



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA DE EDIFICIOS  
EQUIPADOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA DE TIPO  
BRB CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO –  
ESTRUCTURA**

**TESIS**

Que para obtener el título de

**Ingeniero Civil**

**P R E S E N T A :**

Luis Ivan Velasco Enríquez

**DIRECTOR DE TESIS:**

Dr. José Alberto Escobar Sánchez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2018



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## Contenido

|  |    |
|--|----|
| Resumen.....   | 3  |
| Introducción .....   | 5  |
| 1 Antecedentes.....  | 9  |
| 1.1 Sistemas de protección sísmica.....                                      | 9  |
| 1.2 Disipadores de tipo BRB.....   | 10 |
| 1.3 Interacción dinámica suelo – estructura .....                            | 12 |
| 1.3.1 Periodo y amortiguamiento efectivo del sistema suelo – estructura..... | 13 |
| 1.3.2 Rigidez y amortiguamiento del sistema suelo – estructura .....         | 15 |
| 2 Estructuras analizadas.....  | 20 |
| 2.1 Descripción de modelos.....  | 20 |
| 2.2 Diseño de los modelos.....   | 21 |
| 3 Propiedades dinámicas de los modelos .....                                 | 26 |
| 3.1 Características del suelo de desplante .....                             | 26 |
| 3.2 Periodo y amortiguamiento efectivo del sistema suelo - estructura.....   | 26 |
| 3.3 Coeficientes de rigidez y amortiguamiento del suelo .....                | 30 |
| 4 Respuesta dinámica de las estructuras .....                                | 32 |
| 4.1 Consideraciones de los análisis. ....                                    | 32 |
| 4.2 Desempeño estructural de los modelos .....                               | 34 |
| 5 Discusión de resultados.....   | 44 |
| 6 Conclusiones .....   | 46 |
| Referencias.....   | 48 |

## Aclaración

Antes de comenzar a leer este trabajo es necesario aclarar que mi autentico director de tesis fue el Dr. Héctor Guerrero, por motivos administrativos no lo pude registrar como tal pero el Dr. José Alberto Escobar me hizo el favor de registrar mi tesis bajo su dirección, con ambos estoy muy agradecido.

## Agradecimientos

Cuando uno piensa en todas las personas a las que se tiene que agradecer por los logros alcanzados vienen muchos más nombres a la cabeza que formas para explicar el cuándo y el cómo su apoyo resultó ser una ayuda invaluable. Todo aquel que me conozca bien sabe que yo soy una persona de pocas palabras, sin embargo, no por la brevedad de mi reconocimiento se debe de considerar que mi gratitud es igual de escasa.

En primer lugar quisiera agradecer a mi madre Vero por soportarme tantos años y por cuidarme y brindarme su apoyo cada vez que ella consideró que yo lo necesitaba. Igual de importante es la gratitud que les tengo a mi hermano Omar y a mi padre Benito por la ayuda prestada durante toda mi carrera.

En este escrito también quiero agradecer a mis amigos de la infancia Aldo Adrián y Kalef Bázan, el primero por ser mi más apreciado y cercano amigo desde hace ya diez años, y al segundo por instruirme en el arte de obtener packs de señoritas europeas cuando nadie más se preocupó por tenderme una mano, a ambos les debo muchas risas y buenos momentos.

Además de las personas antes mencionadas también tengo que agradecerle a mi director de tesis, el Dr. Héctor Guerrero, y a mis sinodales. Al primero por toda su paciencia y por la ayuda que me brindó para la realización de este trabajo, y a los últimos por aceptar apoyarme durante mi proceso de titulación.

Las demás personas que no menciono aquí por cuestiones de espacio, aquellas que son mis amigas y amigos, también tienen mi gratitud.

También necesito reconocer el apoyo brindado por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) para la realización de ésta tesis.

Por ultimo quiero agradecer a toda persona que lea esta tesis ya que esta empleando su valioso tiempo para estudiar, comprender y juzgar un trabajo que me tomó más de un año realizar.

## Resumen

Debido a que nuestro país se encuentra localizado en una región de elevado riesgo sísmico, la investigación sobre los sistemas de protección sísmica es de gran importancia. Buscando realizar una aportación al estudio de los disipadores de energía sísmica de tipo BRB (del inglés: Buckling Restrained Braces), este trabajo presenta los resultados de 2700 análisis dinámicos que tomaron en cuenta las no linealidades mecánicas de estructuras metálicas equipadas y sin equipar con BRBs. Al encontrarse una parte de la Ciudad de México desplantada sobre un suelo de tipo arcilloso, la Interacción Dinámica Suelo – Estructura (IDSE) es un fenómeno que juega un papel relevante en la respuesta estructural de los edificios durante un sismo. Tomando esto en cuenta, la mitad de los análisis consideraron los efectos de la IDSE, esto con la intención de realizar una comparación de la respuesta estructural entre los análisis que consideraron la IDSE y aquellos que no lo hicieron.

Las estructuras analizadas fueron edificios regulares en 2D de tres, seis y nueve niveles, todos de planta regular, los cuales se consideraron ubicados en la zona lacustre de la Ciudad de México. Para poder contrastar la influencia del tamaño del área transversal de los disipadores de tipo BRB en la respuesta estructural, cinco casos fueron planteados. El primero de ellos, el de referencia, es el resultado de diseñar la estructura sin BRBs instalados. Para los cuatro restantes, se rediseña la estructura del caso de referencia no solo con la adición de BRBs de diferente tamaño sino también variando las dimensiones de las secciones de la estructura principal.

Los edificios equipados con BRBs fueron diseñados empleando el método propuesto por Guerrero et al.<sup>[1]</sup>. Los efectos de la IDSE son considerados de acuerdo a lo establecido por la reglamentación vigente en la Ciudad de México<sup>[2]</sup> al realizarse este trabajo. Para los análisis dinámicos se utilizaron en total 30 registros sísmicos escalados a la aceleración máxima del terreno (también conocida como pga) teniendo en total tres intensidades sísmicas, es decir: 0.1g, 0.2g y 0.3g., siendo g la aceleración de la gravedad.

## Abstract

Because our country is located in a region of high seismic risk, research about seismic protection systems is of great interest. Looking for a contribution to the studies on seismic energy dissipaters of BRB type, this paper presents the results of 2700 dynamics analyzes that considered the mechanical nonlinearities of steel structures equipped with and without BRB. Due to its position over soft soil in Mexico City, Dynamic Soil – Structure Interaction (DSSI) is a phenomenon that has a relevant role in the structural response of buildings during earthquakes. Taking this into a count, half of the conducted analyzes considered the effects of DSSI. This was done with the intention of making structural response comparisons with and without DSSI.

The structures analyzed were regular 2D buildings with three, six and nine storeys. All of them with regular plant, and were considered located in the lake area of Mexico City. In order to be able to contrast the influence of the size of the cross-sectional area of the BRBs in the structural response, five cases were studied. The first one, which is used as a benchmark, is the result of designing the structure without BRBs installed. For the remaining four, the benchmark structure was redesigned not only with the addition of BRBs with different sizes but also by varying the dimensions of the structural elements.

The buildings with equipped BRBs were designed using the method proposed by Guerrero et al. <sup>[1]</sup>. The effects of DSSI were considered according to the current regulations in Mexico City <sup>[2]</sup>. For the dynamic analyses a set of 30 ground accelerations records were used. These were scaled at three different peak ground acceleration: 0.1g, 0.2g and 0.3g, where g is the gravity acceleration, namely.

## Introducción

Hoy en día existen diferentes sistemas de protección sísmica que nos permiten diseñar estructuras con un comportamiento dinámico superior manteniendo los costos de la misma en un nivel asequible. Desafortunadamente, los trabajos de investigación realizados se han mostrado insuficientes para lograr una aceptación generalizada de este tipo de dispositivos. Prueba de esto son los pocos ejemplos de estructuras que han utilizado este tipo de elementos estructurales en nuestro país. Entre estos ejemplos se puede mencionar a la Torre Mayor o a las oficinas centrales del Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS)<sup>[3]</sup>, ambos edificios ubicados en la Ciudad de México y en los cuales se utilizaron disipadores de energía sísmica.

A pesar de que existe una gran variedad de disipadores de energía sísmica, los conocidos como de tipo BRB han sido estudiados en gran medida por los investigadores de diferentes países. Estas investigaciones han demostrado la capacidad que tienen estos dispositivos para disipar energía manteniendo un comportamiento histerético estable; propiedad esencial para diseñar estructuras de manera confiable<sup>[4]</sup>. En general, este tipo de disipadores consta de dos componentes, un núcleo metálico, diseñado para disipar energía por medio de histéresis, y una carcasa de acero rellena con mortero, la cual es el elemento que restringe el pandeo del núcleo. Más detalles de este disipador se muestran en la sección 1.2.

Una de las principales ventajas que presenta el instalar esta clase de dispositivos en las construcciones es que, si se diseñan con métodos basados en control de la respuesta, como el propuesto por Guerrero et al.<sup>[1]</sup>, resulta posible utilizar elementos estructurales de menor dimensión, lo que se traduce en menores costos de construcción. Esto se debe a que dicho método, el cual es aplicable a edificios regulares, de baja altura y cuya respuesta dinámica depende principalmente de su modo fundamental de vibración, considera que la estructura equipada con disipadores se comporta como un sistema dual, es decir, como el conjunto de dos subsistemas. El primero de estos subsistemas es la estructura principal, la cual se

encarga de soportar únicamente las cargas gravitacionales; el segundo subsistema, conformado por los disipadores, es el que resistirá las cargas sísmicas. Esta última cuestión es de gran importancia, ya que, a causa de la creciente escasez de recursos, cada día resulta ser más necesario el buscar métodos que permitan aumentar la eficiencia de los medios utilizados en la producción de bienes.

Para tomar en cuenta las condiciones de apoyo que produce el suelo blando de la Ciudad de México, en la mitad de los análisis numéricos de esta tesis se consideraron los efectos producidos por la IDSE. Dicha consideración es de gran importancia en el diseño de estructuras desplantadas en la zona lacustre de la Ciudad de México, ya que, debido a la excepcional deformabilidad de las arcillas existentes, los efectos de sitio e interacción suelo – estructura que se presentan durante temblores intensos alcanzan niveles muy superiores a los usuales en otras ciudades asentadas sobre depósitos de suelo blando [5].

#### Motivación

Debido a las excepcionales características del suelo de la zona lacustre de la ciudad de México, los edificios que se desplantan en dicho suelo pueden verse gravemente afectados durante terremotos si en su diseño no se considera la IDSE. Buscando ampliar las investigaciones realizadas sobre el desempeño de estructuras equipadas con disipadores de tipo BRB, éste trabajo compara el desempeño de diferentes estructuras equipadas en este tipo de dispositivos al ser sometidas a acciones sísmicas mientras se consideran los efectos de la IDSE. Con esto se busca tener un mejor entendimiento sobre como diseñar estructuras equipadas con BRBs logrando un comportamiento adecuado y, a la vez, empleando los recursos constructivos de la manera más eficiente posible.

#### Objetivos

Los objetivos que persigue éste trabajo, tanto el general como los particulares, se enuncian a continuación.



## Objetivo general

Identificar las principales variaciones en la respuesta de estructuras equipadas con disipadores de tipo BRB que se producen cuando se considera la IDSE en el análisis de las mismas.

## Objetivos particulares

- Identificar la variación en la respuesta que produce al utilizar disipadores de tipo BRB en las estructuras.
- Comparar la respuesta estructural cuando la IDSE es considerada en los análisis.
- Comparar la respuesta de estructuras idénticas a las que se les adicionó disipadores de tipo BRB de diferente tamaño.
- Identificar las variaciones que se producen en las distorsiones residuales de entrepiso cuando se instalan disipadores de tipo BRB en la estructura.
- Promover el uso de sistemas de protección en México.

## Organización de la tesis

En el presente trabajo se desarrollaron seis diferentes capítulos, la descripción detalla de cada uno se muestra a continuación.

- En el capítulo 1 se presenta un resumen de la tesis.
- El capítulo 2 comprende esta introducción.
- El capítulo 3 muestra los antecedentes. Se revisa brevemente el marco teórico del trabajo de investigación, el cual abarca los conceptos de sistemas de protección sísmica, disipadores de energía de tipo BRB e interacción dinámica suelo – estructura (IDSE).
- En el capítulo 4 se describen, de forma detallada las estructuras estudiadas con sus respectivos casos analizados. Se indican las dimensiones de la estructura y del sistema de cimentación, los materiales y perfiles considerados, las cargas que actúan sobre las mismas y sus respectivos periodos fundamentales de vibrar.
- En el capítulo 5 se muestran las propiedades dinámicas de los modelos, y se describen las condiciones del suelo sobre el cual se desplantaron. Se

presentan además las propiedades dinámicas de las estructuras cuando se considera la interacción dinámica suelo – estructura, mostrándose los periodos fundamentales con y sin base deformable, el amortiguamiento del sistema suelo – estructura y las rigideces y amortiguamientos del suelo.

- En el capítulo 6 se muestra la respuesta dinámica de las estructuras estudiadas. Se presentan gráficas sobre las distorsiones de entrepiso máximas registradas para todos los niveles de intensidad ( $p_g$ ) empleados. Además, se muestran las distorsiones residuales de entrepiso de los modelos para la intensidad sísmica de  $p_g = 0.2g$
- En el capítulo 7 se discuten los resultados obtenidos y se indican las observaciones que permiten llegar a las subsecuentes conclusiones.
- Finalmente, en el capítulo 8 se enuncian las conclusiones obtenidas del presente trabajo y se dan recomendaciones sobre trabajos futuros

# 1 Antecedentes

## 1.1 Sistemas de protección sísmica

Los disipadores de energía sísmica son elementos estructurales que controlan la respuesta dinámica de los edificios en los que se instalan. Estos dispositivos, junto con los aisladores de base, son sistemas de protección sísmica. De manera general, los sistemas de protección sísmica se pueden clasificar como: activos, semi activos y pasivos [5].

Los sistemas activos utilizan instrumentos, como acelerómetros, para monitorear la respuesta estructural en tiempo real durante un sismo y, con base en lo anterior y a un algoritmo definido, aplican fuerzas a elementos como masas o tendones activos para contrarrestar los efectos de dicha sollicitación sísmica.

Los sistemas semi activos, al igual que los activos, monitorean la respuesta estructural en tiempo real, sin embargo, estos modifican las propiedades mecánicas de los elementos disipadores de energía para controlar el comportamiento estructural.

