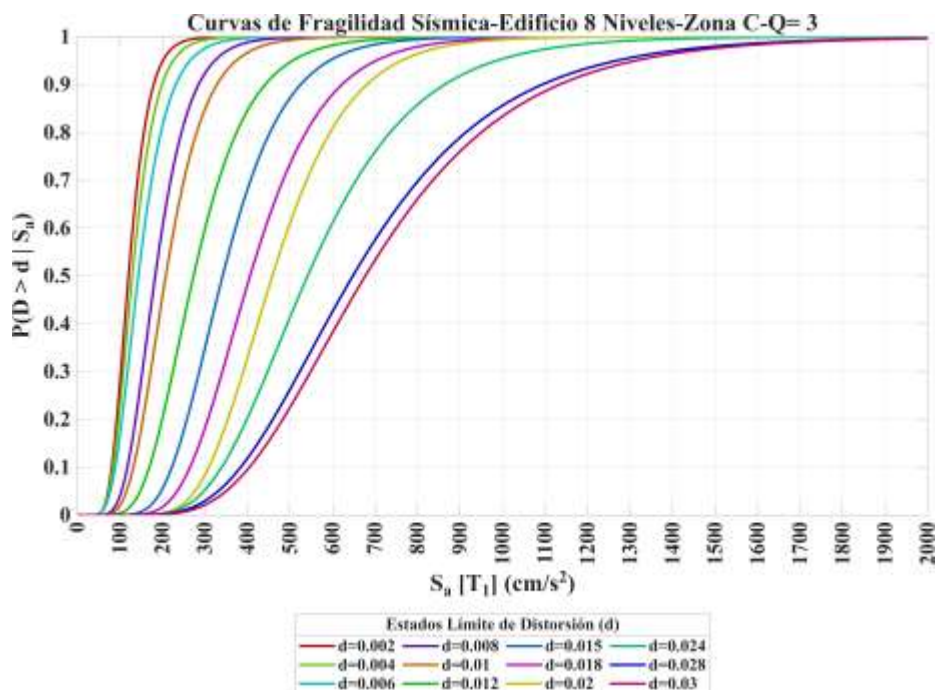


Figura 12. Curvas de fragilidad sísmica para edificio de 8 Niveles con $Q = 3$ y $T_1 = 0.9339$ s.

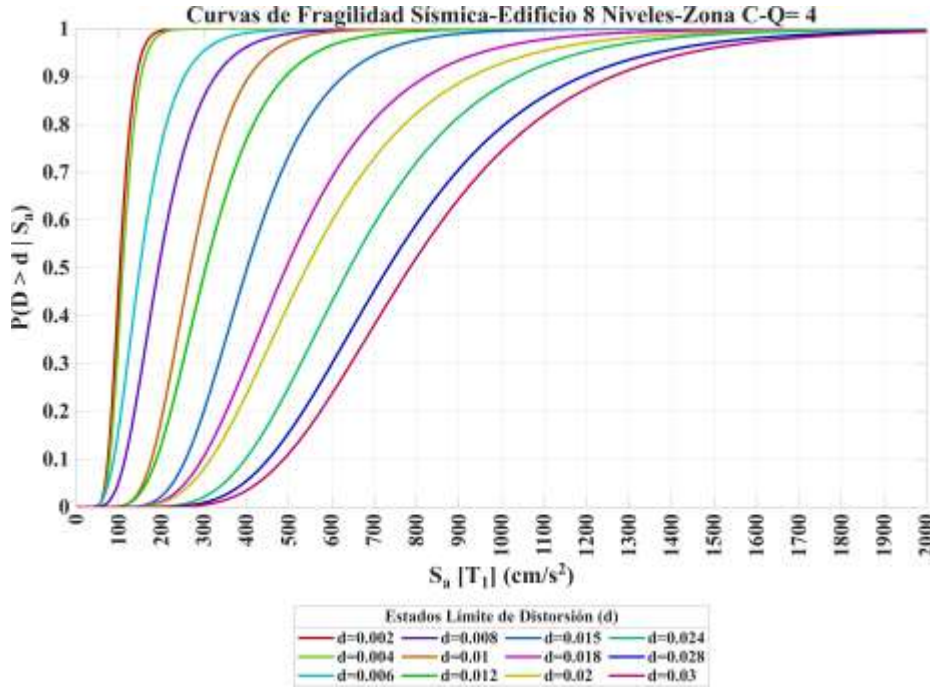


Figura 13. Curvas de fragilidad sísmica para edificio de 8 Niveles con $Q = 4$ y $T_1 = 1.1640$ s.

