

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON AISLADORES DE PÉNDULO DE FRICCIÓN EN LA ZONA DEL LAGO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Héctor Guerrero Bobadilla ⁽¹⁾, Juan Aguilar Hernández ⁽¹⁾ y Oscar Sámano Brito ⁽¹⁾

RESUMEN

Históricamente se ha mencionado que usar aislamiento de base en la Zona del Lago de la Ciudad de México no es una alternativa factible. Esto debido a que existen suelos muy blandos en esa zona y a sus periodos predominantes de vibrar tan largos. Sin embargo, los desarrollos tecnológicos recientes, como los aisladores de péndulo de fricción (APF), son una alternativa de interés que puede ayudar a mejorar la resiliencia sísmica de la Ciudad. En ese sentido, en este artículo se explora el uso de APF en edificios de mediana y baja altura, de acero, desplantados en la Zona del Lago de la Ciudad de México. Se estudiaron modelos en 2D, de tres, seis y nueve niveles para tres diferentes casos. El Caso 0, que se toma como referencia, corresponde a edificios convencionales (es decir, sin APF), diseñados para resistir tanto cargas gravitacionales como las demandas sísmicas. El Caso 1 corresponde a las mismas estructuras del Caso 0, pero montadas sobre APF. El Caso 2 corresponde a los edificios con los APF del Caso 1, pero cuya superestructura fue rediseñada considerando únicamente cargas gravitacionales. Se evaluó el comportamiento sísmico en términos de: i) distorsión máxima de entrepiso; ii) desplazamiento lateral máximo; iii) velocidad máxima de piso; iv) aceleración máxima de piso; v) cortante máximo de entrepiso; y vi) momento máximo de volteo. Se utilizaron 12 registros sísmicos sintéticos y dos históricos para un sitio con periodo de vibrar predominante cercano a los 2 s. Los movimientos se escalaron a varias intensidades para realizar análisis dinámico incremental (ADI). Finalmente, se estimó la probabilidad de colapso de las estructuras estudiadas. Los resultados indican que la probabilidad de colapso de los edificios con APF es significativamente menor que aquella de sus contrapartes convencionales. Se presentan y discuten las ventajas de usar APF en la Zona del Lago de la Ciudad de México y se identifican algunas diferencias importantes entre los casos 1 y 2 de las estructuras con aislamiento.

Palabras clave: aisladores de péndulo de fricción; análisis dinámico incremental; probabilidad de colapso de estructuras aisladas; zona del lago de la Ciudad de México, modelos de marcos de acero

Artículo recibido el 28 de diciembre de 2020 y aprobado para su publicación el 27 de junio de 2022. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

⁽¹⁾ Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Coyoacán, C.P. 04510, México, D.F.
hguerrerob@iingen.unam.mx ; jahdez51@gmail.com ; oscar.samano.b@gmail.com

[DOI: 10.18867/ris.107.584](https://doi.org/10.18867/ris.107.584)

SEISMIC BEHAVIOR OF BUILDINGS WITH FRICTION ISOLATORS IN THE LAKEBED ZONE OF MEXICO CITY

ABSTRACT

Historically, it has been established that using base isolation in the Lakebed Zone of Mexico City is not a feasible alternative. This is due to the existing soft soil deposits in that area and their predominant long periods of vibration. However, recent technology developments, such as friction pendulum isolators (FPI), are an interesting alternative worth to explore, which can help to improve the City's seismic resilience. In that sense, this paper explores the use of FPI on medium- and low-rise steel buildings in the Lakebed Zone of Mexico City. Three-, six- and nine-storey high models, in 2D, were studied for three different cases. Case 0, which was taken as a benchmark, corresponded to conventional fixed-base buildings (i.e. without FPI), designed to resist both gravitational loads and seismic demands. Case 1 corresponded to the same structures of Case 0, but the structures were mounted on FPI. Case 2 corresponded to the buildings of Case 1 with FPI, but their superstructure was redesigned considering gravitational loads only. The seismic behavior of the buildings was evaluated in terms of: i) maximum inter-storey drift; ii) maximum lateral displacements; iii) maximum floor velocities; iv) maximum floor accelerations; v) maximum inter-storey shear; and vi) maximum overturning moment. Twelve synthetic and two historic seismic ground motions were used for a site with a predominant period of vibration close to 2 s. They were scaled to different intensities in order to conduct incremental dynamic analysis (ADI). Finally, the probability of collapse of the studied buildings was estimated. The results indicate that the probability of collapse on isolated buildings with FPI was lower than that for conventional buildings. Advantages of using FPI in the Lakebed Zone of Mexico City are presented and discussed, while some significant differences between cases 1 and 2 were identified.

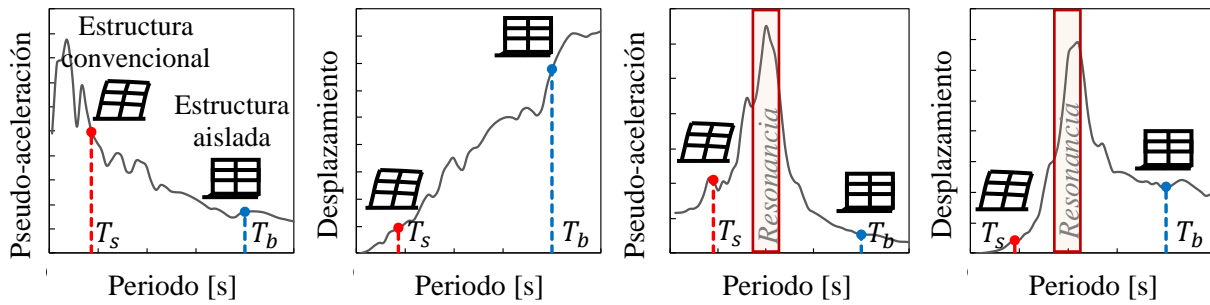
Keywords: friction pendulum isolators; incremental dynamic analysis; probability of collapse of isolated structures; steel frame structures; lakebed zone of Mexico City

INTRODUCCIÓN

México se encuentra en una zona altamente sísmica. En particular, la Ciudad de México ha experimentado sismos de diversos tipos e intensidades. Entre las fuentes sísmicas que afectan a la ciudad se encuentran los sismos de subducción y los de profundidad intermedia, causados por rompimientos de la placa de Cocos (Rosenblueth y Ordaz, 1987). Pese a la distancia epicentral, la Ciudad de México es particularmente vulnerable, debido a la amplificación que experimentan las ondas sísmicas al atravesar las arcillas del lago (Reinoso, 2007). La utilización de sistemas de protección sísmica ha tenido un gran auge a nivel mundial en las últimas décadas. Tal es el caso del aislamiento sísmico, cuyo objetivo fundamental es desacoplar la respuesta dinámica de las estructuras de los movimientos del terreno a través de colocar unos dispositivos, denominados aisladores de base, entre la superestructura y su cimentación (Tena, 2016). Y aunque el objetivo fundamental de utilizar aisladores de base es reducir los daños excesivos que se presentan en las estructuras, su utilización equivocada podría producir efectos desfavorables.

Dado el incremento que existe en el periodo de vibrar de una estructura aislada, distintos estudios (Constantinou et. al., 1994; Cardone, 2018; y Zayas, 1990), reconocen las ventajas que tiene el aislamiento sísmico en estructuras desplantadas sobre suelos firmes. En contraste, en suelos blandos, donde se tienen las ordenadas mayores de aceleración en periodos del suelo más largos a los que se presentan en terreno firme, es necesario llevar a la estructura a periodos de vibrar muy largos. Esto para que la demanda de

aceleraciones se vea disminuida de manera importante. Para ilustrarlo, la figura 1 muestra, de manera esquemática, espectros de respuesta, en términos de *pseudo*-aceleración y desplazamientos, típicos de suelos firmes (figura 1a) y suelos blandos (figura 1b). Primero, en la figura 1a se observa con notoriedad que una estructura con base rígida presenta demandas altas de *pseudo*-aceleración y demandas reducidas de desplazamiento. Sin embargo, al colocar aislamiento de base se incrementa el periodo fundamental de la estructura, lo que genera reducciones significativas en las demandas de *pseudo*-aceleración y un incremento considerable de los desplazamientos. Aunque se debe aclarar que los desplazamientos ocurren al nivel del aislamiento y no en la superestructura. Por otro lado, en la figura 1b, correspondiente a suelos blandos, se observa que las estructuras con base rígida podrían ser llevadas a la zona de resonancia si el aislamiento sísmico no es lo suficientemente flexible, lo que generaría demandas de *pseudo*-aceleración y desplazamiento muy elevadas. Si fuese posible llevar a las estructuras a periodos mucho más largos que aquellos ubicados en la zona de resonancia, éstas podrían ser ampliamente beneficiadas en términos de demandas menores de *pseudo*-aceleración. Por su parte, los desplazamientos serían incrementados, aunque se recuerda que éstos ocurrirían al nivel de la interfaz de aislamiento y no en la superestructura.



a) Suelos firmes

b) Suelos blandos

Figura 1. Concepto de aislamiento sísmico en suelos firmes y blandos

Es importante reconocer que hay muy poca investigación sobre el comportamiento de estructuras aisladas desplantadas sobre suelos blandos, como los que se tienen en la Zona de Lago de la Ciudad de México. Sin embargo, hoy en día existen dispositivos que, por sus propiedades mecánicas, pueden considerarse como una alternativa de interés para el aislamiento sísmico en suelos blandos. Tal es el caso de los aisladores de péndulo de fricción que, con base en estudios experimentales realizados por Zayas (1990) hace algunas décadas, se sabe que el periodo de una estructura aislada es controlado únicamente por el radio de curvatura de los aisladores (Al-Hussaini et al., 1994), lo que representa una gran ventaja.

Los aisladores de péndulo de fricción (APF) son dispositivos normalmente de acero, que se componen principalmente de dos partes: una articulación deslizante y una superficie de deslizamiento cóncava. La figura 2a muestra, de manera conceptual, la sección y partes principales de un APF. El principio de los APF se basa en aprovechar las propiedades de un péndulo simple, para así aumentar el periodo de vibrar de una estructura. Tal y como se ilustra en la figura 2b, los aisladores se activan mediante el deslizamiento de la articulación sobre la superficie cóncava de deslizamiento, en donde la fricción generada se convierte en disipación de energía sísmica (Constantinou et. al., 1990). Así, el periodo fundamental de una estructura aislada (T_b) es independiente de la masa, y es controlado únicamente por la selección del radio de curvatura (R) de la superficie cóncava del aislador (Zayas et. al., 1990). El periodo de un sistema aislado se determina mediante:

$$T_b = 2 \pi \sqrt{R/g} \tag{1}$$

siendo g es la aceleración de la gravedad.