Por último, los sistemas pasivos controlan la respuesta estructural por medio de elementos mecánicos diseñados con el fin de lograr una respuesta dinámica adecuada. Son sistemas económicos y son los más usados en la actualidad [6], los disipadores de energía sísmica pertenecen a este grupo de sistemas de protección sísmica.

De la ecuación de equilibrio dinámico se puede observar que la respuesta de la estructura ante una acción dinámica se define por las fuerzas de inercia, de amortiguamiento y elásticas, tal como se muestra en la ecuación (1).

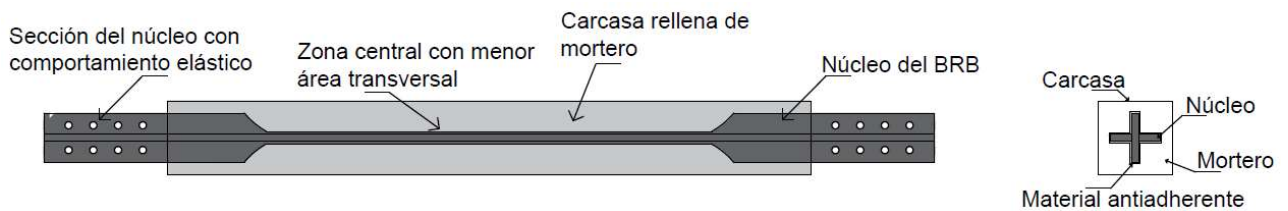
$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (1)$$

donde  $m, c$  y  $k$  son la masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura respectivamente;  $\ddot{u}, \dot{u}$  y  $u$  son la aceleración, velocidad y desplazamiento que se presentan en la estructura, respectivamente; y  $\ddot{u}_g$  es la aceleración del terreno.

En función del parámetro al cual respondan los dispositivos disipadores de energía, éstos se pueden clasificar como activados por desplazamiento, activados por velocidad, activados por aceleración o activados por desplazamiento y velocidad.

## 1.2 Disipadores de tipo BRB

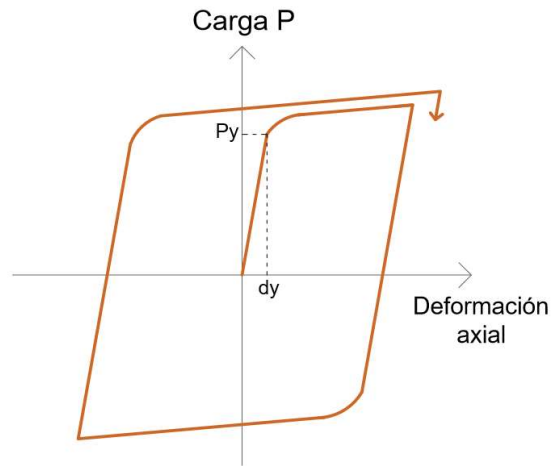
Los disipadores de energía sísmica de tipo BRB (por sus siglas en inglés de: Buckling – Restrained Braces) pertenecen al grupo de dispositivos pasivos activados por desplazamiento. Este tipo de disipadores tienen su origen hace 40 años en Japón, con el estudio que realizó Wakabayashi et al. (1973) sobre el comportamiento de placas de acero confinadas con paneles de concreto prefabricado [7]. Actualmente existen una gran variedad de modelos de disipadores de tipo BRB, siendo la mayoría de estos patentados. La figura 1 muestra un esquema ilustrativo de este tipo de dispositivos.



**Figura 1.** Diagrama de un disipador de energía sísmica de tipo BRB.

Como se mencionó anteriormente, de forma general, los BRB se conforman por un núcleo hecho de acero recubierto con una carcasa rellena de mortero. El núcleo de acero tiene como finalidad el disipar energía por medio de un comportamiento histerético. El núcleo puede estar elaborado de diferentes materiales y pueden presentar distintas secciones transversales, éste también se divide en dos secciones, un segmento central con una menor área transversal, diseñado para concentrar en dicha zona las deformaciones inelásticas, y un segmento de mayor área transversal ubicado en los extremos del núcleo. El aumento de dicha área se realiza para asegurar un comportamiento elástico en las conexiones. Es por medio de esta sección que se une el BRB con la estructura. Por otra parte, la carcasa tiene como finalidad restringir el pandeo del núcleo y permitir que este fluya a compresión y en tensión. Para evitar que se desarrollen esfuerzos en el mortero que restringe

al núcleo de acero, se emplea un material antiadherente. La figura 2 muestra el comportamiento típico de un disipador BRB al ser sometido a un ciclo de tensión y compresión. Se puede deducir comportamiento estable y una gran capacidad de disipación de energía.



**Figura 2.** Respuesta carga – deformación típica de un disipador de tipo BRB.

Diversos investigadores han estudiado la respuesta dinámica de estructuras equipadas con disipadores de tipo BRB en mesas vibratorias. En uno de estos trabajos Guerrero et al.<sup>[8]</sup> estudió y comparó la respuesta dinámica de dos estructuras idénticas elaboradas con concreto prefabricado, siendo uno de estos modelos equipado con disipadores de tipo BRB. A ambos modelos se les sometió al registro sísmico del terremoto de Michoacán, México, del 19/sept/1985 registrado en la estación SCT, el cual fue escalado al 50%, 100%, 150% y 200%. Los resultados de este experimento indicaron que la adición de BRB a la estructura produce un incremento en el porcentaje de amortiguamiento crítico de la misma, siendo este incremento en el amortiguamiento proporcional a la intensidad sísmica<sup>[8]</sup>. Guerrero consideró que el incremento del amortiguamiento se produjo debido a la fricción existente entre el núcleo y la carcasa del disipador. Este proceso se puede comprender mejor si se considera que algunos investigadores <sup>[9 – 10]</sup> han reportado que los núcleos de acero se deforman en el interior de las carcasas al ser sometidos a ciclos de carga pandeándose un número diverso de veces en función

de la calidad del confinamiento de los núcleos. Higgins y Newell<sup>[10]</sup> realizaron experimentos con BRBs aplicando carga cíclica de manera cuasi – estática. Ellos también reportaron un comportamiento histerético estable a pesar del pandeo del núcleo en el interior de la carcasa. Varios investigadores han reportado comportamiento estable de los BRBs al ser sometidos a carga cíclica<sup>[11-12]</sup>.

### 1.3 Interacción dinámica suelo – estructura

Cuando una estructura es sometida a una excitación sísmica, la respuesta que dicha estructura presenta, debido a la perturbación, está estrechamente ligada a las condiciones del apoyo. Si se considera que el suelo sobre el cual se desplanta es prácticamente indeformable, su respuesta a la excitación sísmica dependerá principalmente de sus propiedades dinámicas, es decir, de su periodo, de su amortiguamiento y de su ductilidad. Sin embargo, si se alteraran las condiciones del apoyo y este fuera remplazado por un medio con capacidad de deformación, el comportamiento dinámico de la estructura también se vería afectado. De este último caso, es decir, de la estructura desplantada sobre un suelo deformable, es del que se ocupa la interacción suelo – estructura (ISE).

A pesar de que existen dos tipos de interacción suelo – estructura, una estática y otra dinámica, es común utilizar este término de forma indiscriminada ya que, usualmente, el contexto permite discernir un tipo de interacción de la otra, sin embargo, es importante tener en cuenta las diferencias que existen entre éstas. La Interacción Estática Suelo – Estructura (IESE) se refiere a los esfuerzos y deformaciones que se inducen, tanto en el suelo como en la estructura, debidas únicamente a las cargas gravitacionales y en el que se debe tener una compatibilidad de deformaciones entre estructura y terreno de cimentación<sup>[13]</sup>. Por otra parte, la Interacción Dinámica Suelo – Estructura (IDSE) consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la deformabilidad de éste ante una excitación sísmica<sup>[14]</sup>. En este documento se utilizará de aquí en adelante el término Interacción Dinámica Suelo – Estructura ya que se considera que es más adecuado.

Como ya se mencionó antes, la IDSE se divide en dos procesos: la interacción inercial y la interacción cinemática. Si se considera que la excitación sísmica en la base de la estructura es igual al movimiento de campo libre, es decir, el movimiento que se tendría en el suelo en ausencia de la estructura, el efecto de interacción proviene entonces de la inercia y flexibilidad del sistema. Este efecto se conoce como *interacción inercial* y está controlado por el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo [14]. Por otra parte, la *interacción cinemática* se relaciona con la alteración del movimiento de excitación debido al contraste que existe entre la rigidez de la cimentación y el suelo.

### 1.3.1 Periodo y amortiguamiento efectivo del sistema suelo – estructura.

En nuestro país, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS)[2], en su edición 2017, contienen la reglamentación que define la manera en cómo se considera la IDSE en el diseño de estructuras ubicadas en la Ciudad de México. Dichas normas consideran únicamente los efectos de la *interacción inercial*, el cual provoca alteraciones en el periodo, amortiguamiento y ductilidad del sistema, esto a pesar de que se ha observado que para la ciudad de México es conservador efectuar sólo el análisis de interacción inercial, siempre que los efectos de sitio sean considerados en la determinación del movimiento de campo libre empleado como movimiento de entrada para la cimentación [15].

Para fines de diseño, las NTCDS establecen que los efectos de la Interacción Dinámica Suelo – Estructura sólo se consideran en el modo fundamental de vibración de la estructura analizada, y estos pueden ser despreciados si se cumple la siguiente condición:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5 \quad (2)$$

donde  $H_s$  es la profundidad de los depósitos firmes en el sitio de interés,  $H_e$  es la altura efectiva de la estructura,  $T_s$  es el periodo dominante del suelo y  $T_e$  es el periodo fundamental de la estructura considerando una base indeformable.

Avilés y Pérez Rocha <sup>[16]</sup> demostraron que los efectos de la interacción suelo – estructura suelen originar cambios inferiores al 10% cuando se presenta la condición de la ecuación (2), lo cual carece de relevancia práctica.

Para determinar el periodo efectivo del sistema suelo – estructura ( $\tilde{T}_e$ ), las NTCDS utilizan la siguiente ecuación:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_x^2 + T_r^2} \quad (3)$$

en esta expresión  $T_x$  y  $T_r$  representan el valor del periodo traslacional y rotacional de la estructura, respectivamente, considerando a la misma como infinitamente rígida y con una base capaz de desplazarse únicamente en el modo analizado. Los valores de los periodos  $T_x$  y  $T_r$  se calculan por medio de las siguientes expresiones.

$$T_x = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_x}} \quad (4)$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}} \quad (5)$$

donde:  $D$  es la profundidad de desplante de la cimentación,  $H_e$  y  $W_e$  son la altura y el peso efectivo de la estructura,  $K_x$  y  $K_r$  son las rigideces dinámicas de la cimentación en el modo de traslación y rotación, respectivamente, y se calculan de acuerdo a la sección 3.3.2

Cuando la estructura analizada cuente con un único nivel, los valores de  $H_e$  y  $W_e$  serán iguales a la altura y al peso total de la estructura, cuando dicha condición no se presente, se calcularán de la siguiente manera:

$$H_e = \frac{\sum W_i \phi_i h_i}{\sum W_i \phi_i} \quad (6)$$

$$W_e = \frac{(\sum W_i \phi_i)^2}{\sum W_i \phi_i^2} \quad (7)$$

donde  $w_i$ ,  $h_i$  y  $\phi_i$  son el peso, la altura y la amplitud del desplazamiento modal, respectivamente, del  $i$  – ésimo nivel sobre el desplante.



Para el cálculo del amortiguamiento efectivo del sistema, las NTCDS establecen las siguientes ecuaciones:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left( \frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_x}{1 + 2\zeta_x^2} \left( \frac{T_x}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left( \frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2 \quad (8)$$

donde:

$$\zeta_x = \frac{\pi C_x}{\tilde{T}_e K_x} \quad (9)$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r} \quad (10)$$

Siendo  $\zeta_e$ ,  $\zeta_x$  y  $\zeta_r$  los amortiguamientos de la estructura y del suelo en los modos de traslación y rotación, respectivamente. Los parámetros  $C_x$  y  $C_r$  cuyos cálculos se muestran en la sección 3.3.2, son los coeficientes de amortiguamiento del suelo en los modos de traslación y rotación, respectivamente.

Como se puede observar, para calcular el periodo y el amortiguamiento efectivo del sistema, es necesario determinar valores de la rigidez y el amortiguamiento dinámico de la cimentación. Para obtener dichos valores es necesario recurrir a las funciones de impedancia, mismas que se presentan en la siguiente sección.

### 1.3.2 Rigidez y amortiguamiento del sistema suelo – estructura

Debido a que las condiciones de apoyo consideran un medio deformable, el periodo del sistema suelo – estructura sufre un alargamiento en comparación a cuando se considera un apoyo rígido. También, producto de la deformabilidad del suelo y de la capacidad de este de irradiar y difractar ondas, es que el amortiguamiento del sistema se ve modificado. Como ya se mencionó, estas dos alteraciones en el sistema son producto únicamente de la interacción inercial. Para determinar tanto el periodo como el amortiguamiento efectivo del sistema, es necesario recurrir a las funciones de impedancia. Dichas funciones se obtienen a través de una analogía con un oscilador de reemplazo, cuya respuesta resonante sea igual a la de la

estructura con base flexible, para la misma excitación armónica de la base <sup>[14]</sup>. Éstas suelen expresarse en términos de la rigidez estática  $K_m^o$  y los coeficientes de rigidez  $k_m$  y amortiguamiento  $c_m$ , de la forma <sup>[17]</sup>:

$$\tilde{K}_m(\eta_m) = K_m^o[k_m(\eta_m) + i\eta_m c_m(\eta_m)](1 + i2\zeta_s) \quad (11)$$

donde

$$\eta_m = \frac{\omega R_m}{V_s} \quad (12)$$

Representando el subíndice  $m$  la dirección en la cual se analiza la excitación de la estructura. Siendo  $x$ : el modo de traslación horizontal,  $v$ : el modo vertical y  $r$ : el modo de rotación o cabeceo;  $\eta_m$  es la frecuencia de interés normalizada,  $R_m$  el radio de un círculo equivalente a la superficie de desplante de la cimentación,  $V_s$  la velocidad de las ondas de corte en el suelo; y  $\zeta_s$  porcentaje de amortiguamiento crítico del suelo.