A fin de resumir de manera sistemática el comportamiento global ante el estado límite de colapso que ilustramos en la Figura 14, la Tabla 3 presenta los valores de aceleración espectral asociados al 50% de probabilidad de excedencia para cada uno de los modelos estructurales y considerando sus respectivos límites normativos.

Tabla 3. Intensidades $S_a(T_1)$ al 50% de probabilidad de colapso.

Configuración Estructural	Distorsión Límite (d_u)	$S_a(T_1)$ 50%
Baja ($Q= 2$)	0.015	266 cm/s^2
Media ($Q= 3$)	0.020	396 cm/s^2
Alta ($Q= 4$)	0.030	730 cm/s^2

Al comparar las funciones probabilísticas con los límites de distorsión de la NTC-2023 de la Ciudad de México [4, 5, 6], los resultados confirman que los umbrales de la norma están muy cerca del comportamiento que realmente se observa. En particular, el incremento de ductilidad cuando $Q= 4$ desplaza las curvas a la derecha. Por eso, las intensidades que provocan el daño severo son mucho más altas. Así, el marco normativo muestra coherencia desde la visión estadística. Los resultados muestran que las estructuras con $Q= 4$ necesitan una intensidad sísmica casi tres veces mayor para que el colapso ocurra. A su vez, necesitan más intensidad que las estructuras con menos ductilidad.

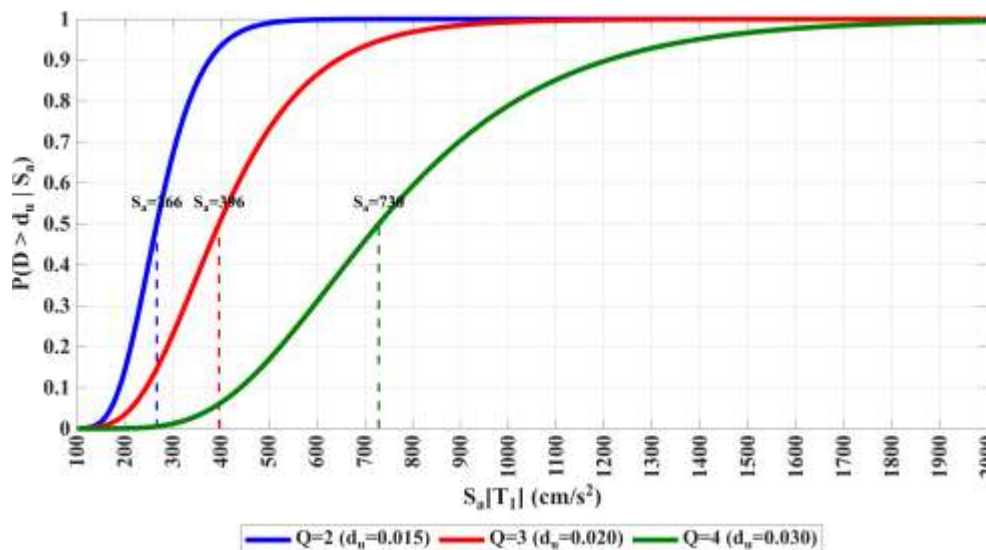


Figura 14. Curvas de fragilidad sísmica para edificios de 8 niveles representando el estado límite de colapso para $Q=2$; $T_1=0.7856$ s, $Q=3$; $T_1=0.9339$ s y $Q=4$; $T_1=1.1640$ s.

4. Discusiones

4.1 Priorizar el detallado dúctil.

Las condiciones del depósito lacustre de la Ciudad de México hacen que los sismos duren mucho tiempo y que las estructuras sin ductilidad pierdan capacidad rápidamente. Los resultados de la investigación indican que se debe cuidar el detalle de ductilidad al diseñar estructuras. Los resultados también confirman que solo la rigidez no es suficiente frente a la resonancia. Las edificaciones que tienen baja ductilidad con $Q=2$ presentan vulnerabilidad cuando los sismos excitan frecuencias que están cerca del período que predomina en el suelo. Por eso, el diseño sismorresistente en estas condiciones del suelo debe ver la ductilidad no como un recurso para ahorrar dinero. En cambio, el diseño sismorresistente debe usar la ductilidad como el amortiguador de la incertidumbre que genera la amplificación del movimiento en el sitio.

4.2 Validar la coherencia normativa.

Los resultados probabilísticos están muy cerca de los límites que establecen las NTC-2023 de la Ciudad de México [4, 5, 6]. Es decir, el estudio muestra el factor de comportamiento sísmico Q que forma parte de la normativa. El estudio muestra también que el factor de comportamiento sísmico Q sigue los niveles de seguridad que la normativa establece. Asimismo, esta investigación exhibe las estructuras con más flexibilidad. Dicho lo anterior, las estructuras con más flexibilidad dan márgenes de seguridad que aumentan y permanecen frente a la variación de la demanda sísmica.