Aunque actualmente existen APF con superficie cóncava doble o triple, incluso quántuple, en este estudio sólo se consideraron aisladores con sólo una superficie cóncava, también conocidos como APF simples. Las propiedades de los aisladores empleados se describen en la sección “Sistema de aislamiento”.

De manera idealizada, la superestructura que se encuentra montada sobre los APF se comporta como un cuerpo rígido, mientras que el sistema de aislamiento es el que absorbe la demanda de desplazamientos ocasionados por el movimiento del terreno. A diferencia de un edificio convencional, los cuales experimentan deformaciones laterales considerables ante la acción de sismos (figura 2c), los edificios aislados sísmicamente permanecen prácticamente sin deformarse (figura 2d). Esto abre la posibilidad de realizar un diseño económico de la superestructura, lo que puede ayudar a contrarrestar los costos adicionales que se generan por la utilización de los aisladores de base. Aunque ese no es el objetivo de aislar una estructura, sino más bien mejorar su desempeño sísmico.

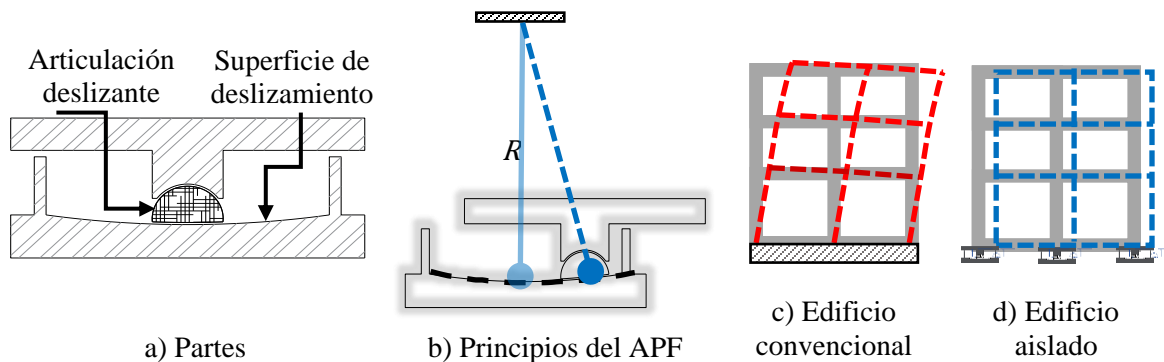


Figura 2. Aisladores de péndulo de fricción (APF)

Cabe mencionar que se ha prestado poca atención a la capacidad de colapso de las estructuras aisladas. (Cardone et. al., 2018). Estimar la probabilidad de colapso de esas estructuras es un área fértil de investigación, ya que, en la literatura, se pueden encontrar estudios completos sobre este tema para edificios de base fija, pero todavía hacen falta varios estudios para edificios con aisladores de base. Esto ha servido de motivación para realizar este estudio, además de la poca utilización de estos sistemas de control en la práctica de la ingeniería estructural en México.

El objetivo principal de este artículo es explorar el uso de APF en edificios de mediana y baja altura, de acero, desplantados en la Zona del Lago de la Ciudad de México. Para ello, se estudiaron modelos de edificios, en 2D, de tres, seis y nueve niveles, para tres diferentes casos. Los resultados muestran que las estructuras aisladas con APF en la Ciudad de México son una alternativa viable que puede ayudar a mejorar la resiliencia sísmica de la ciudad de manera significativa.

Es importante mencionar que este estudio está limitado a estructuras simétricas, ya que los análisis realizados corresponden a modelos en 2D. Además, no se consideraron efectos de interacción suelo-estructura ni asentamientos diferenciales que podrían disminuir la efectividad del sistema de aislamiento. Los análisis y resultados acá mostrados deberán ser interpretados bajo esa luz.

SISTEMAS ESTRUCTURALES ESTUDIADOS

Descripción general

La figura 3 muestra, de manera esquemática, el diseño de los edificios de hospitales estudiados en este artículo. Las estructuras fueron diseñadas y estudiadas previamente por Guerrero et al. (2017). La estructuración de los edificios es a base de marcos de acero en 2D, de tres, seis y nueve niveles. El primer entrepiso tiene una altura de 4 m, mientras los otros niveles tienen 3 m. Se tienen seis crujiás espaciadas a 8 m. Se asumió que las estructuras están ubicadas en la Zona del Lago de la Ciudad de México. Se consideró un peso total en la azotea de 461 t y 576 t para los demás niveles. El material empleado tanto para traveses (de sección IR), como para las columnas (de sección HSS), es acero estructural ASTM A-992, con una resistencia nominal a la fluencia de $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$. Se consideró un sistema de piso rígido.

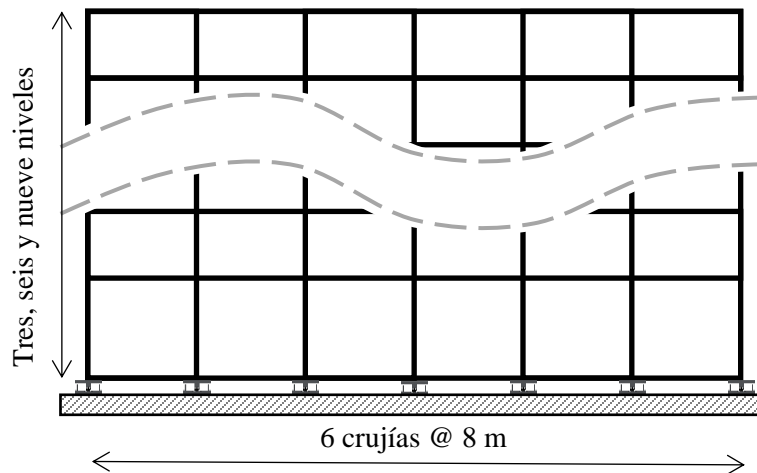


Figura 3. Esquema general de los edificios estudiados (adaptada de Guerrero et al., 2017)

Los perfiles de los elementos estructurales de los edificios estudiados, para cada caso de estudio, se muestran en la tabla 1. Los casos de estudio se presentan en la siguiente sección. Se puede ver que los casos 0 y 1 tienen los mismos perfiles de acero, mientras que los perfiles del Caso 2 son menores.

Casos de estudio

Para fines de comparación, estudian tres casos para cada edificio, los cuales se describen a continuación:

Caso 0. Este es el caso que sirve como referencia. Corresponde a los edificios de base fija (es decir, sin aisladores de base) diseñados para resistir tanto cargas gravitacionales como las demandas sísmicas.

Caso 1. Las mismas estructuras del Caso 1, pero montadas sobre aisladores de péndulo de fricción (APF).

Caso 2. Los edificios con APF del Caso 1, pero cuya superestructura fue rediseñada considerando únicamente cargas gravitacionales.

Tabla 1. Perfiles de los elementos estructurales

Edificio	Nivel	Columnas HSS [mm]		Trabes	
		Casos 0 y 1	Caso 2	Casos 0 y 1	Caso 2
3 Niveles	1	500 × 25	500 × 19	W 21 × 68	W 21 × 68
	2	500 × 25	500 × 13	W 21 × 68	W 21 × 68
	3	500 × 19	500 × 13	W 21 × 62	W 21 × 62
6 Niveles	1 al 3	600 × 38	500 × 16	W 27 × 94	W 24 × 68
	4 al 6	600 × 19	500 × 13	W 27 × 84	W 24 × 68
9 Niveles	1 al 3	900 × 38	500 × 25	W 27 × 129	W 24 × 68
	4 al 6	900 × 25	500 × 16	W 27 × 102	W 24 × 68
	7 al 9	800 × 19	500 × 13	W 27 × 84	W 24 × 68

Sistema de aislamiento

El hecho de que, para las estructuras con APF, el periodo sea independiente de la masa de la superestructura, ofrece la gran ventaja de definir un periodo objetivo a la que se quiere llevar a la estructura, mediante la selección de un radio de curvatura de la superficie cóncava del aislador. Debido a que los edificios estudiados se asumen desplantados en la Zona del Lago de la Ciudad de México, se definió un periodo objetivo para las estructuras aisladas, T_b , cercano a los 4 s. Esto resulta conveniente para cualquier zona cuyo periodo dominante del suelo sea menor (digamos) a 2 s. Las propiedades de los APF se resumen en la tabla 2; siendo $\mu_{m\acute{a}x}$ y $\mu_{m\acute{i}n}$ los valores máximos y mínimos, respectivamente, que alcanza el coeficiente de fricción, dependiendo de la velocidad, y α es una constante que determina la transición del coeficiente de fricción máximo al mínimo (ver valor según el fabricante). Las demás variables fueron definidas con anterioridad.

Es importante aclarar que no se tomó en cuenta la variación de propiedades de los aisladores y del coeficiente de fricción por efectos como cambios de temperatura, velocidad, presión de contacto y corrosión. Tampoco se consideraron efectos de torsión, ya que sólo se realizaron análisis en 2D. Por lo tanto, los resultados deben ser interpretados considerando esas limitaciones.

Tabla 2. Propiedades de los APF utilizados

Edificio	T_b , s	R , m	$\mu_{m\acute{a}x}$	$\mu_{m\acute{i}n}$	α , s/cm
3, 6 y 9 Niveles	4.01	4.0	0.045	0.04	1

Un parámetro que se utiliza para caracterizar a las estructuras aisladas es la relación de periodos del sistema aislado con respecto a la superestructura de base fija (T_b/T_s), el cual representa el grado de desacoplamiento que existe entre ambos sistemas (Naeim y Kelly, 1999). En la tabla 3 se muestran, para cada caso de estudio, el periodo fundamental de los edificios de base fija, así como los valores de la relación de periodos de los edificios aislados estudiados. Se puede observar que las estructuras más rígidas presentan un mayor grado de desacoplamiento, mismo que va disminuyendo conforme la flexibilidad de las estructuras aumenta. Es notorio que, al rediseñar la superestructura únicamente por carga gravitacional, la flexibilidad de ésta aumentó, lo que resultó en desacoplamiento menor.