Estas funciones son de tipo complejo y dependientes de la frecuencia de excitación. Matemáticamente expresan, la parte real, la rigidez e inercia del suelo y, la imaginaria, los amortiguamientos material y geométrico del suelo. Físicamente representan resortes y amortiguadores equivalentes de la cimentación <sup>[16]</sup>.

Cuando se sustituye el suelo por una serie de resortes y amortiguadores, la función de impedancia se define de la siguiente manera <sup>[16]</sup>:

$$\tilde{K}_m(\omega) = K_m(\omega) + i\omega C_m(\omega) \quad (13)$$

en la cual:

$$K_m = K_m^o(k_m - 2\zeta_s c_m \eta_x) \quad (14)$$

$$C_m = \frac{K_m^o(\eta_m c_m + 2\zeta_s k_m)}{\omega} \quad (15)$$

En estas dos ecuaciones, válidas para cimentaciones someras,  $K_m$  y  $C_m$  representan la rigidez y el coeficiente de amortiguamiento, respectivamente, de resortes lineales y amortiguadores viscosos que sustituirán al suelo.

Las NTCDS, brindan ecuaciones para calcular la rigidez estática ( $K_m^0$ ) de la cimentación en los modos de traslación horizontal, vertical y rotacional; así como su coeficientes de rigidez ( $k_m$ ) y amortiguamiento ( $c_m$ ). Dichas ecuaciones, que se presentan a continuación, dependen tanto de las propiedades del suelo como del tipo y dimensiones de la cimentación.

Para el modo horizontal:

$$K_x^0 = \frac{8 G R_x}{2 - \nu} \left(1 + \frac{R_x}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_x}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right) \quad (16)$$

$$k_x = 1 \quad (17)$$

$$c_x = \frac{0.65\zeta\eta_{xs}}{1 - (1 - 2\zeta)\eta_{xs}^2}; \quad \text{si } \eta_{xs} = \frac{\eta_x}{\eta_s} \leq 1 \quad (18.1)$$

$$c_x = 0.576; \quad \text{si } \eta_{xs} = \frac{\eta_x}{\eta_s} > 1 \quad (18.2)$$

Para el modo vertical:

$$K_v^0 = \frac{4 G R_x}{1 - \nu} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{2H_s}\right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v}\right) \left[1 + \frac{\left(0.85 - \frac{D}{R_v}\right) \left(\frac{D}{H_s}\right)}{1 - \frac{D}{H_s}}\right] \quad (19)$$

$$k_v = 1 \quad (20)$$

$$c_v = 0; \quad \text{si } \eta_v < \eta_p \quad (21.1)$$

$$c_v = 0.85 \frac{1 + \frac{1.85(1 - \nu)D}{R}}{1 + \frac{0.5D}{R}}; \quad \text{si } \eta_v \geq \eta_p \quad (21.2)$$

Para el modo de cabeceo:

$$K_r^0 = \frac{8 G R_r^3}{3(1 - \nu)} \left(1 + \frac{R_r}{26}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right) \quad (22)$$

$$k_r = 1 - 0.2\eta_r \quad (23)$$

$$c_r = \frac{0.5\zeta\eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta)\eta_{rp}^2} ; \quad \text{si } \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} \leq 1 \quad (24.1)$$

$$c_r = \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2} ; \quad \text{si } \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} > 1 \quad (24.2)$$

En las anteriores ecuaciones  $D$  es la profundidad de desplante de la cimentación,  $H_s$  es la profundidad de los depósitos firmes;  $R_x$ ,  $R_v$  y  $R_r$  son radios de círculos equivalentes a la superficie de la cimentación para los modos de traslación horizontal, vertical y de cabeceo. Dichos radios se obtienen por medio de las siguientes ecuaciones:

$$R_x = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (25)$$

$$R_v = R_x \quad (26)$$

$$R_r = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} \quad (27)$$

siendo  $A$  el área de la superficie neta de la cimentación e  $I$  el momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección en que se analiza la estructura<sup>[2]</sup>.

Los factores  $\eta_s$  y  $\eta_p$  son parámetros de la frecuencia cuyo valor se determina usando las siguientes ecuaciones:

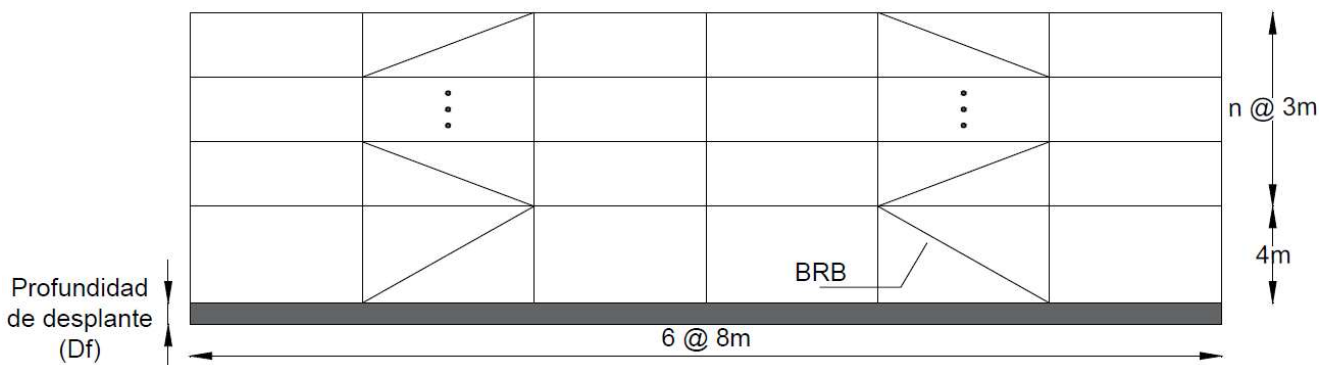
$$\eta_s = \frac{\pi R_x}{2H_s} \quad (28)$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_r}{2H_s} \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (29)$$

## 2 Estructuras analizadas

### 2.1 Descripción de modelos

En este proyecto se analizaron estructuras conformadas por marcos en 2D, las cuales tenían tres, seis y nueve niveles. La figura 3 muestra un esquema representativo de los marcos analizados. Se consideró que las estructuras se ubican en la zona lacustre de la Ciudad de México.



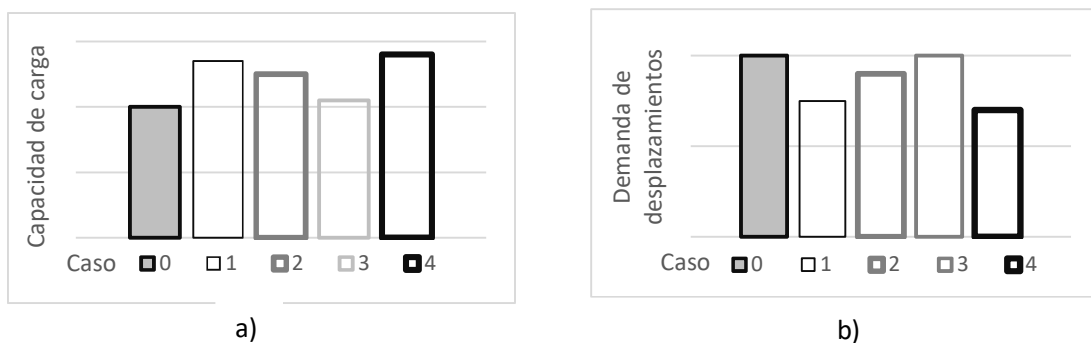
**Figura 3.** Esquema representativo de los modelos estudiados.

Para estudiar los efectos que produce la adición de disipadores de tipo BRB en la respuesta dinámica, se definieron cinco casos para cada una de las estructuras analizadas. Dichos casos se describen a continuación con la ayuda de la figura 4.

- **Caso 0.** La estructura se diseñó sin BRBs, de manera que ésta deberá soportar tanto cargas gravitacionales como sísmicas sin ningún dispositivo de control de la respuesta dinámica. Este caso, por motivos claros, se utiliza como referencia.
- **Caso 1.** La estructura del Caso 0 se reforzó, por medio de la adición de BRBs. Con esta acción, el costo inicial empleado se incrementó pero también lo hizo su capacidad lateral.
- **Caso 2.** La estructura principal se rediseñó para soportar únicamente cargas gravitacionales y se adicionaron BRBs, de tal manera de que el costo inicial de éste edificio coincidiera con el del Caso 0.

- **Caso 3.** Similar al Caso 2, sin embargo, en este caso se redujo el tamaño de los BRBs de tal forma que los desplazamientos laterales fuesen similares a los que presenta el Caso 0.
- **Caso 4.** Similar al Caso 2, con la diferencia de que en este caso se incrementó el tamaño de sus BRBs. Por lo tanto el costo inicial es mayor al del Caso 2 pero también posee una capacidad lateral superior a éste.

De manera esquemática, la figura 4 muestra barras representativas de la capacidad de carga inicial y de los desplazamientos demandados para cada uno de los casos estudiados.



**Figura 4.** Gráficas representativas de las características de cada caso.

a) Capacidad de carga y b) Desplazamientos demandados.

## 2.2 Diseño de los modelos

Para fines de diseño, se consideró que los modelos se encuentran desplantados en la zona lacustre de la Ciudad de México. Todos los modelos se diseñaron utilizando acero estructural, contando estos con una altura de entrepiso igual a 3 m y una altura de primer nivel igual a 4 m. Se asumió un diafragma rígido como sistema de piso.

Para el proceso de diseño se consideró una masa igual a 691 t actuando en la azotea, mientras que para los restantes pisos, la masa considerada fue igual a 864 t. Para los perfiles estructurales de las vigas y las columnas se empleó acero ASTM A992 ( $f_y = 350$  MPa). Para el núcleo de los BRBs se consideró acero ASTM A36 ( $f_y = 250$  MPa).

Se consideró que el modelo de tres niveles se desplantaba sobre una losa de cimentación de 0.3 m de espesor, para los modelos de seis y nueve niveles se empleó un cajón de cimentación con una profundidad de desplante igual a 2.5 m y 5 m, respectivamente.

Los casos 2 – 4, de todos los modelos, se diseñaron utilizando la metodología propuesta por Guerrero et al.<sup>[1]</sup> la cual se basa en el control del desplazamiento lateral de las estructuras para diferentes niveles de intensidad sísmica. En dicho método es necesario definir las distorsiones de entrepiso permisibles para cada nivel de intensidad sísmica; posteriormente, se utilizan registros sísmicos para determinar la distorsión de entrepiso máxima presentada por la estructura para cada nivel de intensidad sísmica analizada. Si la respuesta resulta ser insatisfactoria, el diseñador puede escoger entre incrementar la capacidad lateral del marco, aumentar la sección transversal de los BRBs o realizar ambas acciones mencionadas anteriormente. Los detalles completos de dicho método se pueden revisar en la referencia indicada <sup>[1]</sup>. Es importante indicar que en este trabajo se seleccionó la aceleración máxima de piso (o pga) como parámetro de nivel de intensidad sísmica.

Como registros de entrada se utilizó un conjunto de 30 acelerogramas<sup>[18]</sup> los cuales fueron registrados en la zona lacustre de la Ciudad de México teniendo un periodo dominante cercano a los 2 s.

Las distorsiones de entrepiso permisibles para cada nivel de intensidad sísmica se muestran en la Tabla 1. En concordancia con la referencia <sup>[8]</sup> se decidió variar el porcentaje de amortiguamiento crítico de las estructuras ( $\zeta_e$ ) en función de la intensidad sísmica y de si éstas contaban o no con BRBs instalados. De tal manera que, para las estructuras del Caso 0, las cuales carecen de BRBs, se les asignó un amortiguamiento  $\zeta_e = 5\%$ , sin importar la intensidad sísmica de los registros. Para los casos 1 – 4, se asignó un amortiguamiento  $\zeta_e = 5\%$ ,  $7\%$ ,  $8\%$  y  $10\%$ , para las intensidades sísmicas pga = 0.05g, 0.1g, 0.2g, y 0.3g, respectivamente.



| <b>Tabla 1.</b> Distorsiones de entrepiso permisibles para cada nivel de intensidad sísmica. |                    |                        |                   |                       |
|--|--------------------|------------------------|-------------------|-----------------------|
| <b>Objetivo de diseño</b>  | <b>1</b>           | <b>2</b>               | <b>3</b>          | <b>4</b>              |
| <b>Desempeño</b>   | Operatividad total | Operatividad inmediata | Seguridad de vida | Prevención de colapso |
| <b>Intensidad sísmica</b>  | 0.05g              | 0.1g                   | 0.2g              | 0.3g                  |
| <b>Distorsión permisible</b>   | 0.0025             | 0.005                  | 0.010             | 0.020                 |

La descripción estructural de los modelos y las áreas transversales de los BRB's resultantes del proceso de diseño se muestran en las Tablas 2 y 3, respectivamente.

| <b>Tabla 2.</b> Descripción estructural de los modelos analizados. |                              |       |                             |              |           |              |
|--|------------------------------|-------|-----------------------------|--------------|-----------|--------------|
| Modelo   | Profundidad de desplante (m) | Nivel | Columnas (Perfiles HSS, mm) |              | Vigas     |              |
|  |                              |       | Caso 0, 1                   | Caso 2, 3, 4 | Caso 0, 1 | Caso 2, 3, 4 |
| 3 niveles  | 0.3                          | 1     | 500 x 25                    | 500 x 19     | W21 x 68  | W21 x 68     |
|  |                              | 2     | 500 x 25                    | 500 x 13     | W21 x 68  | W21 x 68     |
|  |                              | 3     | 500 x 19                    | 500 x 13     | W21 x 62  | W21 x 62     |
| 6 niveles  | 2.5                          | 1 – 3 | 600 x 38                    | 600 x 16     | W27 x 94  | W24 x 68     |
|  |                              | 4 – 6 | 600 x 19                    | 600 x 13     | W27 x 84  | W24 x 68     |
| 9 niveles  | 5                            | 1 – 3 | 900 x 38                    | 900 x 25     | W27 x 129 | W24 x 68     |
|  |                              | 4 – 6 | 900 x 25                    | 900 x 16     | W27 x 102 | W24 x 68     |
|  |                              | 5 – 9 | 900 x 19                    | 900 x 13     | W27 x 84  | W24 x 68     |

| <b>Tabla 3.</b> Áreas de las secciones transversales de los BRBs, en cm <sup>2</sup> |        |        |        |        |
|--|--------|--------|--------|--------|
| Modelo   | Caso 1 | Caso 2 | Caso 3 | Caso 4 |
| 3 niveles  | 13.5   | 18.0   | 6.84   | 32.0   |
| 6 niveles  | 46.9   | 105.0  | 60.0   | 152.0  |
| 9 niveles  | 64.0   | 127.0  | 93.0   | 190.0  |

Las áreas transversales de los BRBs presentadas en la Tabla 3 corresponden al área de aquellos que son instalados en el primer nivel. Las áreas de los BRBs instalados en los niveles subsecuentes son proporcionales a los siguientes vectores:  $(1.0, 0.614, 0.273)^T$ ;  $(1.0, 0.791, 0.626, 0.461, 0.296, 0.132)^T$ ;  $(1.0, 0.847, 0.738, 0.630, 0.521, 0.412, 0.304, 0.195, 0.087)^T$  para los modelos de tres, seis y nueve niveles, respectivamente.