En este contexto, al comparar los resultados obtenidos aquí con los estudios de Alarcón et al. [19] y Hernández-Barrios et al. [12] confirmamos que la elección del factor Q en los edificios de altura intermedia en la Zona de Lago no se reduce solo a bajar las fuerzas de diseño elástico. A su vez, la elección del factor Q define el nivel de resiliencia del sistema estructural. Asimismo, los trabajos previos indican que la amplificación dinámica del sitio penaliza mucho a los sistemas de baja ductilidad. También, la



investigación actual mide cómo la adopción de $Q=4$ reduce el riesgo de colapso prematuro. De igual manera, la adopción de $Q=4$ retrasa la degradación cíclica bajo las sollicitaciones de larga duración. Finalmente, el estudio muestra que el rigor en la supervisión del armado en la obra y la selección cuidadosa de los parámetros normativos son ampliamente necesarios.

5. Conclusiones

Los resultados cuantitativos principales obtenidos en este trabajo muestran que el factor de comportamiento sísmico Q opera como el modulador predominante de la supervivencia estructural en edificios de altura media sobre suelo blando en la Ciudad de México. Los resultados del ADI en [14] nos confirmaron, del mismo modo, que la transición de un diseño rígido con $Q=2$ a uno altamente dúctil con $Q=4$ produce un desplazamiento significativo de las curvas de fragilidad hacia la derecha del eje de intensidades, incrementando el valor de $S_a(T_1)$ asociado al 50% de probabilidad de colapso desde valores de 266 cm/s^2 ($Q=2$, $du=0.015$) hasta 396 cm/s^2 ($Q=3$, $du=0.020$) y hasta 730 cm/s^2 ($Q=4$, $du=0.030$). Especialmente, esto implica que la estructura de alta ductilidad puede soportar intensidades un 174% superiores antes de alcanzar la misma probabilidad de falla que el modelo más rígido.

En la metodología, el estudio ofrece un marco de probabilidad que incluye la ejecución de análisis dinámicos no lineales paso a paso, usando una muestra de 30 registros acelerográficos de tipo interplaca y de banda angosta. Por su parte, el estudio procesa los registros bajo la suposición de una distribución lognormal. Este enfoque permitió desagregar con eficacia la incertidumbre vinculada a la demanda sísmica y poner en evidencia el efecto penalizador de las señales de larga duración características de la Zona de Lago, validando el uso combinado del modelo de histéresis de Takeda [22] y las reglas de endurecimiento cinemático implementadas en **RUAUMOKO 3D** [20] para anticipar el agotamiento progresivo de la rigidez lateral.

El trabajo aporta al conocimiento científico y confirma que los requisitos de la NTC-2023 de la Ciudad de México [4, 5, 6] coinciden con el desempeño estructural que se espera bajo un análisis probabilístico. En particular, esta investigación muestra que las exigencias de detalle para una ductilidad alta con $Q=4$ no son redundantes. Especialmente, indica que las exigencias son necesarias para contener la degradación de la rigidez cíclica cuando ocurren los sismos resonantes. Mientras el modelo con $Q=2$ gasta la capacidad de forma repentina y antes de lo esperado, el armado de refuerzo cuidadoso del esquema columna fuerte-viga débil aplicado en $Q=4$ genera los ciclos intensos que evitan el colapso inminente y los ciclos estables.

Las implicaciones prácticas del estudio advierten que la aparente eficiencia del diseño elástico inicial pierde validez si el detallado en obra no garantiza rigurosamente el cumplimiento de los requisitos de confinamiento prescritos por la norma. Por otra parte, las curvas de fragilidad desarrolladas en esta investigación se consolidan como un instrumento cuantitativo de alto valor para la gestión del riesgo sísmico y el apoyo en la toma de decisiones de carácter ingenieril. Como extensiones futuras del presente trabajo, se recomienda aplicar esta metodología a estructuras con irregularidades tanto en planta como en elevación, así como explorar su desempeño en otras zonas geotécnicas de la cuenca de México o bajo esquemas estructurales de tipo dual.



6. Reconocimiento de autoría

Queremos expresar nuestro agradecimiento a la Secretaría de Ciencia, Humanidades, Tecnología e Innovación (SECIHTI) por su invaluable apoyo brindado al primer autor, para el desarrollo de sus estudios de doctorado. Además, extendemos nuestro agradecimiento a la Universidad Autónoma de Sinaloa, por su apoyo en el marco del proyecto Ciencia de Frontera CF-2023-G-1636.

