



Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**EVALUACIÓN DE LA SEPARACIÓN MÍNIMA
ENTRE EDIFICIOS COLINDANTES PARA EVITAR
EL CHOQUE ESTRUCTURAL EN SUELOS
BLANDOS**

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

PRESENTA

DANIEL SÁNCHEZ BALLINAS

DIRECTOR DE TESIS: **DR. ARTURO TENA COLUNGA**

CDMX, 2024

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Objetivos	4
1.1.1. Objetivo general	4
1.1.2. Objetivos específicos	4
2. DAÑOS POR CHOQUE ESTRUCTURAL EN LA CIUDAD DE MÉXICO.....	5
3. ALGUNOS ESTUDIOS PREVIOS SOBRE EL CHOQUE ESTRUCTURAL.....	12
3.1. Anagnostopoulos 1988.....	12
3.2. Muthukumar 2003	14
3.3. Raheem 2006.....	16
3.4. Shakya <i>et al.</i> 2008	18
3.5. Pant y Wijeyewickrema 2010.....	20
3.6. Mahmoud <i>et al.</i> 2013	21
3.7. López-Almansa y Kharazian 2014	23
3.8. Xu <i>et al.</i> 2016.....	26
4. MODELOS SELECCIONADOS PARA EL ESTUDIO PARAMÉTRICO.....	27
4.1. Descripción de los edificios seleccionados y daños observados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017.....	27
4.2. Consideraciones hechas para definir las dimensiones de los edificios.....	30
4.3. Descripción del modelo tridimensional en base rígida de cada edificio en Etabs	32
4.4. Definición de marcos dinámicamente equivalentes en 2D para modelar el choque estructural en base rígida	36
4.4.1. Equivalencia dinámica de los marcos representativos con respecto al modelo 3D	36
4.4.2. Modelo elástico del choque estructural	40
4.4.3. Modelado no lineal del choque estructural.....	45
4.5. Descripción del diseño estructural forense para determinar probables secciones de diseño y refuerzo en vigas y columnas tomando en cuenta el año de construcción y las prácticas de diseño de la época	50
4.6. Propiedades de los suelos blandos representativos considerados y modelado de la interacción suelo-estructura conforme a reglamento.....	56
4.6.1. Descripción de las propiedades seleccionadas conforme a las normas por sismo, y otras consideraciones	56
4.6.2. Cálculo de las constantes de rigidez y de amortiguamiento según la norma	58
4.6.3. Modelos tridimensionales en Etabs considerando la interacción suelo estructura	60
4.6.4. Marcos planos dinámicamente equivalentes considerando la interacción suelo-estructura	68
5. REGISTROS DE ACELERACIÓN SELECCIONADOS PARA EL ESTUDIO.....	76
5.1. Registro proyectado en la dirección y ángulo en que se ubicaban los edificios...	77