La Tabla 4 muestra los periodos fundamentales para cada uno de los casos de los modelos analizados.

| <b>Tabla 4.</b> Periodos fundamentales de los modelos analizados, en segundos. |        |        |        |        |        |
|--|--------|--------|--------|--------|--------|
| Modelo   | Caso 0 | Caso 1 | Caso 2 | Caso 3 | Caso 4 |
| 3 niveles  | 0.85   | 0.73   | 0.74   | 0.84   | 0.66   |
| 6 niveles  | 1.17   | 0.97   | 0.97   | 1.10   | 0.88   |
| 9 niveles  | 1.41   | 1.20   | 1.26   | 1.35   | 1.15   |

Para tener un parámetro adicional de comparación se decidió determinar la cantidad de acero necesario para la construcción de los cinco modelos de cada caso, esto debido a que, tras consultar a contratistas, se llegó a la conclusión de que la cantidad de acero es un buen indicador del costo de una estructura de este tipo. Los pesos de cada uno de los casos, en kN, se muestran en las Tablas 5 – 7, para los modelos de 3, 6 y 9 niveles, respectivamente.

| <b>Tabla 5.</b> Peso de las estructuras de los casos del modelo de 3 niveles, en kN. |                      |       |        |
|--|----------------------|-------|--------|
| Caso   | Estructura principal | BRBs  | Total  |
| 0  | 377.64               | 0     | 377.64 |
| 1  | 377.64               | 19.35 | 396.98 |
| 2  | 298.28               | 25.82 | 324.10 |
| 3  | 298.28               | 9.80  | 308.08 |
| 4  | 298.28               | 45.85 | 344.13 |

**Tabla 6.** Peso de las estructuras de los casos del modelo de 6 niveles, en kN.

| Caso | Estructura principal | BRBs   | Total     |
|------|----------------------|--------|-----------|
| 0    | 1, 049.85            | 0      | 1, 049.85 |
| 1    | 1, 049.85            | 61.70  | 1, 111.85 |
| 2    | 632.53               | 138.09 | 770.61    |
| 3    | 632.53               | 78.91  | 711.44    |
| 4    | 632.53               | 199.90 | 832.43    |

**Tabla 7.** Peso de las estructuras de los casos del modelo de 9 niveles, en kN.

| Caso | Estructura principal | BRBs   | Total     |
|------|----------------------|--------|-----------|
| 0    | 2, 090.15            | 0      | 2, 090.15 |
| 1    | 2, 090.15            | 120.04 | 2, 210.18 |
| 2    | 1, 377.08            | 238.19 | 1, 615.27 |
| 3    | 1, 377.08            | 174.42 | 1, 551.50 |
| 4    | 1, 377.08            | 356.35 | 1, 733.43 |

### 3 Propiedades dinámicas de los modelos

#### 3.1 Características del suelo de desplante

Para introducir los efectos de la IDSE en los análisis dinámicos de los modelos estudiados, se empleó la metodología que establecen las NTCDS, recordando que dicha normatividad sólo toman en cuenta los efectos de la interacción inercial. Debido a que las propiedades dinámicas de la estructura se ven afectadas por las propiedades del suelo sobre el cual se desplanta, resultó necesario definir dichas propiedades. Para esto se usó como referencia los valores reportados por Vázquez et al.<sup>[19]</sup> sobre las propiedades de suelos arcillosos ubicados en la zona oriente de la Ciudad de México. Para el cálculo de las propiedades dinámicas se consideró un suelo conformado por un estrato homogéneo, con un peso volumétrico ( $\gamma$ ) de 15.7 kN/m<sup>3</sup>, un módulo de rigidez al cortante ( $G$ ) igual a 16 000 kN/m<sup>2</sup>, una relación de Poisson ( $\nu$ ) de 0.45, un porcentaje de amortiguamiento crítico ( $\zeta$ ) igual al 3% y una profundidad de los depósitos firmes ( $H_s$ ) igual a 50 m. Con estos valores se obtiene un periodo dominante del terreno igual a 2 s y una velocidad de ondas de cortante ( $V_s$ ) igual a 100 m/s. Estos datos entran en el rango de valores representativos de los suelos arcillosos de la Ciudad de México<sup>[20]</sup>.

#### 3.2 Periodo y amortiguamiento efectivo del sistema suelo - estructura

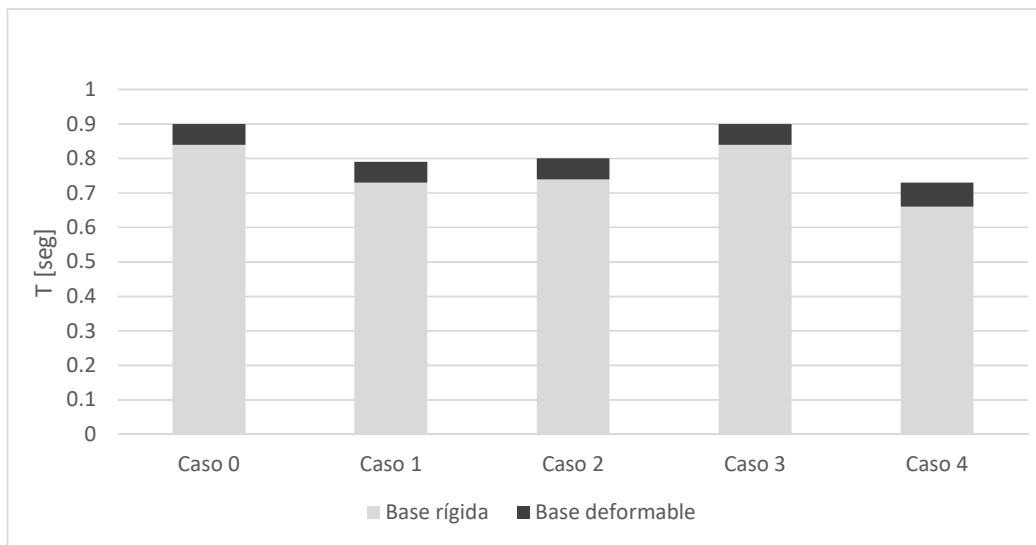
Las tablas 8 – 10 muestran los periodos fundamentales para base rígida y base deformable de los modelos de tres, seis y nueve niveles, respectivamente. Para corroborar la correcta calibración de los modelos, se realizó un análisis modal de las estructuras considerando resortes y amortiguadores sustitutos del suelo en el programa OpenSees <sup>[21]</sup>. Los periodos fundamentales obtenidos por medio de dichos análisis modales se compararon con los calculados de acuerdo a lo establecido en las NTCDS, teniéndose errores mínimos. Los periodos efectivos obtenidos por medio del programa y los errores calculados también son mostrados en las tablas.

| <b>Tabla 8.</b> Periodos fundamentales del sistema. Edificio de 3 niveles. |                           |  |   |         |
|--|---------------------------|--|---|---------|
| Caso   | Base rígida.<br>$T_e$ [s] | Con ISE calculado con<br>NTCDS.<br>$\tilde{T}_e$ [s] | Con ISE. Obtenido en OpenSees.<br>$\tilde{T}_e$ [s] | Error % |
| 0  | 0.84                      | 0.90   | 0.90  | 0.1     |
| 1  | 0.73                      | 0.79   | 0.79  | 0.1     |
| 2  | 0.74                      | 0.80   | 0.80  | 1.1     |
| 3  | 0.84                      | 0.90   | 0.89  | 0.9     |
| 4  | 0.66                      | 0.73   | 0.72  | 1.4     |

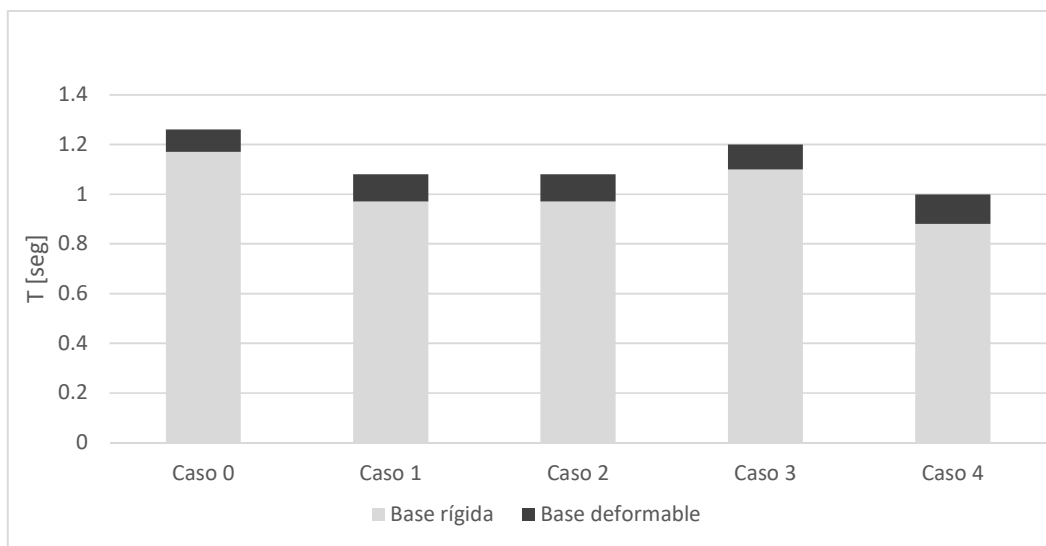
| <b>Tabla 9.</b> Periodos fundamentales del sistema. Edificio de 6 niveles. |                           |  |   |         |
|--|---------------------------|--|---|---------|
| Caso   | Base rígida.<br>$T_e$ [s] | Con ISE calculado con<br>NTCDS.<br>$\tilde{T}_e$ [s] | Con ISE. Obtenido en OpenSees.<br>$\tilde{T}_e$ [s] | Error % |
| 0  | 1.17                      | 1.26   | 1.27  | 0.1     |
| 1  | 0.97                      | 1.08   | 1.08  | 0.2     |
| 2  | 0.97                      | 1.08   | 1.08  | 0.2     |
| 3  | 1.10                      | 1.20   | 1.20  | 0.1     |
| 4  | 0.88                      | 1.00   | 1.00  | 0.3     |

| <b>Tabla 10.</b> Periodos fundamentales del sistema. Edificio de 9 niveles. |                           |  |   |         |
|---|---------------------------|--|---|---------|
| Caso  | Base rígida.<br>$T_e$ [s] | Con ISE calculado con<br>NTCDS.<br>$\tilde{T}_e$ [s] | Con ISE. Obtenido en OpenSees.<br>$\tilde{T}_e$ [s] | Error % |
| 0   | 1.42                      | 1.55   | 1.55  | 0.1     |
| 1   | 1.20                      | 1.36   | 1.36  | 0.2     |
| 2   | 1.26                      | 1.41   | 1.41  | 0.2     |
| 3   | 1.35                      | 1.49   | 1.49  | 0.2     |
| 4   | 1.15                      | 1.30   | 1.31  | 0.3     |

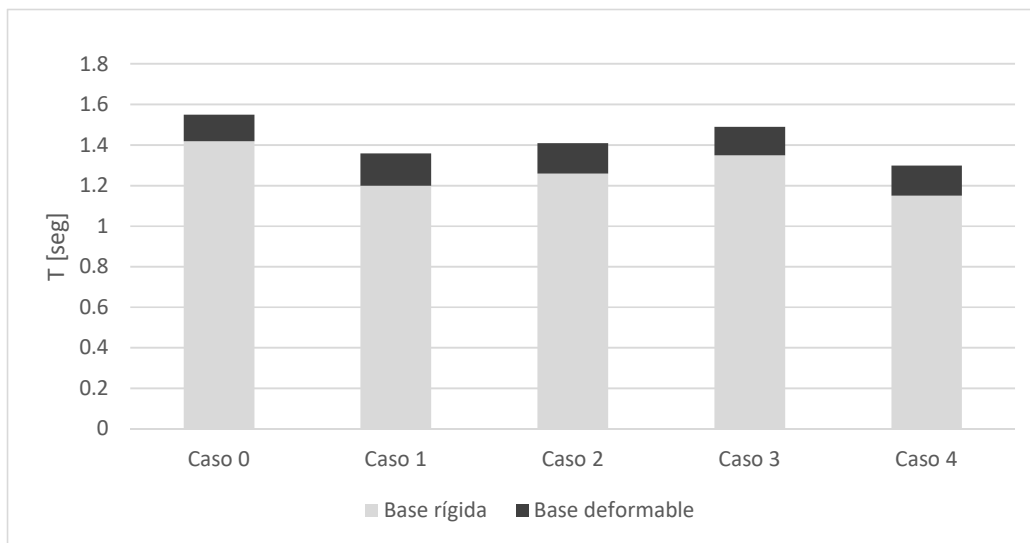
Las figura 5 a 7 muestran una comparación entre los periodos fundamentales considerando base rígida y base deformable, de los modelos de tres, seis y nueve niveles, respectivamente. Debido a que se analizarán cinco casos por modelo, en cada figura se presentan diez periodos en total.