Tabla 3. Periodos y relación T_b/T_s de los edificios estudiados

Edificio	Periodo con base rígida, T_s , segundos		Periodo aislado, T_b , segundos	T_b/T_s	
	Caso 0 y 1	Caso 2		Caso 1	Caso 2
3 Niveles	0.85	0.91		4.72	4.45
6 Niveles	1.17	1.71	4.01	3.43	2.35
9 Niveles	1.41	2.48		2.84	1.62

Registros sísmicos

Primero, un grupo de 12 acelerogramas artificiales, para las coordenadas Lat. 19.458046, Long. -99.122741, con periodo de vibrar predominante de 2 s, y compatibles con un periodo de retorno de 250 años, fue generado a través del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID, 2020) en su versión web. El grupo de acelerogramas incluyó cuatro movimientos de profundidad intermedia y ocho de subducción. Adicionalmente, se seleccionaron dos acelerogramas reales. El primero corresponde a la componente Este-Oeste del movimiento registrado en la estación SCT durante el terremoto de subducción del 19 de septiembre de 1985, escalado por un factor de 1.15. El segundo corresponde a la componente Este-Oeste del movimiento sísmico registrado el 19 de septiembre de 2017 en la estación PE10, y que corresponde a un sismo de profundidad intermedia, escalado con un factor de 1.7. La figura 4 muestra, para una relación de amortiguamiento del 5% del crítico, los espectros elásticos de *pseudo-aceleración* y desplazamientos de los movimientos considerados. Nótese que los espectros están separados en dos grupos: uno de profundidad intermedia y otro de subducción. Las líneas grises representan los espectros individuales de los acelerogramas sintéticos, las líneas rojas representan los movimientos reales, y las líneas negras representan los espectros promedio.

Modelo matemático

Para realizar los análisis dinámicos no lineales de los casos de estudio mencionados anteriormente, se empleó el programa ETABS (2016). En esta sección se describen los principales aspectos que se tomaron en cuenta para el modelado de los edificios estudiados.

Superestructura

- El peso de los niveles se distribuyó en masas concentradas en los nodos.
- Los elementos estructurales de los marcos (trabes y columnas) fueron modelados mediante elementos tipo *frame*.
- Para considerar la no linealidad de los elementos, se asignaron articulaciones plásticas en los extremos de las vigas y columnas a una distancia relativa del 5% y 95% de su longitud. El tipo de articulación se definió como controlada por deformación en todos los extremos de las vigas y columnas.
- El sistema de piso se consideró como diafragma rígido.
- Se consideró una cimentación infinitamente rígida y no se consideraron efectos de interacción suelo-estructura. Se aclara que estas suposiciones representan una limitación del estudio, por lo que los resultados deben ser interpretados bajo esa limitante.

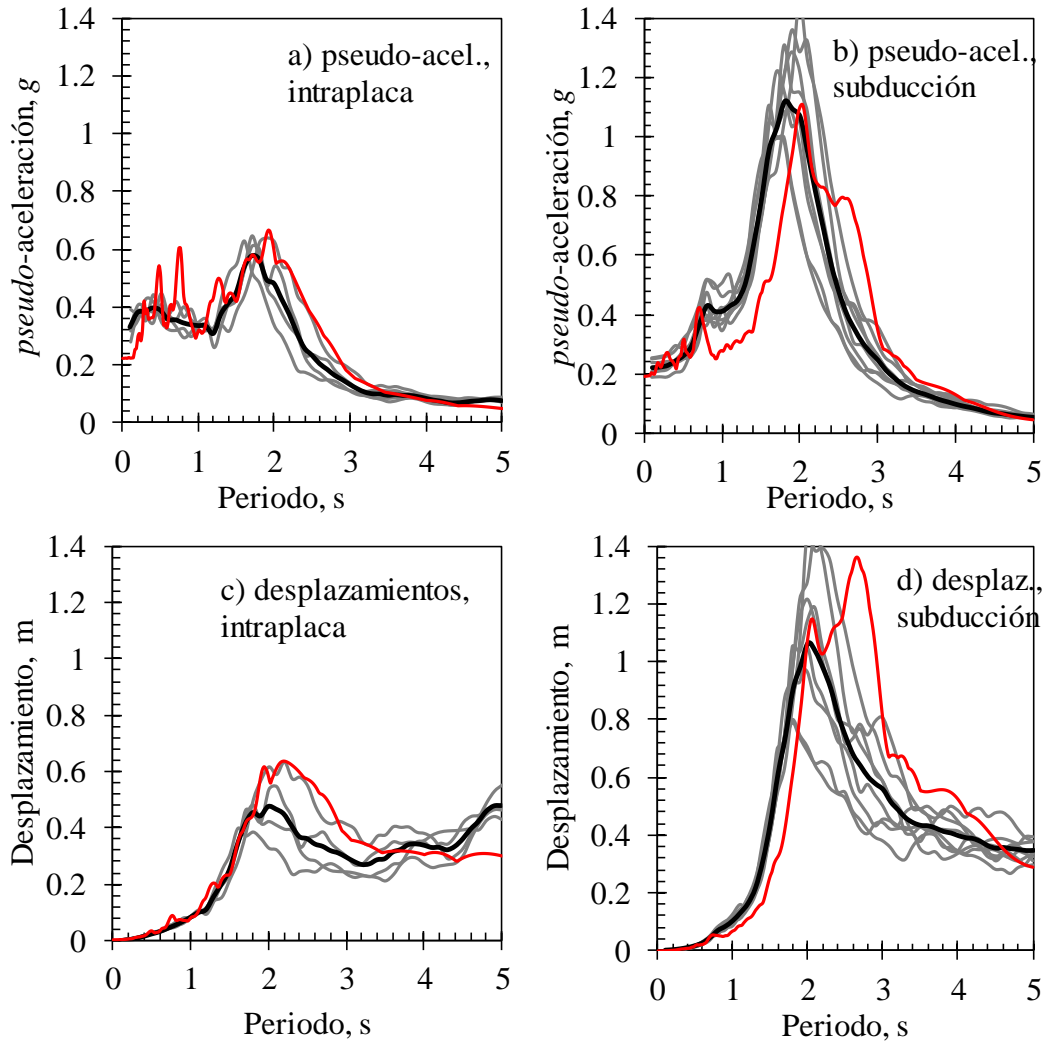


Figura 4. Espectros de respuesta de los movimientos sísmicos seleccionados

Aisladores

- Los aisladores de péndulo de fricción fueron modelados mediante elementos *link* o resorte del tipo aislador de fricción (disponibles en programa ETABS, 2016).
- Se asignó la propiedad direccional fija en la dirección axial del aislador y se modeló la no linealidad en la dirección horizontal.
- Las propiedades no lineales requeridas por el programa de análisis estructural son la rigidez inicial del aislador, k , los coeficientes de fricción máximo, μ_{max} , y mínimo, μ_{min} , el parámetro α (que define el cambio de μ_{max} a μ_{min}) y el radio de curvatura, R , del aislador. Los parámetros considerados fueron definidos en la tabla 2. La figura 5 muestra, esquemáticamente, un croquis de un AFP y una curva de comportamiento carga lateral-desplazamiento, típica de los AFP.

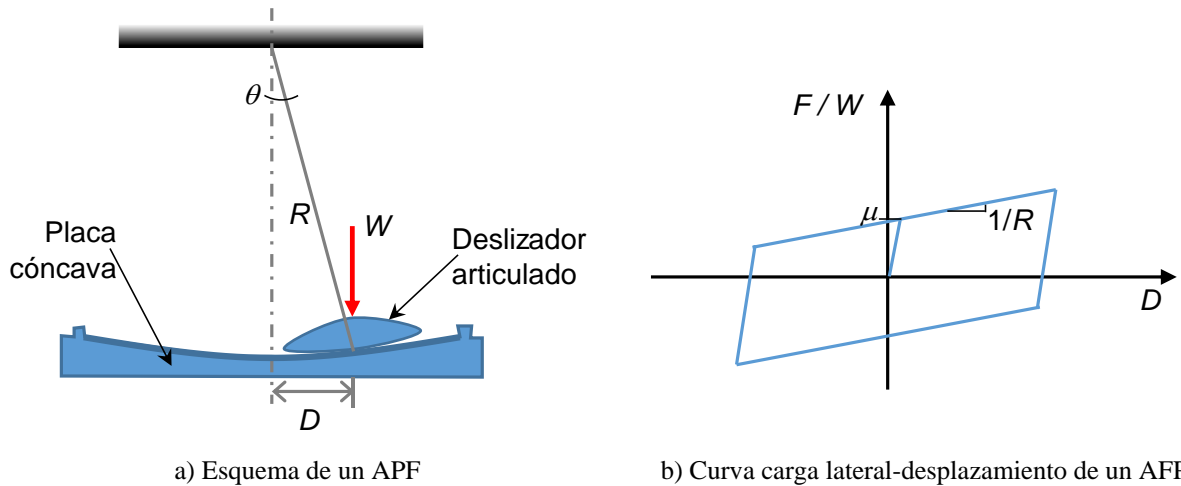


Figura 5. Comportamiento típico de APF

EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA

Parámetros de demanda ingenieril y estados límite de daño

La respuesta sísmica, de los edificios aislados y de base fija, se evaluó en términos de los siguientes parámetros de demanda ingenieril (*PDI*): i) distorsión máxima de entrepiso (*DME*), aplicable tanto para los edificios de base fija como para los edificios aislados, y ii) desplazamiento máximo en el nivel de aislamiento ($D_{b_{\max}}$), aplicable en los edificios aislados con APF. Adicionalmente, se evaluó el comportamiento sísmico en términos de: iii) velocidades máximas de piso; iv) aceleraciones máximas de piso; v) cortantes máximos de entrepiso; y vi) momentos de volteo máximos de entrepiso.

La distorsión de entrepiso está relacionada con el daño de los edificios y es utilizada generalmente como un índice de daño estructural. También, está relacionada con el daño a componentes no estructurales (Elenas y Meskouris, 2001; y FEMA P-58, 2012). Para fines de esta investigación, se adoptó una distorsión máxima, $\gamma_{\max} = 0.015$, como distorsión límite de entrepiso para el estado de seguridad contra colapso, de acuerdo con las NTC-DS (2020), para estructuras de acero a base de marcos de ductilidad baja.