5.2.	Descripción y presentación de los otros registros seleccionados	78
6.	ESTUDIO DE LA IMPORTANCIA DEL CHOQUE ESTRUCTURAL EN EL COLAPSO Y DAÑO DE LOS EDIFICIOS SELECCIONADOS.....	80
6.1.	Respuesta dinámica no lineal probable de los edificios en estudio durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 sin modelar el choque estructural	80
6.1.1.	Modelos en base rígida.....	80
6.1.2.	Modelos con interacción suelo estructura	84
6.1.3.	Modelos que toman en cuenta el desplomo existente en base rígida	91
6.1.4.	Modelos que toman en cuenta el desplomo existente en base flexible.....	95
6.2.	Respuesta dinámica no lineal probable de los edificios en estudio durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 modelando el choque estructural	102
6.2.1.	Modelos en base rígida.....	102
6.2.2.	Modelos con interacción suelo-estructura	105
6.2.3.	Modelos que toman en cuenta el desplomo existente en base rígida	112
6.2.4.	Modelos que toman en cuenta el desplomo existente en base flexible.....	115
7.	ESTUDIO PARAMÉTRICO DE LOS MODELOS EN BASE RÍGIDA QUE SIMULAN EL CHOQUE ESTRUCTURAL.....	124
7.1.	Descripción de la variación de parámetros en estudio	124
7.2.	Particularidades del modelado lineal del choque estructural	125
7.3.	Resultados del estudio paramétrico para los modelos en base rígida	126
7.3.1.	Presentación de las respuestas máximas Fch/W_{286} vs S (cm) y Fch/W_{284} vs S (cm)...	126
7.3.2.	Presentación de las respuestas máximas de número de golpes vs S (cm).....	135
7.3.3.	Presentación de las respuestas máximas Fch/W_{286} vs T_{286}/T_{284} y Fch/W_{284} vs T_{286}/T_{284} 140	140
7.3.4.	Presentación de las respuestas máximas #Golpes vs T_{286}/T_{284}	149
7.3.5.	Presentación de las respuestas máximas de $\Delta_{286-gap}/\Delta_{284-gap}$ vs T_{286}/T_{284}	154
7.3.6.	Presentación de las respuestas máximas $\Delta_{gap-piso}/\Delta_{gap}$ vs T_{286}/T_{284}	158
7.3.7.	Presentación de las respuestas máximas $\Delta_{gap-piso}/\Delta_{max-azotea}$ vs T_{286}/T_{284}	162
7.4.	Presentación de resumen completo de S (cm) vs T_{286}/T_{284} , Fch/W_{284} vs T_{286}/T_{284} , Fch/W_{286} vs T_{286}/T_{284} y #Golpes vs T_{286}/T_{284}	167
8.	ESTUDIO PARAMÉTRICO DE LOS MODELOS QUE SIMULAN EL CHOQUE ESTRUCTURAL MODELANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	173
8.1.	Descripción de la variación de parámetros en estudio	173
8.2.	Resultados del estudio paramétrico para los modelos con interacción suelo-estructura	180
8.2.1.	Presentación de las respuestas máximas Fch/W_{286} vs S (cm) y Fch/W_{284} vs S (cm) ..	180
8.2.2.	Presentación de las respuestas máximas de números de golpes vs S (cm)	189
8.2.3.	Presentación de las respuestas máximas Fch/W_{286} vs T_{286}/T_{284} y Fch/W_{284} vs T_{286}/T_{284}	194
8.2.4.	Presentación de las respuestas máximas #Golpes vs T_{286}/T_{284}	203
8.2.5.	Presentación de las respuestas máximas de $\Delta_{286-gap}/\Delta_{284-gap}$ vs T_{286}/T_{284}	210
8.2.6.	Presentación de las respuestas máximas $\Delta_{gap-piso}/\Delta_{gap}$ vs T_{286}/T_{284}	215
8.2.7.	Presentación de las respuestas máximas $\Delta_{gap-piso}/\Delta_{max-azotea}$ vs T_{286}/T_{284}	219

8.3.	Presentación de resumen completo de S (cm) vs T_{286}/T_{284} , Fch/ W_{284} vs T_{286}/T_{284} , Fch/ W_{286} vs T_{286}/T_{284} y #Golpes vs T_{286}/T_{284}	224
9.	PROPUESTA DE SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE ESTRUCTURAS COLINDANTES, CON BASE EN EL ESTUDIO PARAMÉTRICO, PARA LOS MODELO EN BASE RÍGIDA Y BASE FLEXIBLE	234
9.1.	Regla de la suma absoluta (ABS)	234
9.2.	Regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (Método SRSS)	236
9.3.	Regla de la combinación de la doble diferencia (Método DDC)	236
9.4.	Propuesta de separación mínima. Regla de diferencia absoluta (SABS-CC)	237
9.5.	Resultados del estudio paramétrico	238
10.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	265
11.	REFERENCIAS	268

1. INTRODUCCIÓN

En los sismos ocurridos en septiembre de 1985 y 2017 en la CDMX, se observó una gran cantidad de daños estructurales y no estructurales. Una de las razones que provocaron estos daños, fue el choque entre estructuras vecinas, esto por no tener la suficiente separación entre ellas, o en algunos casos, nula separación. Es por eso que cuando se va a diseñar un edificio, debería tomarse en cuenta la ubicación de este en relación con las estructuras colindantes, ya que como se sabe, los edificios oscilan durante los sismos, y dependiendo de las características dinámicas de ellos, estos pueden oscilar en fase o fuera de fase (alejándose o acercándose entre sí), provocando que al no estar suficientemente separados entre sí, choquen, pudiendo dañarse muy gravemente o hasta colapsar.