**Figura 5.** Comparación de periodos fundamentales considerando base rígida y base deformable. Edificio de 3 niveles.



**Figura 6.** Comparación de periodos fundamentales considerando base rígida y base deformable. Edificio de 6 niveles.



**Figura 7.** Comparación de periodos fundamentales considerando base rígida y base deformable. Edificio de 9 niveles.

Se calculó el amortiguamiento efectivo con la ecuación (8). Como se mencionó antes, se asignaron diferentes valores de amortiguamiento  $\zeta_e$  a las estructuras analizadas, por cuestiones de simplicidad, sólo se muestran los amortiguamientos efectivos ( $\tilde{\zeta}_e$ ) correspondientes a la intensidad sísmica  $p_{ga} = 0.1g$ ; en la cual se utilizó un  $\zeta_e = 5\%$  para el Caso 0 y  $\zeta_e = 7\%$  para los casos 1 a 4. Las tablas 11 a 13 muestran los porcentajes de amortiguamiento, tanto para los modos de traslación y de rotación como el amortiguamiento efectivo, esto para los modelos de tres, seis y nueve niveles, respectivamente. Para cada modelo se presentan los porcentajes de amortiguamiento que le corresponden a cada caso que se analizó.

| Caso | $\zeta_e$ | $\zeta_x$ | $\zeta_r$ | $\tilde{\zeta}_e$ |
|------|-----------|-----------|-----------|-------------------|
| 0    | 5%        | 25.9%     | 4.4%      | 6.6%              |
| 1    | 7%        | 29.1%     | 5.4%      | 7.3%              |
| 2    | 7%        | 28.7%     | 5.3%      | 7.2%              |
| 3    | 7%        | 26%       | 4.4%      | 6.6%              |
| 4    | 7%        | 31.4%     | 6.8%      | 8%                |

**Tabla 12.** Porcentaje de amortiguamiento para los diferentes casos. Edificio de 6 niveles. Pga = 0.1g

| Caso | $\zeta_e$ | $\zeta_x$ | $\zeta_r$ | $\tilde{\zeta}_e$ |
|------|-----------|-----------|-----------|-------------------|
| 0    | 5%        | 19.2%     | 3.5%      | 5.7%              |
| 1    | 7%        | 22%       | 3.8%      | 6.2%              |
| 2    | 7%        | 22.1%     | 3.8%      | 6.2%              |
| 3    | 7%        | 20.1%     | 3.6%      | 5.8%              |
| 4    | 7%        | 23.6%     | 4%        | 6.6%              |

**Tabla 13.** Porcentaje de amortiguamiento para los diferentes casos. Edificio de 9 niveles. Pga = 0.1g

| Caso | $\zeta_e$ | $\zeta_x$ | $\zeta_r$ | $\tilde{\zeta}_e$ |
|------|-----------|-----------|-----------|-------------------|
| 0    | 5%        | 16.2%     | 3.3%      | 5.2%              |
| 1    | 7%        | 18.1%     | 3.4%      | 5.4%              |
| 2    | 7%        | 17.5%     | 3.4%      | 5.3%              |
| 3    | 7%        | 16.7%     | 3.3%      | 5.2%              |
| 4    | 7%        | 19.9%     | 4.6%      | 5.7%              |

### 3.3 Coeficientes de rigidez y amortiguamiento del suelo

Las tablas 14 – 16 muestran las propiedades de los resortes y los amortiguadores viscosos que se utilizaron en sustitución del suelo, para los modelos de tres, seis y nueve niveles, respectivamente. En estas tablas,  $K_x$  representa la rigidez dinámica de la cimentación en el modo horizontal y  $K_r$  la rigidez dinámica rotacional o de cabeceo;  $C_x$  y  $C_r$  son los coeficientes de amortiguamiento en el modo horizontal y rotacional, respectivamente. En los análisis se consideraron amortiguadores linealmente viscosos. Debido a que la rigidez y el amortiguamiento del suelo no dependen del amortiguamiento de la estructura, dichos coeficientes son constantes en todos los análisis de cada caso, sin importar la intensidad sísmica.

**Tabla 14.** Rigidez y coeficientes de amortiguamiento del suelo. Edificio de 3 niveles.

| Caso | $K_x$ [kN/m] | $K_r$ [kN*m] | $C_x$ [kN*s/m/rad] | $C_r$ [kN*m*s/rad] |
|------|--------------|--------------|--------------------|--------------------|
| 0    | 1 012 345    | 345 263 698  | 75 200             | 4 363 779          |
| 1    | 1 008 495    | 329 377 171  | 74 105             | 4 507 825          |
| 2    | 1 008 992    | 331 440 392  | 74 231             | 4 460 232          |
| 3    | 1 012 144    | 344 442 093  | 75 135             | 4 360 295          |
| 4    | 1 005 816    | 318 109 866  | 73 489             | 4 994 582          |



| <b>Tabla 15.</b> Rigidez y coeficientes de amortiguamiento del suelo. Edificio de 6 niveles. |              |              |                    |                    |
|--|--------------|--------------|--------------------|--------------------|
| Caso   | $K_x$ [kN/m] | $K_r$ [kN*m] | $C_x$ [kN*s/m/rad] | $C_r$ [kN*m*s/rad] |
| 0  | 1 216 163    | 483 893 401  | 93 922             | 6 778 894          |
| 1  | 1 212 122    | 466 237 830  | 91 729             | 6 026 274          |
| 2  | 1 212 028    | 465 824 816  | 91 686             | 6 013 345          |
| 3  | 1 214 868    | 478 238 871  | 93 141             | 6 492 555          |
| 4  | 1 209 888    | 456 450 073  | 90 773             | 5 771 731          |

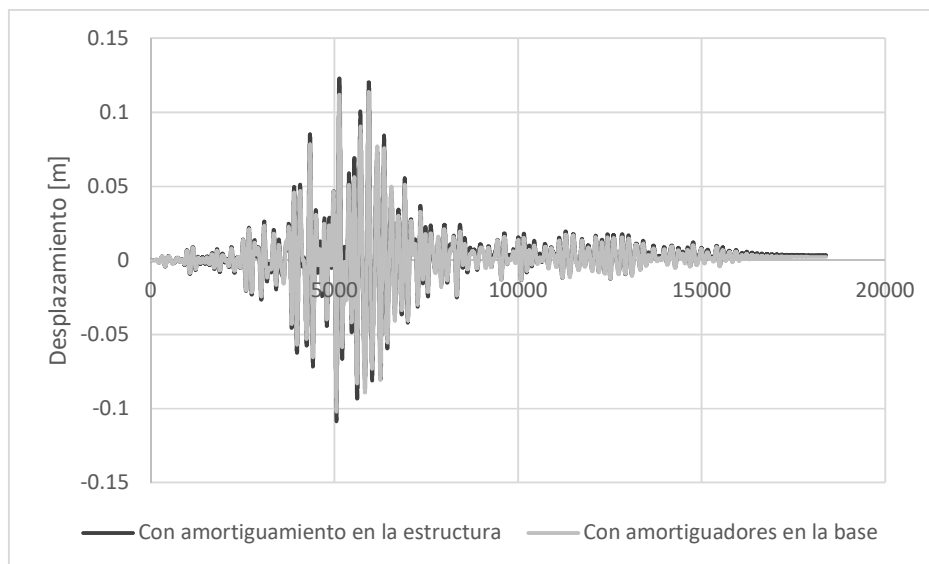
| <b>Tabla 16.</b> Rigidez y coeficientes de amortiguamiento del suelo. Edificio de 9 niveles. |              |              |                    |                    |
|--|--------------|--------------|--------------------|--------------------|
| Caso   | $K_x$ [kN/m] | $K_r$ [kN*m] | $C_x$ [kN*s/m/rad] | $C_r$ [kN*m*s/rad] |
| 0  | 1 461 539    | 635 349 047  | 116 474            | 10 270 201         |
| 1  | 1 458 319    | 620 543 785  | 113 787            | 9 105 834          |
| 2  | 1 459 300    | 625 054 388  | 114 533            | 9 421 604          |
| 3  | 1 460 643    | 631 230 435  | 115 654            | 9 907 517          |
| 4  | 1 465 518    | 653 617 728  | 121 046            | 12 362 802         |

## 4 Respuesta dinámica de las estructuras

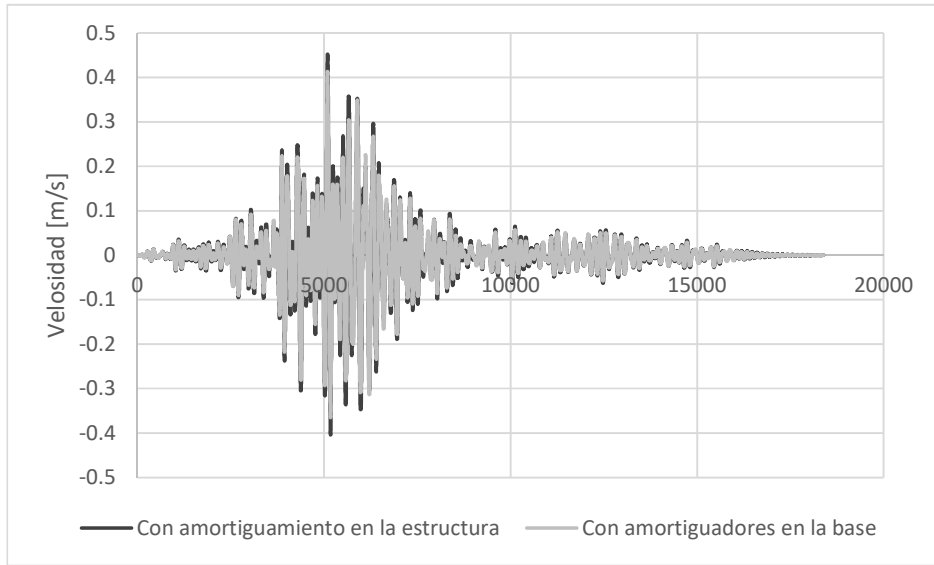
### 4.1 Consideraciones de los análisis.

Debido a que se está estudiando el comportamiento de estructuras equipadas con dispositivos histeréticos de tipo BRB, en los análisis realizados se consideró el comportamiento inelástico de los elementos estructurales. Se realizó un análisis dinámico tipo paso a paso. Estos análisis se realizaron en el programa OpenSees [21].

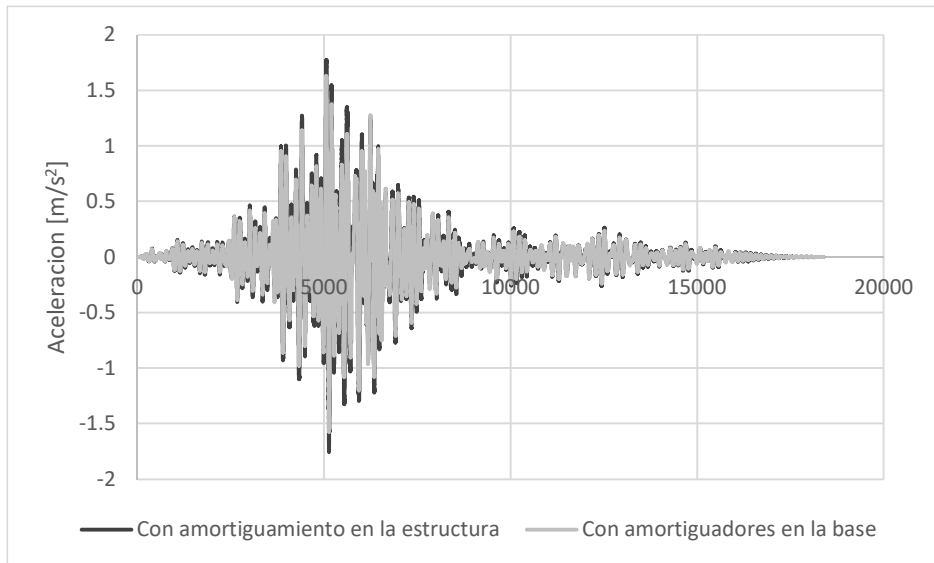
En este trabajo se consideraron dos opciones para asignar el amortiguamiento del sistema. Por una parte se tenía la opción de asignar el amortiguamiento efectivo ( $\tilde{\zeta}_e$ ) a la estructura. La segunda opción era distribuir el amortiguamiento efectivo entre el suelo y la estructura, utilizando disipadores viscosos equivalentes para modelar el suelo y dejando inalterado el amortiguamiento estructural. Se realizaron análisis para comparar las respuestas producidas por ambas opciones. Las figura 8 a 10 muestran, para el caso 4 del modelo de 9 niveles, los resultados obtenidos, específicamente para el desplazamiento, velocidad y aceleración en la azotea, respectivamente.



**Figura 8.** Comparación de la respuesta desplazamiento en la azotea para el modelo de 9 niveles, Caso 4.



**Figura 9.** Comparación de la respuesta velocidad en la azotea para el modelo de 9 niveles, Caso 4.



**Figura 10.** Comparación de la respuesta aceleración en la azotea para el modelo de 9 niveles, Caso 4.

Como se puede observar, las variaciones en la respuesta resultaron ser mínimas. Para introducir los efectos de la IDSE en el amortiguamiento del sistema se emplearon amortiguadores viscosos lineales en la base. Dicha opción se utilizó por considerarse más realista.

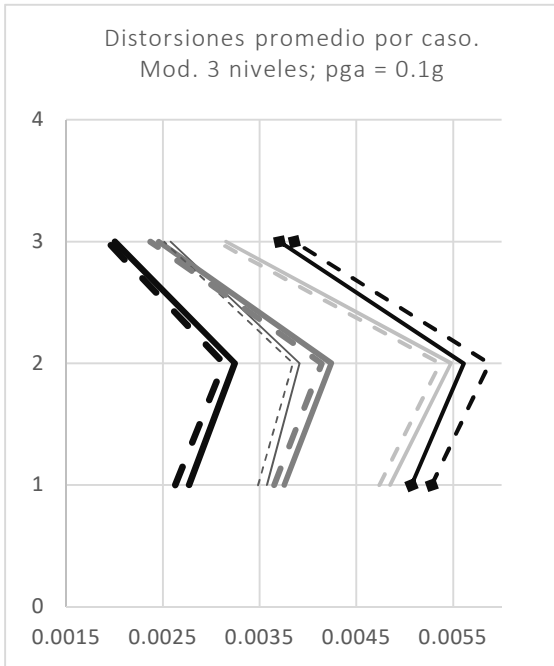
Para considerar los efectos de la IDSE en la rigidez del sistema, se emplearon resortes lineales y rotacionales en la base de la estructura.

Las propiedades mecánicas de los resortes y amortiguadores con los que se modeló el suelo se mantuvieron constantes en el tiempo.