La falla de los dispositivos de aislamiento basados en fricción, como los utilizados en este trabajo, está asociada con el alcance de un desplazamiento límite, por ejemplo, la capacidad máxima de desplazamiento lateral del aislador (Cardone et. al., 2018). Para fines de esta investigación, la capacidad de desplazamiento último ($D_{\text{último}}$), se supuso igual a 50 cm

Análisis dinámico incremental

El Análisis Dinámico Incremental (ADI) es un método de análisis paramétrico útil para estimar el desempeño de las estructuras sujetas a movimientos sísmicos de diferentes intensidades. Este método se basa en someter un modelo estructural a uno (o varios) movimientos sísmicos escalados a diferentes niveles de intensidad (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Debido a las características similares que presentan los registros sísmicos utilizados, la medida de intensidad (MI) utilizada en el análisis ADI se definió como el promedio de la aceleración máxima del terreno (PGA). De tal manera que los acelerogramas fueron escalados desde una intensidad de $PGA=0.05\text{ g}$, hasta aquella que alcanzó el 100% de probabilidad de colapso (descrita más adelante), en intervalos de 0.05 g . Para la intensidad original de los movimientos sísmicos utilizados, la cual es definida como intensidad de diseño (ID), el valor promedio de la aceleración

máxima del terreno fue igual a 0.22 g, tanto para los movimientos de profundidad intermedia como para los de subducción.

Comportamiento sísmico

Resulta de interés ilustrar el comportamiento sísmico de los edificios analizados en este artículo, para la intensidad sísmica de diseño (ID), mediante los perfiles de los parámetros de demanda ingenieril (PDI). En esta sección se muestran los resultados obtenidos a la intensidad de diseño (ID). En Aguilar (2020) se muestran resultados adicionales que podrían ser de interés para el lector.

Distorsiones de entrepiso

En la figura 6 se muestran los perfiles de distorsiones máximas de entrepiso de los edificios de tres, seis y nueve niveles, para cada caso de estudio, para la intensidad de diseño. Las líneas en color gris representan el perfil de distorsiones máximas para cada movimiento sísmico, mientras el promedio de éstos es representado por las líneas gruesas de color con marcadores. La línea discontinua es el valor de la distorsión límite de entrepiso, $\gamma_{m\acute{a}x} = 0.015$.

Se puede observar que, para el Caso 0 (estructura de base fija), las distorsiones máximas de entrepiso alcanzan valores de 0.011 (profundidad intermedia) y 0.015 (subducción) en el edificio de tres niveles, valores de 0.011 (profundidad intermedia) y 0.017 (subducción) en el edificio de 6 niveles y valores de 0.017 (profundidad intermedia) y 0.021 (subducción) en el edificio de nueve niveles, respectivamente. Se puede observar que las distorsiones de entrepiso se mantienen dentro del límite establecido en el edificio de tres niveles, mientras que éstos son excedidos para los modelos de seis y nueve niveles, especialmente para los movimientos de subducción. Además, para todos los edificios aislados (casos 1 y 2) se obtuvieron valores muy bajos de distorsión máxima de entrepiso. Lo que supone un movimiento de cuerpo rígido de la superestructura. Incluso, no se nota una diferencia entre los dos casos de la estructura aislada de tres niveles. Sin embargo, para los edificios de seis y nueve niveles, los perfiles de distorsiones máximas de entrepiso del Caso 2 son ligeramente mayores a aquellos del Caso 1. Notándose una mayor diferencia en el edificio más alto. De manera que, para el edificio de nueve niveles, el efecto de rediseñar la superestructura únicamente por carga gravitacional, trae consigo una diferencia en el comportamiento estructural en términos de distorsiones.

Desplazamientos laterales

En la figura 7 se muestran los perfiles de desplazamientos máximos de los edificios aislados (casos 1 y 2) de tres, seis y nueve niveles, para la intensidad de diseño. En la figura, el nivel etiquetado como -1 se refiere al nivel de desplante de los aisladores. Otra vez, las líneas en color gris representan el perfil de desplazamientos máximos para cada movimiento sísmico individual, mientras el promedio de éstos es representado por las líneas gruesas con marcadores. La línea discontinua es el valor del desplazamiento límite en el nivel de aislamiento de 50 cm.

Se observa que los desplazamientos máximos de todos los edificios aislados cuya superestructura fue rediseñada por carga gravitacional (Caso 2) son prácticamente los mismos que aquellos del Caso 1, con alguna diferencia insignificante hacia el último nivel del edificio de nueve niveles. También, observando detalladamente los perfiles de desplazamientos máximos a lo largo de las superestructuras, de todos los modelos, se identificó un comportamiento de cuerpo rígido. También se nota que los movimientos de subducción generaron desplazamientos ligeramente mayores que los movimientos de profundidad intermedia.

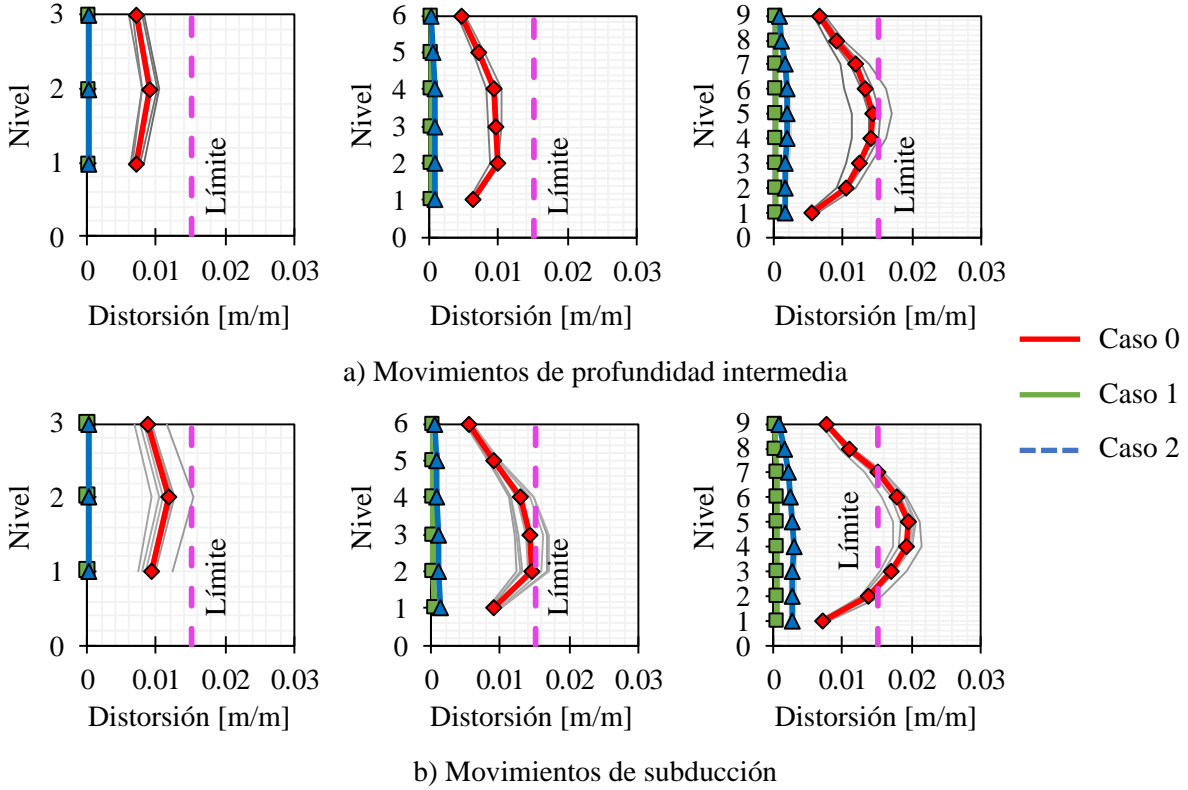


Figura 6. Perfiles de distorsiones máximas de entrepiso

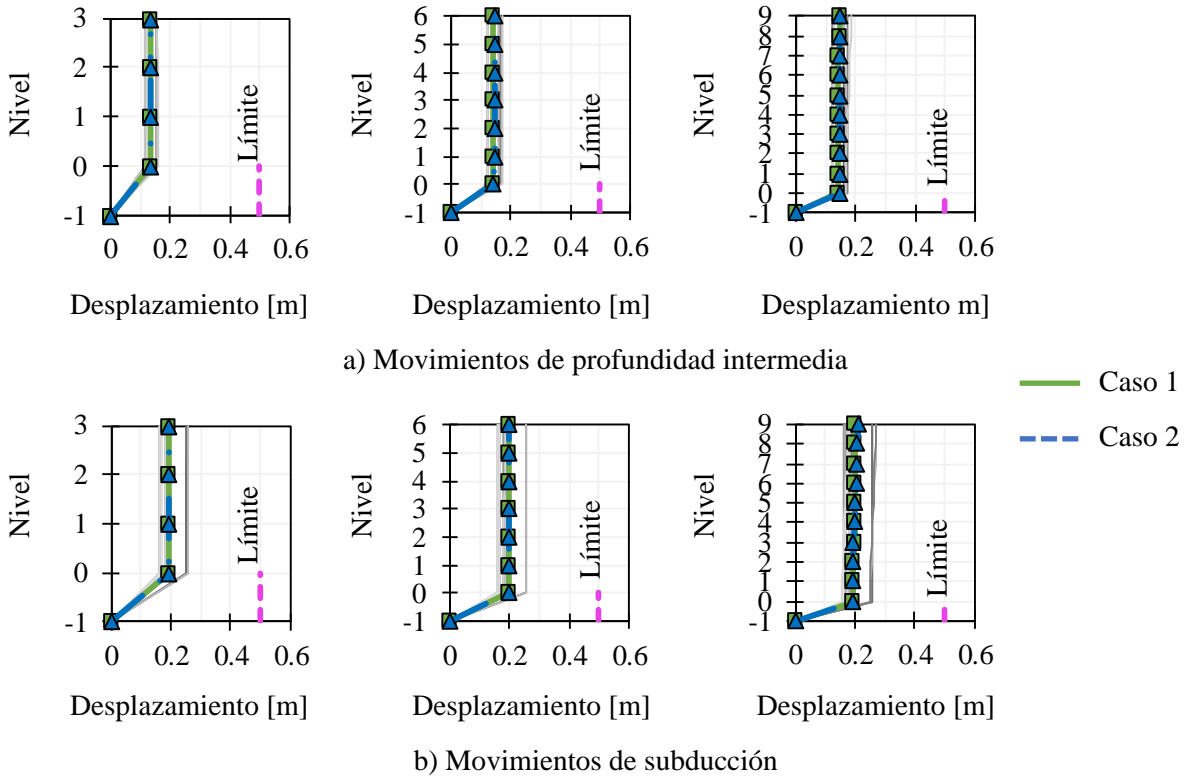


Figura 7. Perfiles de desplazamientos máximos

Velocidades de piso

En la figura 8 se muestran los perfiles de velocidades máximas de piso de los modelos de tres, seis y nueve niveles, para cada caso de estudio, respectivamente. Las líneas en color gris representan los perfiles individuales de cada movimiento, mientras que el promedio se presenta con marcadores.