Información de autores

Seiko Christian Suzuki Espino¹  0009-0007-8370-6605

Juan Bojórquez Mora¹  0000-0002-9892-4898

Edén Bojórquez Mora¹  0000-0001-6402-1693

Rody Abraham Soto Rojo²  0000-0002-2344-4689

Contribución de los autores en el desarrollo del proyecto

Seiko Christian Suzuki Espino: Ideas, Investigación, Recursos, Conceptualización, Metodología, Análisis formal, Análisis de datos, Borrador original, Escritura. *Juan Bojórquez Mora:* Ideas, Conceptualización, Análisis formal, Análisis de datos, Borrador original, Escritura. *Edén Bojórquez Mora:* Ideas, Recursos, Conceptualización, Análisis formal, Análisis de datos, Revisión, Administración de proyecto. *Rody Abraham Soto Rojo:* Ideas, Conceptualización, Metodología, Análisis formal, Análisis de datos.

Conflicto de interés

Los autores manifiestan que no existe conflicto de interés.

Referencias

- [1] M. E. Rodríguez, “Requisitos de control de distorsiones, ductilidad, resistencia e irregularidad estructural en las normas de diseño sísmico de la Ciudad de México,” *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 114, Art. no. e669, Jan. 2025, doi: 10.18867/ris.114.669.
- [2] P. Fajfar, “A nonlinear analysis method for performance-based seismic design,” *Earthquake Spectra*, vol. 16, no. 3, pp. 573–592, Aug. 2000, doi: 10.1193/1.1586128.
- [3] S. Ruiz et al., “Evaluación de la fragilidad de dos soluciones de rehabilitación para un edificio con planta baja débil dañado durante el sismo 19/S17,” *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 102, pp. 1–25, Jan. 2020, doi: 10.18867/ris.102.531.
- [4] Gobierno de la Ciudad de México, *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México, Nov. 6, 2023.



- [5] Gobierno de la Ciudad de México, *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México, Nov. 6, 2023.
- [6] Gobierno de la Ciudad de México, *Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo*, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México, Nov. 6, 2023.
- [7] L. Esteva, “Nonlinear seismic response of soft-first-story buildings subjected to narrow-band accelerograms,” *Earthquake Spectra*, vol. 8, no. 3, pp. 373–389, Aug. 1992, doi: 10.1193/1.1585686.
- [8] M. J. N. Priestley, “Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings,” *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 1, no. 1, pp. 157–192, Jan. 1997, doi: 10.1080/13632469708962365.
- [9] D. Santos, J. Melo, and H. Varum, “Code Requirements for the Seismic Design of Irregular Elevation RC Structures,” *Buildings*, vol. 14, no. 5, Art. no. 1351, May 2024, doi: 10.3390/buildings14051351.
- [10] C. A. Cornell et al., “Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, no. 4, pp. 526–533, Apr. 2002, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(526).
- [11] F. J. Velarde Cruz, J. Bojórquez Mora y E. Bojórquez Mora, “Confiabilidad estructural de edificios de concreto reforzado y sistema dual,” *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 107, pp. 74–90, Jul. 2022, doi: 10.18867/ris.107.626.
- [12] H. Hernández-Barrios et al., “Evaluation of the new seismic design requirements for RC buildings in Mexico City,” *Engineering Structures*, vol. 305, pp. 112–128, Apr. 2025, doi: 10.1016/j.engstruct.2025.117130.
- [13] J. Avilés, “Interacción suelo-estructura: concepto de diseño,” *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 61, pp. 15–32, Oct. 1999, doi: 10.18867/ris.61.120.
- [14] D. Vamvatsikos and C. A. Cornell, “Incremental dynamic analysis,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 31, no. 3, pp. 491–514, Mar. 2002, doi: 10.1002/eqe.141.
- [15] J. W. Baker, “Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis,” *Earthquake Spectra*, vol. 31, no. 1, pp. 579–599, Feb. 2015, doi: 10.1193/021113EQS025M.
- [16] J. M. Castro and R. S. Guerrero, “Machine Learning applications for the generation of seismic fragility curves in Mexico City,” *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 30, no. 2, pp. 45–67, Feb. 2025, doi: 10.1080/13632469.2025.2410291.
- [17] A. Ramirez and P. Lopez, “Evaluation of the seismic resilience of reinforced concrete buildings according to the NTC-2023 guidelines,” *Structures*, vol. 82, pp. 110–125, Apr. 2026, doi: 10.1016/j.istruc.2026.104560.