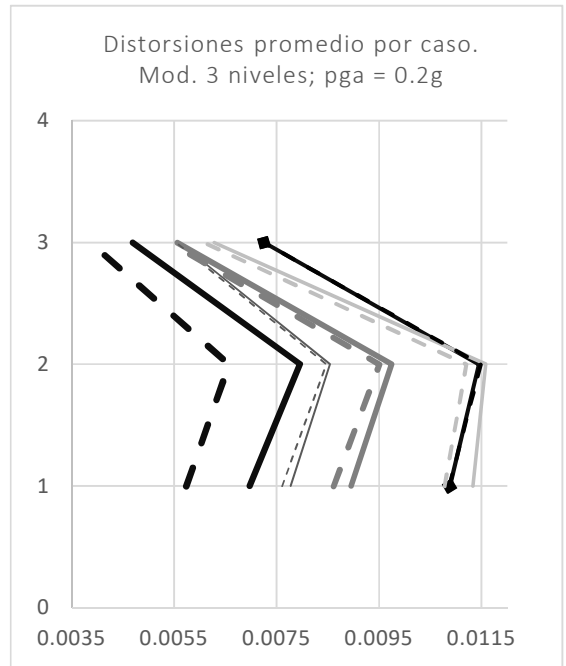
#### 4.2 Desempeño estructural de los modelos

De los análisis realizados, se procesó la información referente al desplazamiento máximo de las estructuras, la distorsión de entrepiso máxima y residual. Por motivos prácticos, en esta sección, sólo se presentan las gráficas de los promedios por caso de las distorsiones de entrepiso máximas registradas para los análisis que se realizaron con y sin IDSE, esto en las figuras 11 a 13. Además, para facilitar la comprensión de las distorsiones máximas registradas en el modelo de nueve niveles por caso, con y sin IDSE, se desglosa la información en tres figuras adicionales, una para cada intensidad sísmica utilizada, siendo estas las correspondientes a las figuras 14 a 16. Todas las observaciones de la respuesta estructural se discuten en el siguiente capítulo.

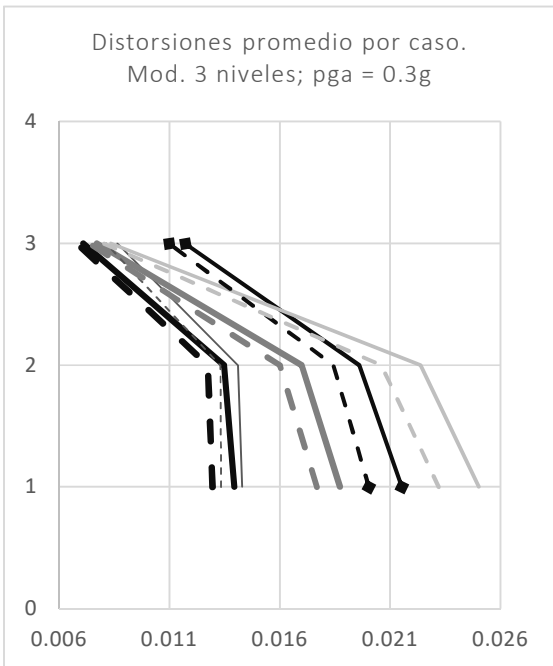
Por otro lado, recordando la Tabla 1, la cual define el grado de daño estructural percibido por el modelo en función de la distorsión de entrepiso máxima registrada, se tiene que el umbral de colapso posee un valor de distorsión igual a 0.02, es decir, se consideró que si la estructura presentaba una distorsión mayor a este valor, ésta presentaba colapso. De forma adicional, se utilizó como criterio la estabilidad numérica del programa para determinar si una estructura analizada soportó o no la acción sísmica sin fallar, dicho de otra manera, si el programa era incapaz de conseguir una compatibilidad entre las fuerzas aplicadas y las deformaciones presentadas en algún elemento después de un número dado de iteraciones, se consideraba que la estructura había fallado de manera parcial. Las distorsiones residuales presentadas por los análisis en los que se observó colapso no se presentan ya que carecen de sentido. Las figuras 17 a 19 muestran las distorsiones residuales presentadas por los tres modelos para una  $p_g = 0.2g$ . Se incluyen tanto los análisis que consideraron la IDSE como lo que no lo hicieron.



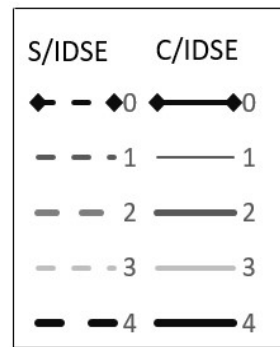
a)



b)



c)



**Figura 11.** Distorsiones máximas presentadas por el modelo de 3 niveles.

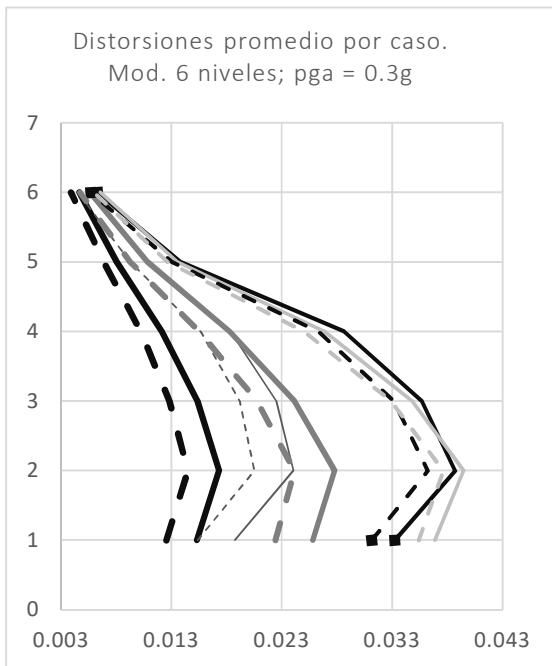
Pga: a) 0.1g; b) 0.2g y c) 0.3g.



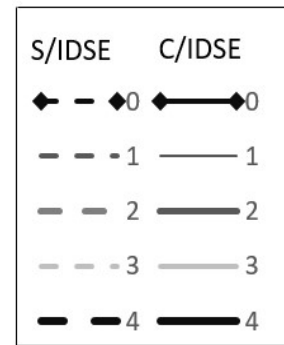
a)



b)

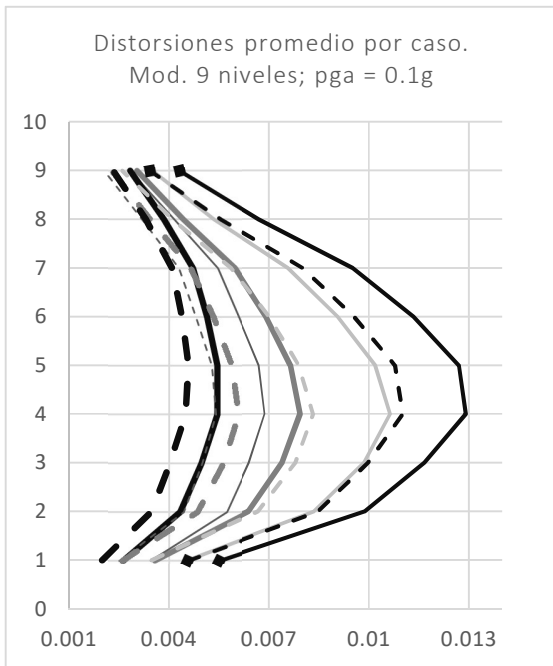


c)

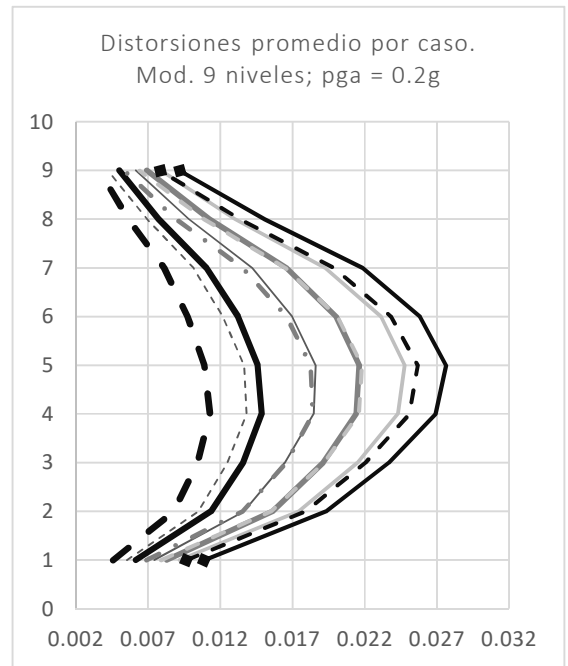


**Figura 12.** Distorsiones máximas presentadas por el modelo de 6 niveles.

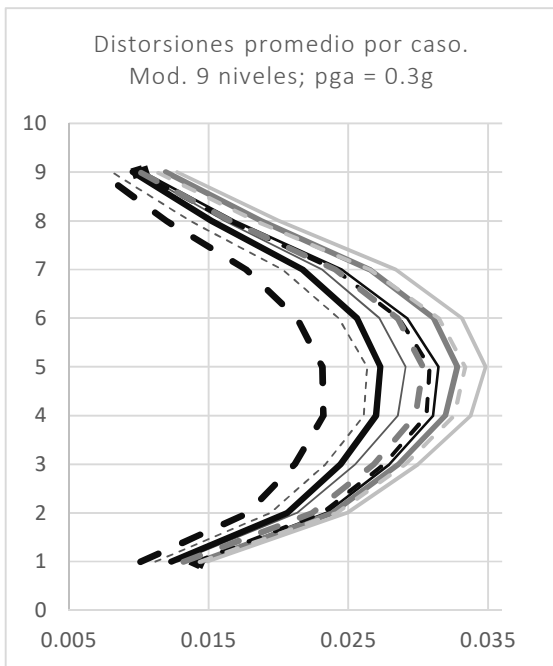
Pga: a) 0.1g; b) 0.2g y c) 0.3g.



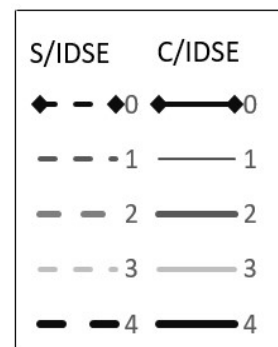
a)



b)

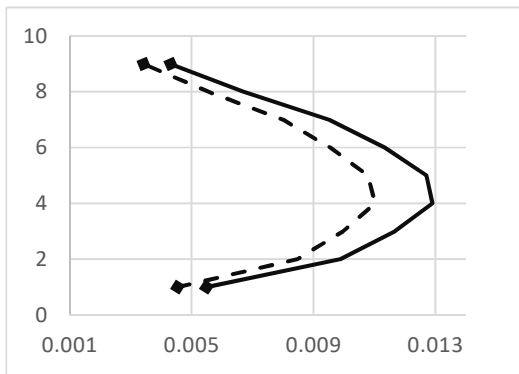


c)

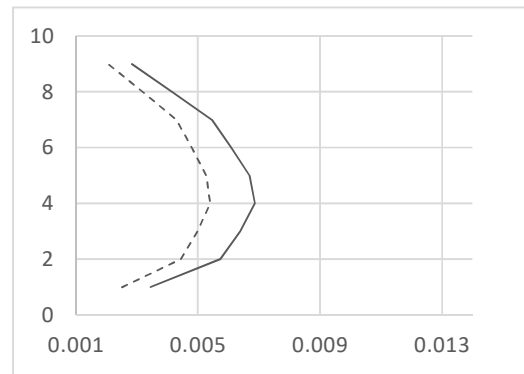


**Figura 13.** Distorsiones máximas presentadas por el modelo de 9 niveles.

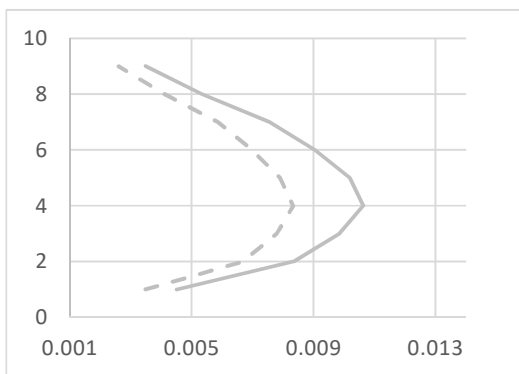
Pga: a) 0.1g; b) 0.2g y c) 0.3g.



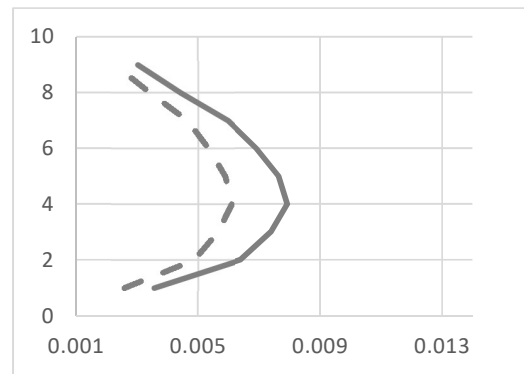
a)



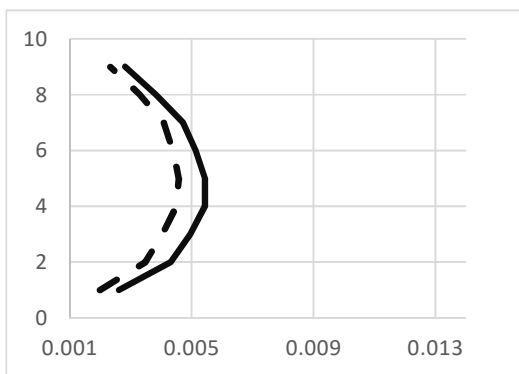
b)



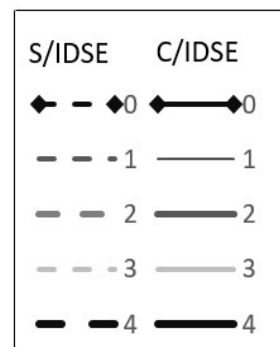
c)



d)



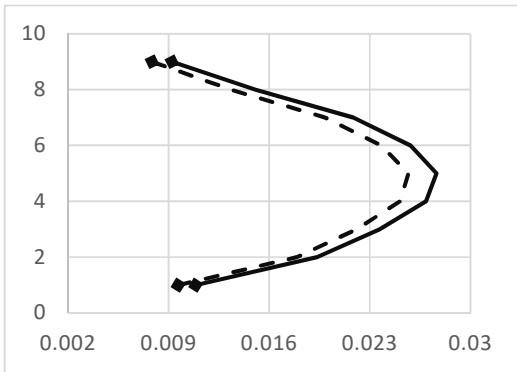
e)