Se observa que, para el Caso 0 (estructuras de base fija), las velocidades máximas de piso alcanzaron, en el nivel superior, valores máximos de 0.75 m/s (profundidad intermedia) y de 1.25 m/s (subducción) en el edificio de tres niveles, valores máximos de 1 m/s (profundidad intermedia) y de 1.4 m/s (subducción) en el edificio de seis niveles y valores máximos de 1.55 m/s (profundidad intermedia) y de 1.9 m/s (subducción) en el edificio de nueve niveles. Por su parte, para todos los modelos aislados de los casos 1 y 2, los valores de velocidades máximas de piso alcanzaron valores menores a 0.2 m/s, menos del 10% de los valores alcanzados en las estructuras de base fija, y los cuales se mantuvieron prácticamente constantes en la altura de los modelos. Incluso, no se apreció una diferencia significativa entre los dos casos de estructuras aisladas.

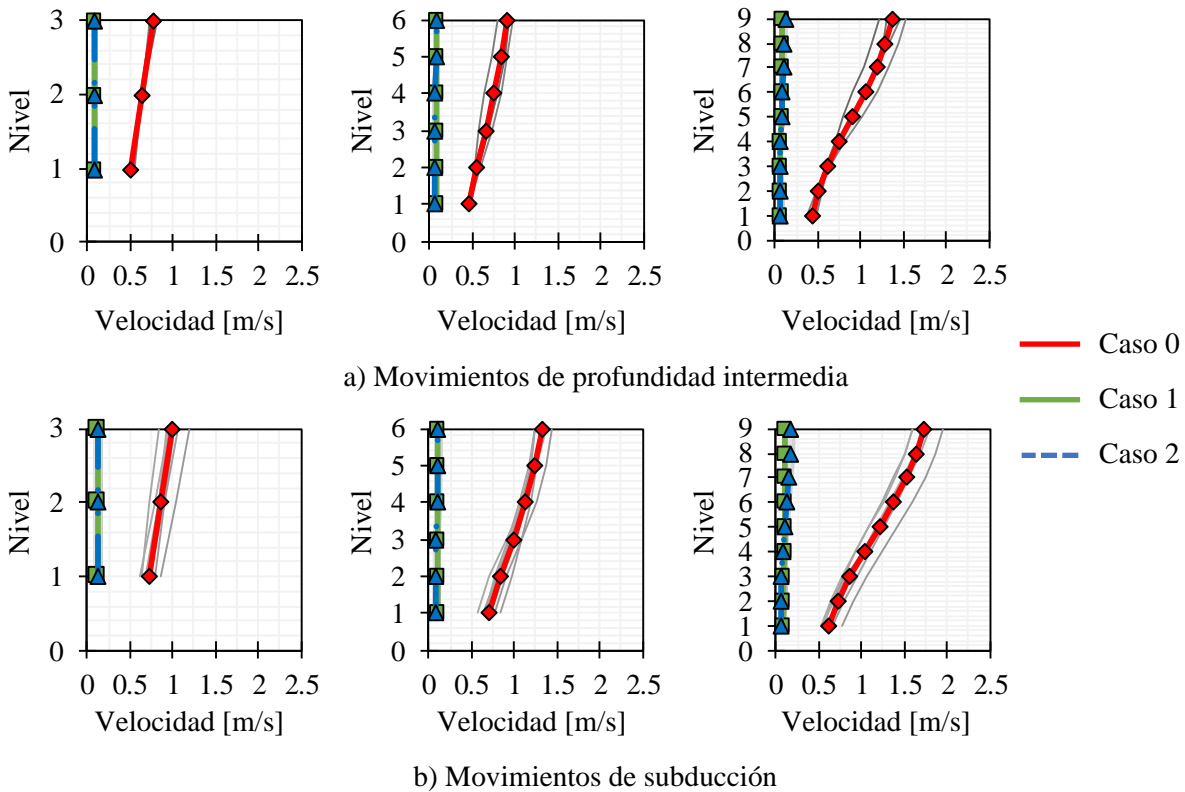


Figura 8. Perfiles de velocidades máximas de piso

Aceleraciones de piso

En la figura 9 se muestran los perfiles de aceleraciones máximas de piso de los modelos de tres, seis y nueve niveles, para cada caso de estudio. Una vez más, las líneas delgadas en color gris representan los perfiles individuales de aceleraciones máximas para cada movimiento sísmico, mientras que su promedio es representado por las líneas gruesas con marcadores.

Se observa que, para el Caso 0 (estructuras de base fija), las aceleraciones máximas de piso, en el último nivel, alcanzaron valores de aproximadamente 0.5 g en el edificio de tres niveles, de 0.6 g en el de

seis niveles, y de 0.7 g en el edificio de nueve niveles, tanto para movimientos de profundidad intermedia como para los de subducción. Para todos los modelos aislados (casos 1 y 2), las aceleraciones máximas de piso mantuvieron valores menores a 0.06 g, menos del 10% de los valores alcanzados en las estructuras de base fija, y los cuales se mantuvieron prácticamente constantes en la altura de las estructuras. En todos los modelos, no se notó una diferencia significativa entre los dos casos de estructuras aisladas

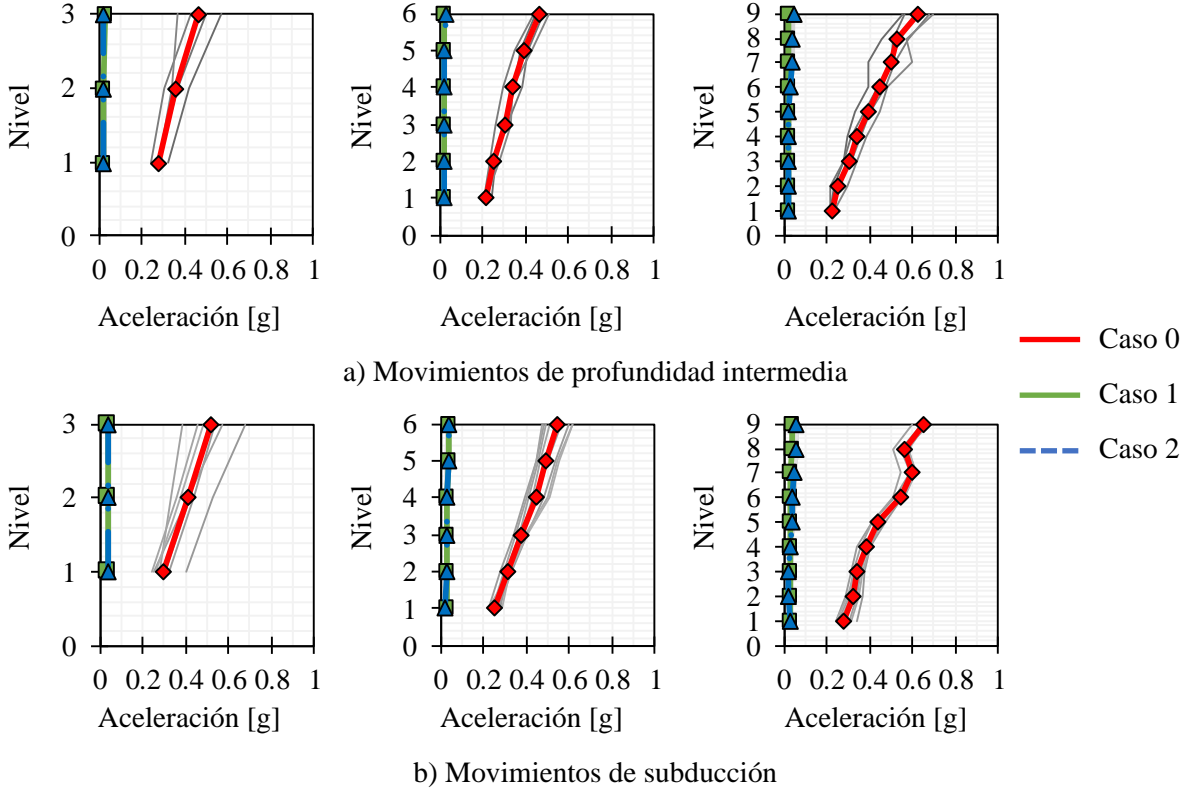


Figura 9. Perfiles de aceleraciones máximas de piso

Cortantes de entrepiso

En la figura 10 se muestran, en escala logarítmica, los perfiles de cortantes máximos de entrepiso de los edificios de tres, seis y nueve niveles, para cada caso de estudio. Las líneas delgadas en color gris representan los perfiles individuales de cortantes máximos para cada movimiento sísmico, mientras que su promedio es representado por las líneas gruesas con marcadores.

Se observa que, para el Caso 0 (estructura de base fija), los cortantes máximos de entrepiso alcanzaron, en la base, valores de 500 t (profundidad intermedia) y 630 t (subducción) en el edificio de tres niveles, valores de 900 t (profundidad intermedia) y 1250 t (subducción) en el de seis niveles y valores de 1,650 t (profundidad intermedia) y 1,900 t (subducción) en el edificio de nueve niveles, respectivamente. Para los edificios aislados (casos 1 y 2), los cortantes máximos alcanzaron valores menores a 10 t en la base del edificio de tres niveles, valores de 15 y 40 t en la base de la estructura de seis niveles y valores de 30 y 90 t en la estructura de nueve niveles. Se observa con notoriedad que los cortantes tienen valores menores al 10% de los que se presentaron en las estructuras de base fija. La diferencia entre los dos casos de estructuras aisladas (casos 1 y 2) es aproximadamente del 10% en el edificio de tres niveles, 50% en el edificio de seis niveles y casi del 100% en el edificio de nueve niveles, respectivamente, siendo siempre mayores los cortantes del Caso 2.