- [18] M. Miglietta, et al., “Integrating Building- and Site-Specific and Generic Fragility Curves into Seismic Risk Assessment,” *CivilEng*, vol. 5, no. 4, pp. 888–910, Dec. 2023, doi: 10.3390/civileng5040050.
- [19] C. Alarcón, Á. López, and J. C. Vielma, “Performance of Medium-Rise Buildings with Reinforced Concrete Shear Walls Designed for High Seismic Hazard,” *Materials*, vol. 16, no. 5, Art. no. 1859, Mar. 2023, doi: 10.3390/ma16051859.
- [20] A. J. Carr, *RUAUMOKO: Inelastic Dynamic Analysis Program (Manual)*. University of Canterbury, New Zealand, 2004.
- [21] R. Park and T. Paulay, *Reinforced Concrete Structures*, 1st ed. New York, NY, USA: Wiley-Interscience, 1975, pp. 195–269.
- [22] T. Takeda, M. A. Sozen, and N. N. Nielsen, “Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes,” *Journal of the Structural Division, ASCE*, vol. 96, no. 12, pp. 2433–2457, Dec. 1970, doi: 10.1061/JSDEAG.0002765.
- [23] *SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design*, version 25, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA, 2023.
- [24] *Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID)*, Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México, México, 2023.
- [25] A. Tena-Colunga, et al., “Seismic design of RC structures in Mexico City: Evolution of the code,” *Engineering Structures*, vol. 292, Art. no. 116542, Oct. 2023, doi: 10.1016/j.engstruct.2023.116542.
- [26] H. E. Reyes-Heredia, J. Bojórquez y E. Bojórquez, “Propuesta de combinación de carga sísmica para la ciudad de México tomando en cuenta diferentes tipos de suelos,” *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 113, pp. 81–105, Jul. 2024, doi: 10.18867/ris.113.637.
- [27] H. E. Reyes-Heredia, J. Bojórquez-Mora, E. Bojórquez-Mora, M. A. Barraza-Guerrero, and H. A. Leyva-Madrigal, “Life cycle cost comparison of reinforced concrete buildings located in different types of soils in Mexico City,” *Revista de Ciencias Tecnológicas (RECIT)*, vol. 7, no. 1, Art. no. e276, Jan. 2024, doi: 10.37636/recit.v6n4e276.
- [28] M. Ordaz, *Efectos de sitio y su importancia en la ingeniería sísmica*. México: Universidad Nacional Autónoma de México, 2000.
- [29] K. C. Meza-Fajardo, J. Aguirre, P. Cuellar, A. S. Papageorgiou, and J. Virieux, “Quantitative analysis of surface-wave propagation in the Mexico City Valley,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 52, no. 11, pp. 2755–2771, Sep. 2023, doi: 10.1002/eqe.3893.
- [30] Base de Datos de Acelerogramas Fuertes, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 2024. [En línea]. Disponible en: <http://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSMSS/>



- [31] Base de Datos de la Red Acelerográfica de la Ciudad de México, Centro de Instrumentación y Registro Sísmico A.C., México, 2024. [En línea]. Disponible en: <https://www.cires.org.mx>
- [32] N. Zavala, E. Bojórquez, M. Barraza, J. Bojórquez, A. Villela, J. Campos, J. Torres, R. Sánchez, and J. Carvajal, “Vector-Valued Intensity Measures Based on Spectral Shape to Predict Seismic Fragility Surfaces in Reinforced Concrete Buildings,” *Buildings*, vol. 13, no. 1, Art. no. 137, Jan. 2023, doi: 10.3390/buildings13010137.
- [33] S. E. Ruiz and M. A. Santos, “Seismic risk assessment of irregular buildings in Mexico City: Impacts of the 2023 code update,” *Earthquake Spectra*, vol. 42, no. 1, pp. 45–62, Feb. 2026, doi: 10.1173/eqs.2026.042.
- [34] D. Tolentino, et al., “Stochastic modeling of ground motions for the 2023 Mexico City seismic microzonation,” *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 23, no. 4, pp. 2100–2125, Mar. 2025, doi: 10.1007/s10518-025-01980-y.
- [35] F. Jalayer, “Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementing Non-linear Dynamic Assessments,” Ph.D. dissertation, Dept. Civil Env. Eng., Stanford Univ., Stanford, CA, USA, 2003.

Derechos de Autor (c) 2026 Seiko Christian Suzuki Espino, Juan Bojórquez Mora, Edén Bojórquez Mora, Rody Abraham Soto Rojo



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](#)