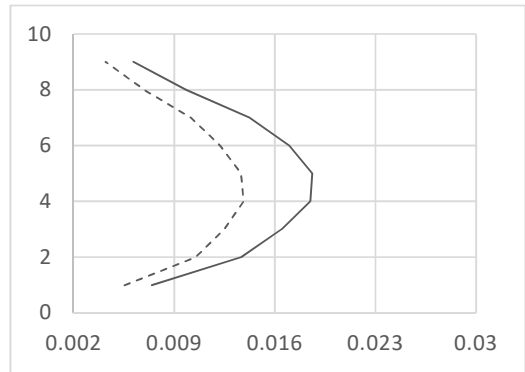
**Figura 14.** Distorsiones máximas presentadas por el modelo de 9 niveles desglosadas por casos.  $P_{ga} = 0.1g$ .

a) Caso 0; b) Caso 1; c) Caso 2; d) Caso 3 y e) Caso 4

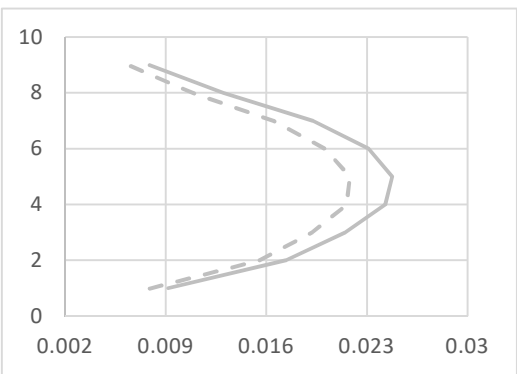




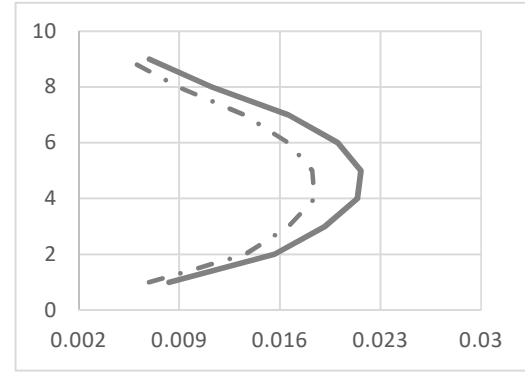
a)



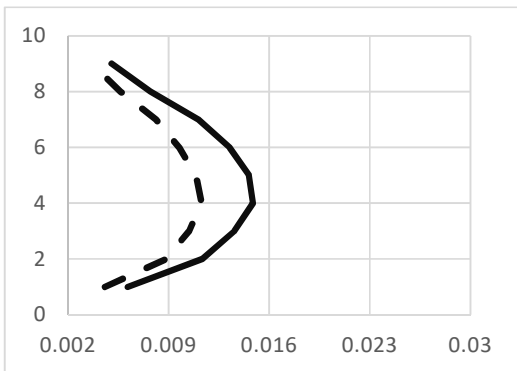
b)



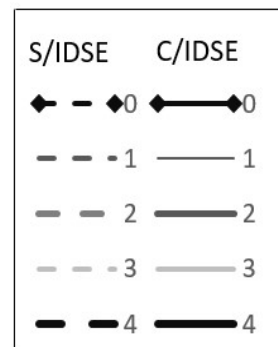
c)



d)

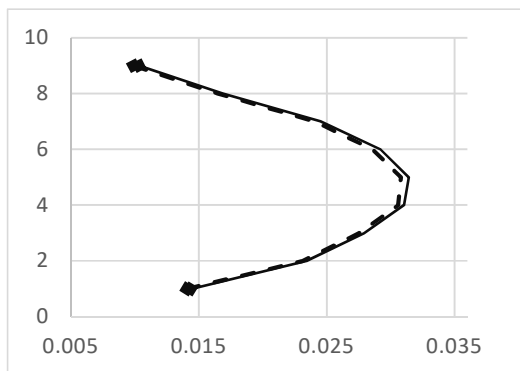


e)

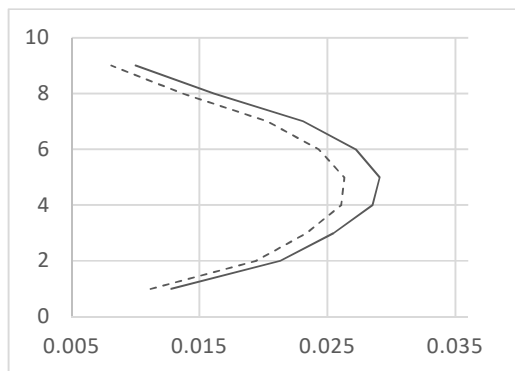


**Figura 15.** Distorsiones máximas presentadas por el modelo de 9 niveles desglosadas por casos.  $P_{ga} = 0.2g$

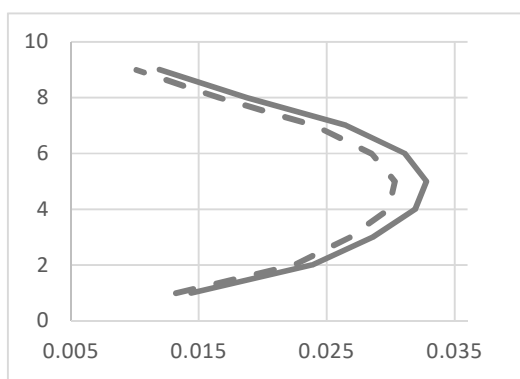
a) Caso 0; b) Caso 1; c) Caso 2; d) Caso 3 y e) Caso 4



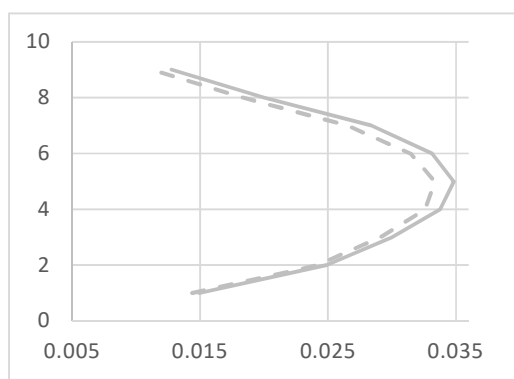
a)



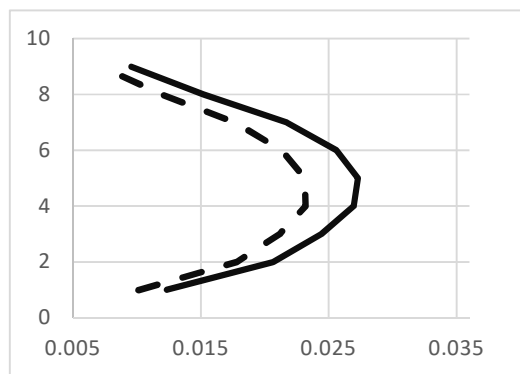
b)



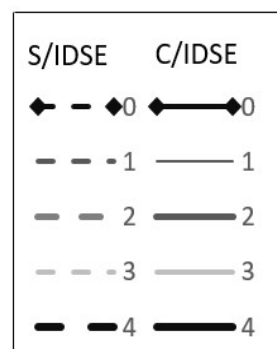
c)



d)

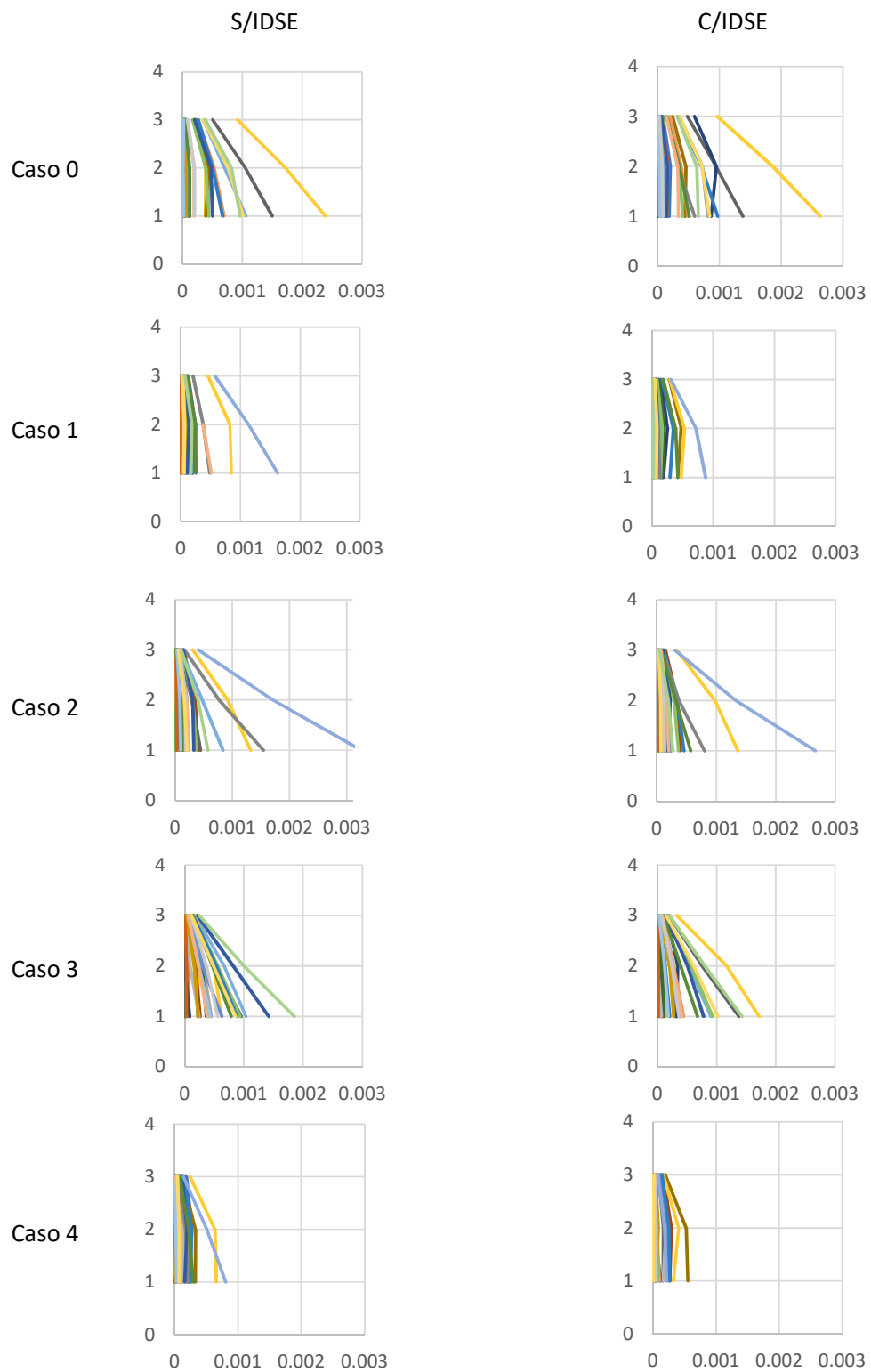


e)