Tras observar la distribución de cortantes del edificio de nueve niveles, puede parecer extraño que el cortante máximo se observe entre los niveles 3 y 4, y no en la base como comúnmente se presenta. Sin embargo, estos resultados concuerdan con algunos de los presentados en estudios experimentales realizados por Al-Hussaini et al. (1994). De acuerdo con ellos, esto se debe a la presencia de modos superiores, los cuales parecen ser más importantes en la evaluación de cortantes de entrepiso, que en la evaluación de otros parámetros. Sin embargo, los cortantes resultaron mucho menores a los que presentó la estructura de base fija. De hecho, nótese que se tuvo que usar escala logarítmica en el eje de las abscisas para poder representar los perfiles de cortante de los casos 1 y 2.

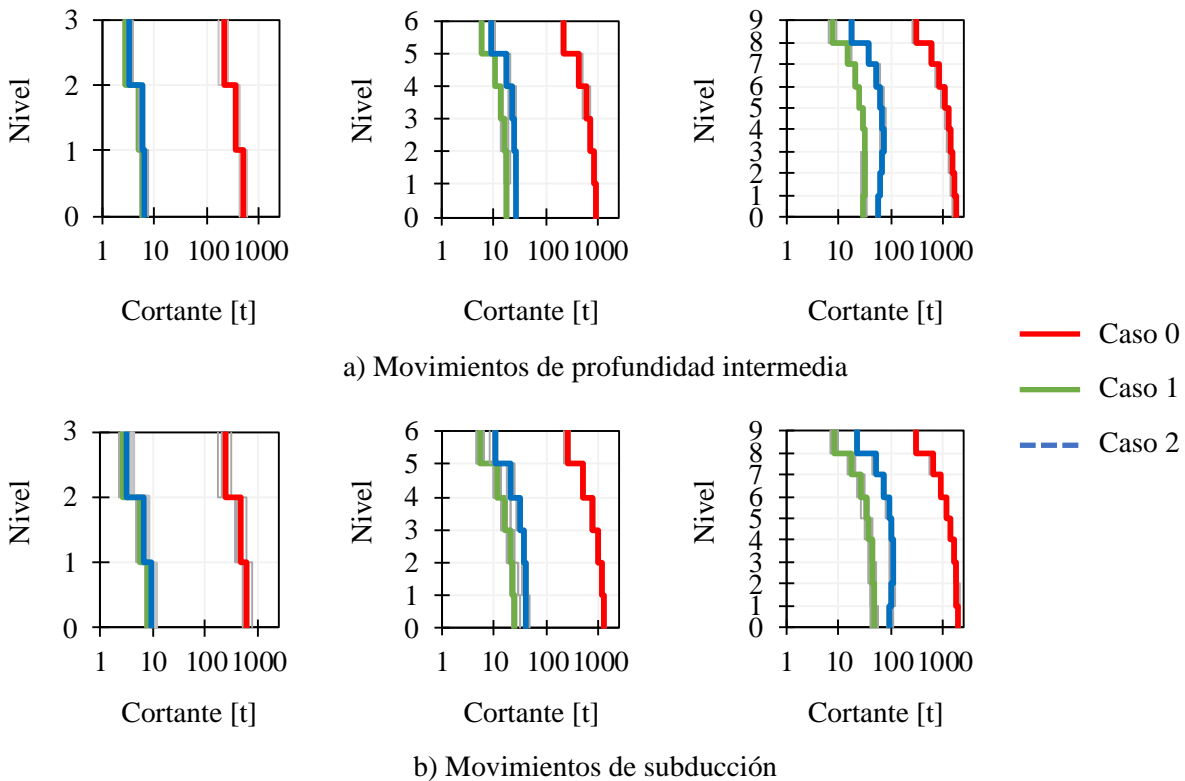


Figura 10. Perfiles de cortantes máximos de entrepiso

Momentos de volteo

En la figura 11 se muestran, en escala logarítmica, los perfiles de momentos de volteo máximos de entrepiso de los modelos de tres, seis y nueve niveles, para cada caso de estudio.

Se observa que, para el Caso 0 (estructura de base fija), los momentos máximos, en la base, alcanzaron valores de 3600 t.m (profundidad intermedia) y 4600 t.m (subducción) en el modelo de tres niveles, valores de 11,500 t.m (profundidad intermedia) y 15,500 t.m (subducción) en el modelo de seis niveles y valores de 30,000 t.m (profundidad intermedia) y 35,000 t.m (subducción) en el modelo de nueve niveles, respectivamente. Para los modelos aislados (casos 1 y 2), los momentos máximos de entrepiso alcanzaron valores cercanos a 45 y 75 t.m en el modelo de tres niveles, valores de 200 y 600 t.m en el edificio de seis niveles y valores de 600 y 2300 t.m en el edificio de nueve niveles. Se observa con notoriedad que los momentos tienen valores menores al 10% de los que se presentaron en las estructuras de base fija. La diferencia entre los dos casos de estructuras aisladas (casos 1 y 2) es aproximadamente del 10% en el edificio

de tres niveles, 60 y 70% en el edificio de seis niveles y más del doble en el edificio de nueve niveles, respectivamente, siendo mayores los momentos de volteo del Caso 2.

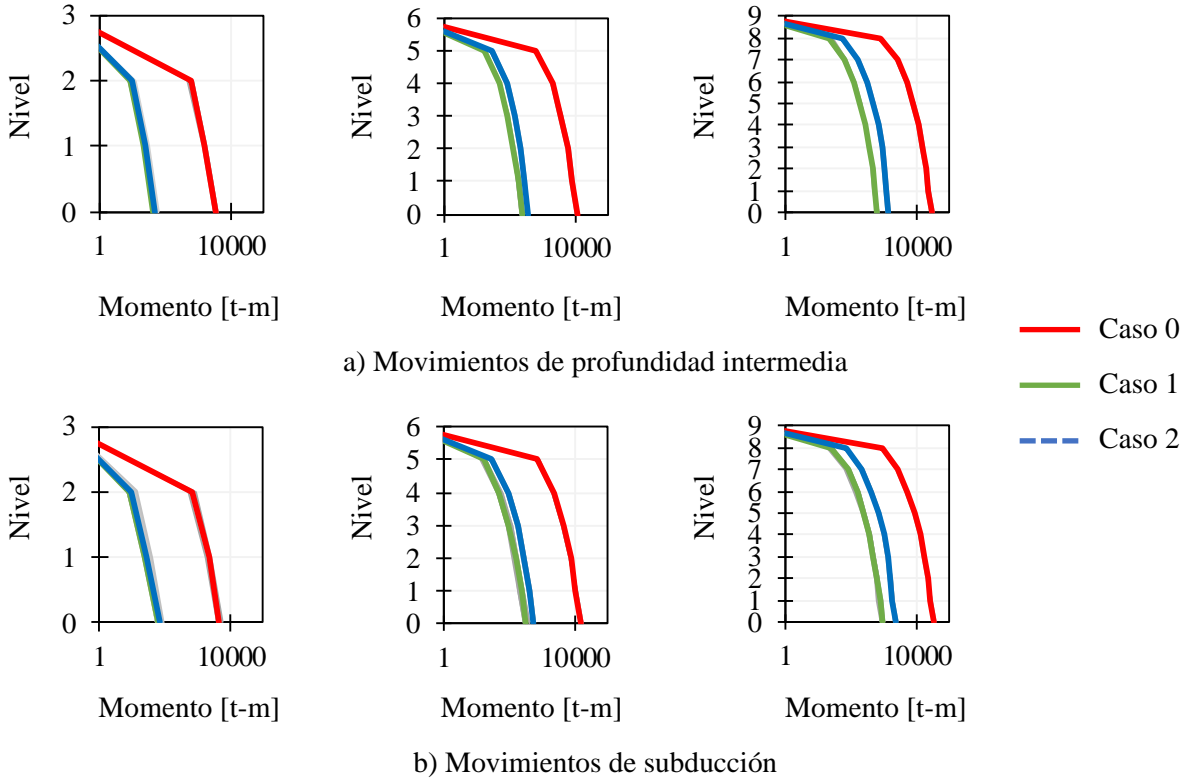


Figura 11. Perfiles de momentos máximos de volteo

EVALUACIÓN DEL COLAPSO

Curvas de fragilidad de colapso

Las curvas de fragilidad son herramientas estadísticas que representan la probabilidad de que una estructura alcance o exceda un estado límite de daño (ELD), por ejemplo, un estado asociado a la falla o al colapso global de una estructura, dada una intensidad sísmica (Joy y Prasad, 2016). Una curva de fragilidad de colapso se obtiene mediante el cálculo de una función de fragilidad de colapso, la cual puede ser ajustada a una distribución de probabilidad acumulada (por ejemplo: log-normal). Para esta investigación, la función de fragilidad se calculó con la ecuación 2 (Rosenblueth y Esteva, 1972):

$$P(PDI \geq ELD|MI) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(ELD/\hat{D})}{\sigma_{\ln PDI}}\right) \quad (2)$$

donde PDI es el parámetro de demanda ingenieril, ELD es el estado límite de daño, MI es la medida de intensidad sísmica, Φ es la función de distribución acumulada normal estándar con media cero y desviación estándar unitaria, \hat{D} es la mediana del logaritmo natural de los PDI , y $\sigma_{\ln PDI}$ es la desviación estándar del logaritmo natural del PDI . La mediana (\hat{D}) y la desviación estándar ($\sigma_{\ln PDI}$) se determinan, respectivamente, con las ecuaciones propuestas por Benjamin y Cornell (1970), dadas por:

$$\hat{D} = \exp \left[\frac{\sum_{j=1}^n \ln PDI_j}{n} \right] \quad (3)$$

$$\sigma_{\ln PDI} = \left[\frac{\sum_{j=1}^n (\ln PDI_j - \ln \hat{D})^2}{n - 1} \right]^{1/2} \quad (4)$$

donde PDI_j son los parámetros de demanda ingenieril calculados para cada movimiento sísmico, j , y n es el número total de observaciones.

Condiciones de colapso

Las condiciones de colapso global de las estructuras estudiadas se definen como los ELD predefinidos anteriormente, mismos que se resumen en la tabla 4. Es de suma importancia mencionar que, en este estudio, se consideró que los modelos estaban libres de obstáculos y que no había edificios adyacentes con los que pudieran impactar. Se hace énfasis en que la probabilidad de colapso de las estructuras se evaluó en función del modo de falla que tenían los distintos casos de estudio, lo cual pudo darse en la superestructura o en el sistema de aislamiento, lo que ocurriera primero. Para este trabajo de investigación, se consideró que los modelos podían llegar a tener una probabilidad de colapso “aceptable”, si no se superaba el 10% de dicha probabilidad, de acuerdo con los criterios recomendados en ASCE/SEI 7 (2017) y FEMA P695 (2009).

Tabla 4. Condiciones de colapso de los edificios estudiados

Caso de estudio	Falla	Condición de colapso	Valores límite
Edificio de 3, 6 y 9 Niveles			
Caso 0	Superestructura	$DME \geq \gamma_{m\acute{a}x}$ (La demanda de distorsión máxima de entrepiso (DME) alcanza o supera el valor límite)	$\gamma_{m\acute{a}x} = 0.015$
	Superestructura	$DME \geq \gamma_{m\acute{a}x}$ (La distorsión máxima de entrepiso alcanza o supera el valor límite)	$\gamma_{m\acute{a}x} = 0.015$
Caso 1 y 2	Sistema de aislamiento	$Db_{m\acute{a}x} \geq D_{\acute{u}ltimo}$ (El desplazamiento máximo del aislador alcanza o supera el valor límite)	$D_{\acute{u}ltimo} = 0.50 \text{ m}$

DME=Demanda de distorsión máxima de entrepiso; $\gamma_{m\acute{a}x}$ = Distorsión de entrepiso límite

A continuación, se describe el procedimiento realizado para la construcción de las curvas de fragilidad de colapso de los modelos estudiados.

1. Se definieron las condiciones de colapso de los modelos estudiados. Se supuso que el modo de falla puede darse en la superestructura o en el sistema de aislamiento, lo que ocurra primero. Los límites utilizados en este trabajo fueron: i) $\gamma_{m\acute{a}x} = 0.015$ y ii) $D_{\acute{u}ltimo} = 50$ cm.
2. Se realizaron los ADI utilizando los movimientos sísmicos seleccionados, de los cuales cinco corresponden a movimientos de profundidad intermedia (cuatro sintéticos y uno real) y nueve de subducción (ocho sintéticos y uno real). Los acelerogramas se escalaron a intensidades desde $PGA=0.05$ g hasta alcanzar el 100% de probabilidad de colapso en intervalos de 0.05 g.
3. Por último, se construyeron las curvas de fragilidad de colapso derivadas de procesar los resultados de los ADNL, mediante las ecuaciones 2 a 4. Y se evaluó la probabilidad de colapso de las estructuras para cada intensidad sísmica.

Probabilidad de colapso

En la figura 12 se muestran las curvas de fragilidad de colapso de los edificios de tres, seis y nueve niveles, para cada caso de estudio ajustadas a una función log-normal. Éstas se representan mediante las líneas continuas, mientras que los marcadores representan los datos observados. Las líneas discontinuas de color gris representan la intensidad sísmica de diseño (ID) y el límite de la probabilidad de colapso considerada como “aceptable” ($\leq 10\%$), respectivamente. Es importante mencionar que, para todos los modelos aislados (casos 1 y 2), el modo de falla que gobernó el colapso fue el desplazamiento máximo en el sistema de aislamiento, mientras que para los modelos convencionales (Caso 0), el colapso fue gobernado por la distorsión máxima de entrepiso.

Como puede verse en la figura 12, dada la intensidad sísmica de diseño (ID), la probabilidad de colapso de todas las estructuras aisladas (casos 1 y 2) es menor del 1%, tanto para movimientos de profundidad intermedia como para movimientos de subducción; mientras que para las estructuras convencionales (Caso 0), la probabilidad de colapso es del 1% (profundidad intermedia) y del 9% (subducción) en el edificio de tres niveles, del 4% (profundidad intermedia) y del 39% (subducción) en el edificio de seis niveles y del 37% (profundidad intermedia) y del 99% (subducción) en el edificio de nueve niveles, respectivamente. Se observa que, para el Caso 0, el edificio de tres niveles tiene una probabilidad de colapso aceptable, mientras que el edificio de nueve niveles presenta una probabilidad inaceptable. La estructura de seis niveles tiene probabilidad de colapso aceptable ante los movimientos de profundidad intermedia, pero no así ante los movimientos de subducción.

Además, cuando se incrementa la intensidad sísmica, la probabilidad de colapso de las estructuras aisladas tiende a ser considerablemente menor que la que presenta una estructura convencional. Lo anterior se nota al observar que, para el Caso 0, la probabilidad de colapso deja de ser aceptable (mayor al 10%) a intensidades de $PGA=0.28$ g (profundidad intermedia) y $PGA=0.23$ g, (subducción) en la estructura de tres niveles, a intensidades de $PGA=0.25$ g (profundidad intermedia) y $PGA=0.16$ g (subducción) en el edificio de seis niveles y a intensidades (menores de la ID) de $PGA=0.16$ g (profundidad intermedia) y $PGA=0.1$ g (subducción) en el edificio de nueve niveles, respectivamente; mientras que para los Casos 1 y 2, la probabilidad de colapso de los todos los edificios es inaceptable intensidades mayores a $PGA=0.6$ g (profundidad intermedia) y $PGA=0.4$ g (subducción). En otras palabras, los casos aislados pueden acomodar más del doble de intensidad sísmica que el caso de base rígida.

Incluso, el 100% de la probabilidad de colapso de los edificios del Caso 0 se alcanzó a intensidades de $PGA=0.5$ g (profundidad intermedia) y $PGA=0.4$ g (sismos de subducción) en el edificio de 3 niveles, a intensidades de $PGA=0.45$ g (profundidad intermedia) y $PGA=0.35$ g (subducción) en el edificio de seis niveles y a intensidades de $PGA=0.4$ g (profundidad intermedia) y $PGA=0.23$ g (subducción) en el edificio

de nueve niveles; mientras que, para los casos 1 y 2, esta probabilidad se alcanza a intensidades muy grandes (PGA=0.95 g para movimientos de profundidad intermedia y PGA=0.8 g para movimientos de subducción). De hecho, para la intensidad sísmica a la que los modelos de base fija alcanzan el 100% de probabilidad de colapso, todas las estructuras aisladas (casos 1 y 2) tienen una probabilidad de colapso menor al 10%.

Es relevante notar que, cuando se incrementa la intensidad sísmica, la probabilidad de colapso de los modelos aislados que fueron rediseñados únicamente por carga gravitacional (Caso 2) es prácticamente la misma que la de los edificios aislados del Caso 1. Esto debido a que el modo de falla de las estructuras aisladas fue gobernado por el desplazamiento máximo en el nivel de aislamiento.

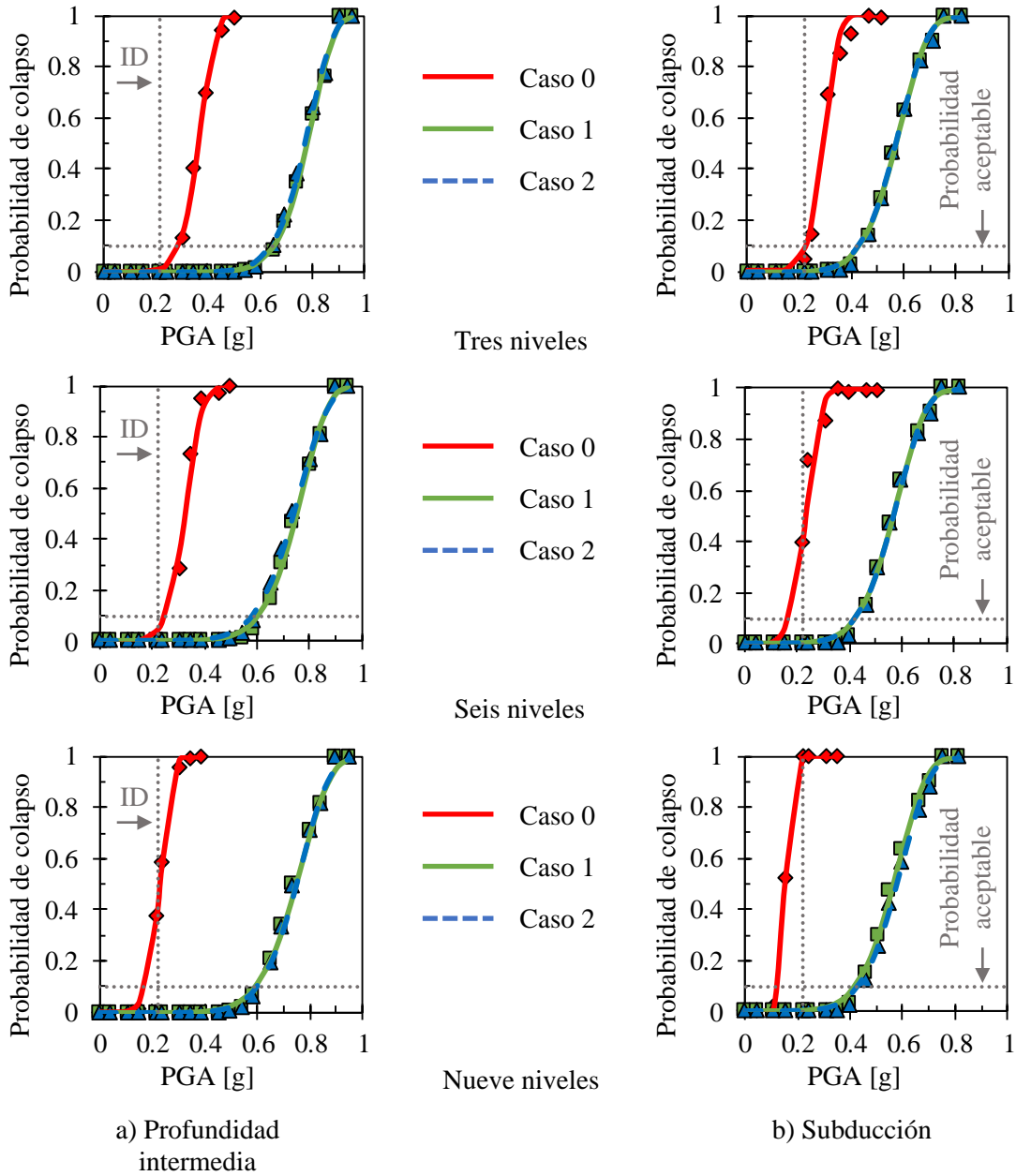


Figura 12. Curvas de fragilidad de colapso

Otra observación importante es que, dada una intensidad sísmica, los modelos estudiados presentaron una mayor probabilidad de colapso ante movimientos de subducción, que para los movimientos de profundidad intermedia. Evidentemente esto es un caso particular y depende del periodo de vibrar de los modelos estudiados y de los movimientos que se consideraron.