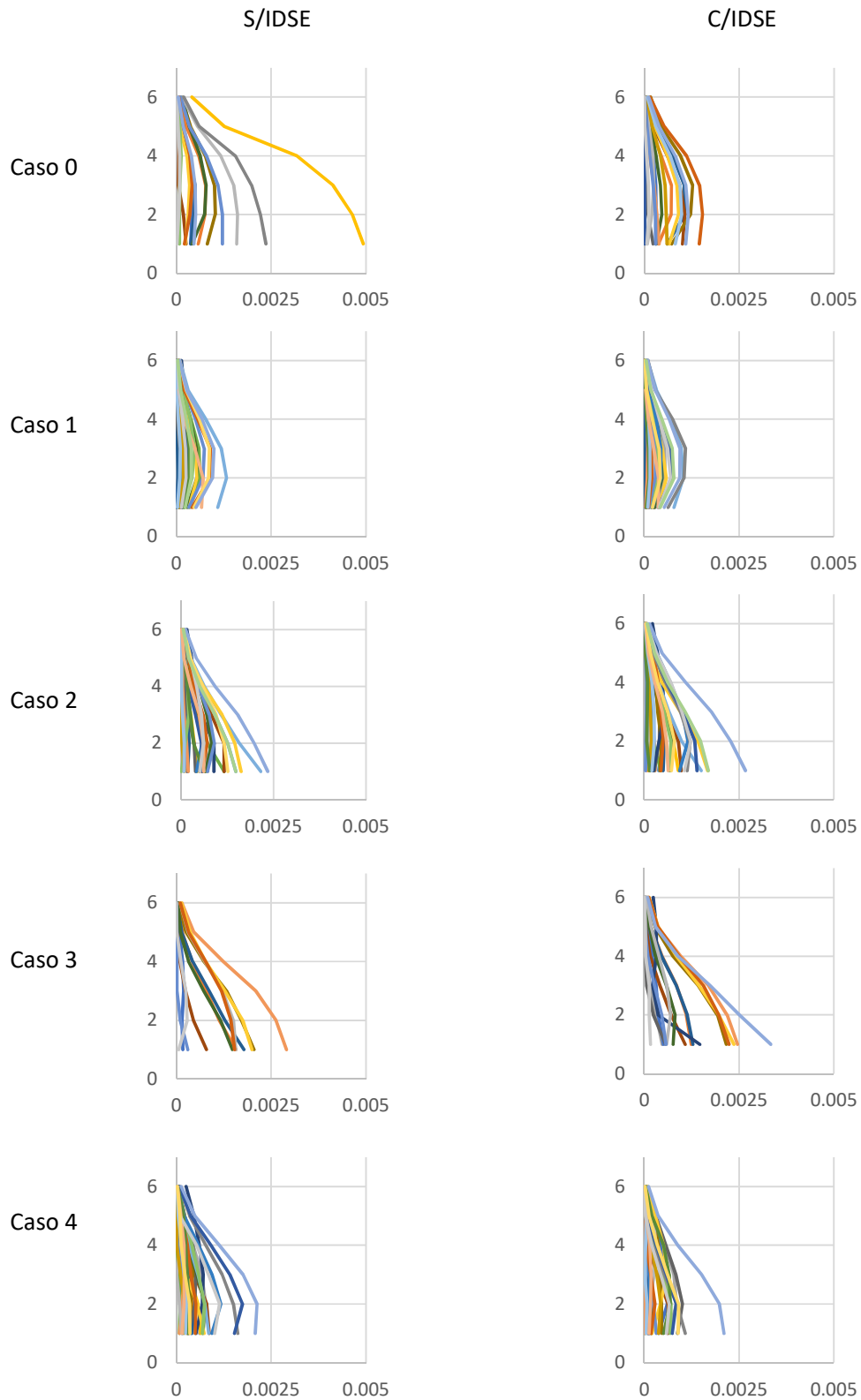


**Figura 16.** Distorsiones máximas presentadas por el modelo de 9 niveles desglosadas por casos.  $P_g = 0.3$  g.

a) Caso 0; b) Caso 1; c) Caso 2; d) Caso 3 y e) Caso 4

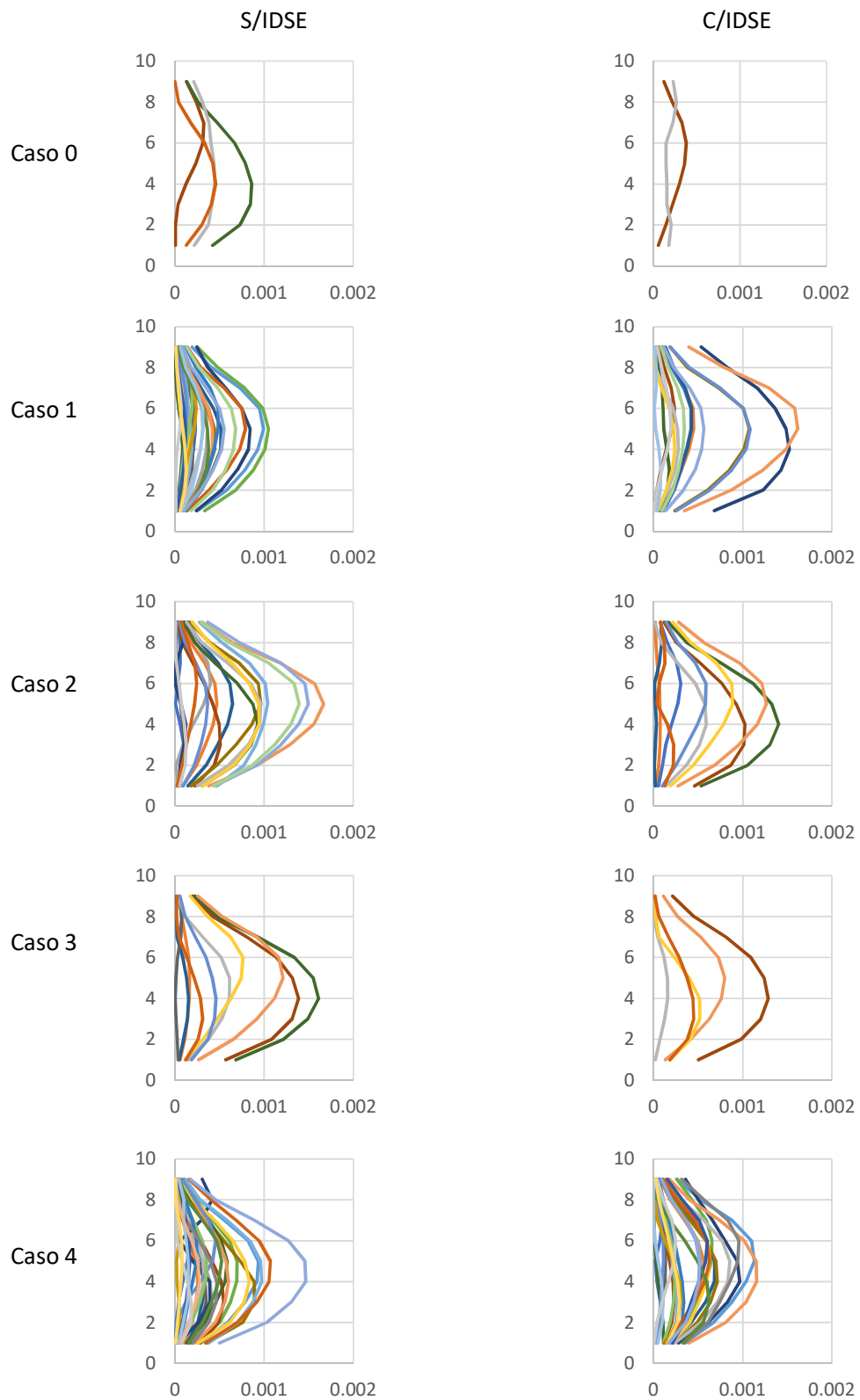


**Figura 17.** Distorsiones residuales presentadas por el modelo de 3 niveles.  
 $P_{ga} = 0.2g$



**Figura 18.** Distorsiones residuales presentadas por el modelo de 6 niveles.

$P_{ga} = 0.2g$



**Figura 19.** Distorsiones residuales presentadas por el modelo de 9 niveles.

Pga = 0.2g

## 5 Discusión de resultados

Es importante indicar que las NTCDS sugieren resolver el problema de la IDSE por medio de la variación de las propiedades dinámicas de la estructura, es decir, sugiere sólo considerar la interacción inercial. En los análisis realizados, debido a las propiedades dinámicas de los modelos y del suelo, la variación en el periodo fundamental y el amortiguamiento permitió que la respuesta estructural se viera incrementada.

De las gráficas de los promedios de distorsión de entrepiso máximas se hacen las siguientes observaciones:

- Las respuestas dinámicas que mostraron los casos 0 y 3 son similares en la mayoría de los casos, siendo la excepción la respuesta mostrada por el modelo de 6 y 9 niveles, ambos para la intensidad sísmica  $p_g = 0.1g$ . En dichos análisis, las diferencias mostradas entre las distorsiones promedio tuvieron un valor de entre 20% y 30%, siendo el caso 4 el que mostró las mayores distorsiones. La similitud de la respuesta se debe a que ambos casos se diseñaron para que sus desplazamientos sean similares a pesar de que se utilizaron BRBs en el caso 3, hecho que permitió reducir la cantidad de acero estructural empleado en dicho caso.
- A pesar de que las áreas de los BRB utilizados en el caso 1 son menores a los del caso 2, la respuesta del último tiende a ser mayor que la del caso 1, incrementándose la diferencia entre las respuestas a medida que aumenta la intensidad sísmica de los análisis.
- Para todos los casos y modelos analizados, las distorsiones promedio del caso 4 fueron menores a las distorsiones mostradas por los demás casos. Hay que recordar que el caso 4 se diseñó de tal manera que su resistencia lateral fuera mucho mayor a la de los demás casos, lográndose esto por medio del aumento del área transversal de los BRBs únicamente. Esta tendencia se mantiene aun cuando se considera la IDSE en los análisis.
- A pesar del aumento al amortiguamiento del sistema producido por la IDSE, en todos los análisis que tomaron en cuenta dicho fenómeno, la respuesta

estructural mostrada fue mayor a la de sus pares que no consideraron la IDSE. Cabe mencionar que los efectos de la IDSE en la respuesta dinámica de las estructuras resultaron ser prácticamente despreciables en el modelo de 3 niveles, más no así en los otros modelos. En el modelo de 6 niveles, el considerar los efectos de la IDSE incrementó entre un 5% y 20% la respuesta dinámica. Para el caso de 9 niveles el incremento fue de entre 5% y 40%. Las menores discrepancias en este modelo se encontraron en los análisis cuya intensidad sísmica fue  $p_g = 0.3g$  para los casos 0 y 3, en los cuales las distorsiones registradas con y sin IDSE son prácticamente las mismas.

Las distorsiones residuales son las distorsiones de entrepiso que permanecen en la estructura una vez que la excitación sísmica ha concluido. En este trabajo se decidió registrar dichas distorsiones porque su impacto económico puede ser muy significativo. Además este parámetro refleja las deformaciones permanentes producidas por la solicitud dinámica en los elementos estructurales. Esto permite comparar el grado de daño estructural entre los diferentes casos. En lo referente a las gráficas de las distorsiones residuales se puede mencionar lo siguiente:

- Las distorsiones residuales obtenidas de los análisis que consideraron la IDSE son similares a aquellas que se presentaron en los análisis que no la consideraron.
- En los modelos de 6 y 9 niveles, la magnitud de las distorsiones residuales de los casos 1 y 4 no difieren en gran medida a las que se presentaron en otros casos, esto a pesar de que los casos 1 y 4 mostraron las menores distorsiones máximas de entre todos los casos.
- En los casos 0, 2 y 3 del modelo de 9 niveles, se presentan pocas curvas ya que muchos análisis presentaron colapso. Nótese que hubo más colapsos en los casos 0 y 3, los cuales presentan un comportamiento dinámico similar.

## 6 Conclusiones

De este trabajo se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- En estos análisis se observó que al considerar la IDSE se encontraron respuestas mayores en comparación a cuando no se toma en cuenta. Sin embargo, este estudio no afirma que siempre será de esta forma, ya que el aumento en el periodo puede provocar un alejamiento de la resonancia entre la estructura y la excitación sísmica, produciéndose una disminución de la respuesta dinámica.
- A pesar de que la adición de BRBs permite aumentar la capacidad de la estructura, no parece afectar en gran medida a las distorsiones residuales de entrepiso que se presentan tras un sismo. Más estudios sobre distorsiones residuales son necesarios para entender mejor su comportamiento.
- Comparando las respuestas de los casos 0 y 3, se concluye que la adición de BRBs en el marco principal permite tener un mayor control sobre los desplazamientos de la estructura, inclusive permite reducir las dimensiones de la estructura principal, y por ende, economizar manteniendo la misma respuesta dinámica.
- Comparando los casos 0, 1 y 4, se aprecia que el proveer a la estructura de BRBs se aumenta el costo inicial de construcción pero mejora su capacidad, sin embargo, si se utilizan métodos de diseño como el propuesto por Guerrero et al.<sup>[1]</sup>, es posible mejorar la capacidad de la estructura por medio de la adición de BRBs y a la vez reducir las dimensiones de los elementos del marco principal, con lo cual, el costo inicial de construcción puede resultar menor, esto se puede comprobar con la información de las Tablas 5 a 7.
- Como se observó en los resultado de los casos 1 y 2 de los modelos de 3 y 6 niveles, el que dos estructuras presenten rigideces y periodos prácticamente iguales, no implica que su respuesta dinámica bajo las mismas sollicitaciones vaya a ser idéntica.

Después de presentar estas conclusiones, se recomiendan realizar trabajos futuros de investigación sobre los siguientes temas:



- Estudiar los efectos de la IDSE en edificios de concreto reforzado equipados con disipadores de energía sísmica, para considerar degradación de rigidez y daño acumulad
- Realizar estudios comparativos de estructuras equipadas con BRBs sometidas a excitaciones sísmicas considerando la interacción inercial y cinemática.
- Estudiar la respuesta dinámica de estructuras equipadas con BRBs considerando la IDSE y las propiedades mecánicas del suelo de manera explícita, por ejemplo: fenómeno de licuefacción, resistencia del suelo, etc.

## Referencias

- [1] Guerrero H, Ji T, Teran – Gilmore A, Escobar JA. A method for preliminary seismic design and assessment of low – rise structures protected with buckling – restrained braces. *Eng Struct* 2016; 123: 141 – 154.
- [2] Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Código de construcción de la Ciudad de México. 2017: Ciudad de México. México.
- [3] Tena A. (2003), “Disipación pasiva de energía en México: Un estado del arte”, Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barquisimeto, Venezuela, mayo.
- [4] Uang C-M, Nakashima M. Steel Buckling-Restrained Braced Frames. En: Bozorgnia Y, Bertero VV, editors. *Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*: CRC Press; 2004.
- [5] Protección sísmica de estructuras. Sistemas de aislación sísmica y disipación de energía. 2011, Corporación de desarrollo tecnológico. Cámara chilena de la construcción.
- [6] Reséndiz D, Roesset JM. (1986). Soil-structure interaction in Mexico City during the 1985 earthquake. *International Conference on the 1985 Mexico Earthquakes, Factors Involved and Lessons Learned*, ASCE, New York.
- [7] Wakabashi M, Nakamura T, Kashibara A, Morizono T, Yokohama H. Experimental study of elasto – plastic properties of precast concrete wall panels with built – in insulations braces. *Summaries of technical papers of annual meeting. Architectural Institute of Japan* 1973; 1041 – 1044.
- [8] Guerrero H, Ji T, Escobar JA, Teran – Gilmore A. Effects of buckling – restrained braces on reinforced concrete precast models subjected to shaking table movements. *Universidad Nacional Autónoma de México. México*; 2018. *Eng. Struct.*; 163: 294 – 310.
- [9] Sridhara BN. Sleeved column – as a basic compression member. *Proc. 4th International Conference on Steel Structures & Space Frames*. Singapore 1999; 181 - 188
- [10] Higgins C, Newell J. Developed of two new hysteretic dampers. *Proc. 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. Engineering Research Institute. Oakland. CA
- [11] Fahnstock, Larry & Sause, Richard & M. Ricles, James & Lu, Le-Wu. (2003). Ductility demands on buckling-restrained braced frames under earthquake loading. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. 2. 255-268.
- [12] Tremblay R, Bolduc P, Neville R & Devall R. (2006). Seismic testing and performance of buckling restrained bracing systems. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33, 183-198.
- [13] Isidoro, C. *Interacción Dinámica Suelo – Estructura*. Tesis de maestría. México: Universidad Nacional Autónoma de México; 2016.
- [14] Avilés J, Pérez – Rocha L. Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre la interacción dinámica suelo – estructura. *Ingeniería Sísmica* 2004; 71: 1 – 36
- [15] Avilés J, Pérez-Rocha L. Soil-structure interaction in yielding systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2003; 32: 1749 – 1771.
- [16] Avilés J, Pérez-Rocha L. Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 1996; 15: 11 – 27.

[17] Gazetas G. Analysis of machine foundation vibrations: state of the art. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 1983; 2: 2 – 42

[18] MSMD. Mexican Strong Motion Database. Mexican Society of Earthquake Engineering; 1999.

[19] Vázquez A, Flores O, Romo M. Caracterización de las arcillas blandas de la zona oriente del Valle de México. *XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica* 2010; 323 – 331

[20] Fernández L, Avilés J. Efectos de interacción suelo – estructura en edificios con planta baja blanda. *Ingeniería sísmica* 2008; 79: 71 – 90

[21] OpenSees. Open source finite element platform for earthquake engineering simulations. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Center, Univ. of California; 2014.