CONCLUSIONES

En este artículo se exploró el uso de aisladores de péndulo de fricción (APF) en edificios de mediana y baja altura, de acero, desplantados en la Zona del Lago de la Ciudad de México. Se estudiaron modelos en 2D, de tres, seis y nueve niveles para tres diferentes casos. El Caso 0, que sirvió como referencia, correspondió a edificios convencionales de base fija (es decir: sin aisladores de base), diseñados para resistir tanto cargas gravitacionales como las demandas sísmicas. El Caso 1 correspondió a las mismas estructuras del Caso 0, pero montadas sobre aisladores de péndulo de fricción, cuyas propiedades se basaron en llevar a la estructura a un periodo objetivo cercano a los 4 s. El Caso 2 correspondió a los edificios con los APF del Caso 1, pero cuya superestructura fue rediseñada considerando únicamente cargas gravitacionales. Se evaluó el comportamiento sísmico de los edificios en términos de los siguientes parámetros de demanda ingenieril (PDI): i) distorsión máxima de entrepiso (DME); ii) desplazamiento lateral máximo; iii) velocidad máxima de piso; iv) aceleración máxima de piso; v) cortante máximo de entrepiso; y vi) momento de volteo. Se utilizaron movimientos sísmicos (12 artificiales y dos reales) para un sitio con periodo de vibrar predominante de 2 s. Los movimientos se escalaron a varias intensidades y se realizó análisis dinámico incremental (ADI). Finalmente, se estimó la probabilidad de colapso de los modelos. Con base en los resultados obtenidos se concluye que:

- La probabilidad de colapso estimada para los modelos de tres, seis y nueve niveles, equipados con APF, dada una intensidad sísmica, resultó significativamente menor que la estimada para los edificios convencionales. El modo de falla de las estructuras con APF fue gobernado por el desplazamiento lateral a nivel del aislamiento; mientras que, para las estructuras de base fija, el modo de falla fue gobernado por la distorsión máxima de entrepiso.
- El rediseñar la superestructura únicamente por carga gravitacional no significó alguna diferencia considerable en la probabilidad de colapso de los edificios de tres, seis y nueve niveles, aislados con APF. De hecho, la probabilidad de colapso estimada para los edificios del Caso 2 fue prácticamente la misma que aquella del Caso 1. Como se mencionó anteriormente, esto se debe a que, en ambos casos, fue el desplazamiento lateral a nivel del aislamiento el que gobernó el colapso de las estructuras aisladas.
- Los edificios de tres, seis y nueve niveles, equipados con APF, presentaron grandes ventajas en su comportamiento sísmico, comparado con los edificios convencionales, ya que su uso redujo considerablemente las distorsiones, cortantes y momentos de volteo de entrepiso, además de las velocidades y aceleraciones de piso. Incluso, las superestructuras montadas sobre los aisladores se mantuvieron en su intervalo elástico aún a intensidades sísmicas muy grandes.
- En cuanto a las diferencias en el comportamiento sísmico entre los casos 1 y 2, de los modelos aislados, se observó que los desplazamientos laterales, las velocidades y aceleraciones de piso fueron prácticamente iguales, incluso a intensidades sísmicas muy grandes. En términos de distorsiones de entrepiso, resultaron casi iguales para el edificio de tres niveles, y con diferencias mínimas para los edificios de seis y nueve niveles. En cuanto a cortantes y momentos de entrepiso, dada la ID, se observó que la superestructura rediseñada únicamente por carga gravitacional, correspondiente al Caso 2, fue demandada un 10% más para el edificio de tres niveles, un 50% (cortantes de entrepiso) y 60% (momentos) para el edificio de seis niveles y más del doble para la estructura de nueve niveles, con respecto al edificio del Caso 1. Es importante mencionar que, aunque hay algunas diferencias

considerables entre ambos casos, las demandas siempre fueron mucho menores (menos del 10%) a las que se presentaron en el edificio convencional.

Como conclusión global se puede decir que, contrario a lo que históricamente se ha mencionado sobre la no viabilidad del uso de aislamiento sísmico en la Ciudad de México, en este estudio se muestra que el aislamiento sísmico de estructuras de baja y mediana altura, a base de aisladores de péndulo de fricción, en la Zona del Lago de la Ciudad de México es altamente factible.

Por otro lado, es importante mencionar que este estudio, como todos, tiene limitaciones que vale la pena mencionar para que el lector esté consciente de ellas y que interprete los resultados bajo esa luz. Este estudio está limitado a estructuras simétricas ya que los análisis realizados corresponden a modelos en 2D. Además, no se consideraron efectos de interacción suelo-estructura, desplomes, ni asentamientos diferenciales que podrían disminuir la efectividad del sistema de aislamiento. Tampoco se estudiaron los efectos que podrían generar impactos del sistema de aislamiento por escases de las dimensiones de las juntas constructivas. Ciertamente, investigaciones futuras deberán incluir el estudio de todos esos efectos.

AGRADECIMIENTOS

El segundo y tercer autores reconocen el apoyo brindado por CONACyT para sus estudios de posgrado. Todos agradecen al Instituto de Ingeniería de la UNAM por las facilidades brindadas por el desarrollo del estudio.

REFERENCIAS

- Aguilar, H J (2020), “Comportamiento sísmico de edificios con aisladores de péndulo de fricción en la zona del lago de la Ciudad de México”, *Tesis de maestría*, Programa de Maestría y Doctorado, UNAM, Ciudad de México.
- Al-Hussaini, T M, V A Zayas y M C Constantinou (1994), *Seismic isolation of multi-story frame structures using spherical sliding isolation systems*, National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-94-0007, Nueva York, EUA. pp. 182.
- ASCE 41-17 (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. American Society of Civil Engineers. Estados Unidos de Norte América.
- Benjamin, J R y C A Cornell (1970), *Probability, statistics and decisions for civil engineers*, Mc Graw Hill, U.S.A. pp. 640.
- Cardone, D, G Perrone y V Plesco (2018), “Developing collapse fragility curves for base-isolated buildings”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 48, pp. 78-102. DOI: [10.1002/eqe.3126](https://doi.org/10.1002/eqe.3126)
- Constantinou, M, A Mokha y A Reinhorn (1990), “Teflon bearings in base isolation II: modeling”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, No. 2, pp. 455-474. DOI: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1990\)116:2\(455\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:2(455))
- Elenas, A y K Meskouris (2001). “Correlation study between seismic acceleration parameters and damage indices of structures” *Engineering Structures*. Vol. 23, pp. 698-704. DOI: [10.1016/S0141-0296\(00\)00074-2](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00074-2)

- ETABS (2016), *Programa de análisis estructural de edificios*, Computers and Structures, Inc.
- FEMA P695(2009), *Quantification of building seismic performance factors*, FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, EUA, pp. 421.
- FEMA P-58 (2012), *Seismic performance assessment of buildings*, Vol. 1, Report FEMA P-58, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, EUA, pp. 278.
- Guerrero, H, A Terán-Gilmore, T Ji y J A Escobar (2017), “Evaluation of the economic benefits of using buckling-restrained braces in hospital structures located in very soft soils”, *Engineering Structures*, Vol. 136, No. 2, pp. 406-419. [DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.01.038](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.01.038)
- Joy, R y C K Prasad (2016), “Seismic vulnerability assessment of tall RC building with friction pendulum bearing system”, *SSRG International Journal of Civil Engineering*, Vol. 3, pp. 1-8. [DOI: /10.14445/23488352/IJCE-V3I8P101](https://doi.org/10.14445/23488352/IJCE-V3I8P101)
- Naeim, F y J M Kelly (1999), *Design of seismic isolated structures: From theory to practice*, John Wiley & Sons, Inc., pp. 296.
- NTC-DS (2020), *Normas técnicas complementarias para diseño por sismo*, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No. 220 Bis., Ciudad de México.
- SASID (2020) [Ap. Web], *Sistema de acciones sísmicas de diseño*, Reglamento de Construcciones del Gobierno de la Ciudad de México.
- Reinoso, E (2007), *Riesgo sísmico de la Ciudad de México*, UNAM, Ciudad de México, pp. 50.
- Rosenblueth, E y L Esteva (1972), “Reliability basis for some Mexican codes”, *Probabilistic Design of Reinforced Concrete Buildings*, ACI Publication SP-31, pp. 1-41.
- Rosenblueth, E y M Ordaz (1987), “Use of seismic data from similar regions”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 15, pp. 619-634. [DOI: 10.1002/eqe.4290150507](https://doi.org/10.1002/eqe.4290150507)
- Tena, A (2016), “Método simplificado para el diseño de estructuras con base en muros de carga aisladas sísmicamente”, *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, XX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Yucatán, México, pp. 25.
- Vamvatsikos, D y C A Cornell (2002), “Incremental dynamic analysis”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 491-514. [DOI: 10.1002/eqe.141](https://doi.org/10.1002/eqe.141)
- Zayas, V A, S S Low y S A Mahin (1990), “A simple pendulum technique for achieving seismic isolation”, *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 2, pp. 317-333. [DOI: 10.1193/1.1585573](https://doi.org/10.1193/1.1585573)