La tarea de tomar en cuenta a las estructuras colindantes en el proceso de revisión de los edificios para evitar que estas choquen ante la acción de un sismo, se hace una labor difícil, ya que se puede complicar el tener la suficiente información de los edificios adyacentes, como para tener una buena aproximación de las propiedades y respuestas dinámicas (periodos y desplazamientos) y poder realizar a conciencia esta revisión y asegurar que no chocarán en ningún momento ante la acción de un sismo de gran magnitud. Para poder realizar esta revisión, se requiere de análisis que se lleven a cabo en una serie de tiempo (análisis dinámicos), los cuales, son análisis que en la práctica profesional, muy poco se realizan, ya que sólo se enfocan en el diseño estructural. Es por eso que en las normas y reglamentos de construcción, existen especificaciones acerca de las separaciones que deben tener los edificios para evitar que choquen entre sí, dichas especificaciones en su mayoría no se respetan, a pesar de que aparecen en el cuerpo principal de esos reglamentos y no en apéndices, como es el caso de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la CDMX del 2017.

El que no se tome en cuenta estas disposiciones en el diseño estructural o construcción de los edificios, se debe a que son separaciones que limitan la disponibilidad de los predios. Como se sabe, en muchas partes del mundo en ciudades importantes, los predios tienen un alto valor, tomando como prioridad el aprovechar al máximo las dimensiones del terreno más que la seguridad de las personas que viven o trabajan en los edificios, al no dar la suficiente separación y poder evitar el daño o colapso de los edificios por el choque entre ellos.

En algunos de los códigos de construcción como el UBC, en una edición anterior a la de 1976, se presentaba una regla práctica para estructuras relativamente rígidas, donde las separaciones serían de 2.5 centímetros más 1.25 centímetros por cada 3 metros de altura en exceso después de 6 metros (Arnold y Reitherman, 1987). En el UBC de 2003 se proporcionaba una cláusula para una separación suficiente entre edificios adyacentes a fin de evitar golpes entre edificios. Sin embargo, la disposición fue eliminada en el UBC de 2006, debido a las limitaciones en la disponibilidad de terrenos y para cumplir con los requisitos de funcionalidad (Shakya *et al.* 2008). En un reglamento ruso, se sugería 3.2 centímetros de separación para edificios de hasta 4.88 metros, y 1.9 centímetros más por cada 4.88 metros de altura adicionales (Arnold y Reitherman, 1987).

En nuestro país los reglamentos de diseño por sismo fueron tomando en consideración la separación que debe haber entre los edificios vecinos. Estos reglamentos han ido cambiando casi siempre después de un evento sísmico importante, ya que evidencia las deficiencias que posee. Por ejemplo, cuando ocurrió el sismo del 28 de julio de 1957, estaba en vigor un reglamento que databa de 1942 (Fundación ICA 1988) y fue reemplazado por

unas normas de emergencias en 1957. En el reglamento de 1966 se implantó que la separación de edificios en colindancia debían tener un mínimo de 5 cm, o el desplazamiento calculado más $0.006 H$ en la zona de alta compresibilidad o $0.004 H$ en la de baja, siendo H la altura sobre el nivel de banqueta (Fundación ICA 1988).

Después de este reglamento de 1966, surgieron dos cambios más, en 1976 y en 1987, en el cual en este último, mencionaba que la separación entre los edificios adyacentes debía ser igual a la suma de los desplazamientos horizontales calculados (sin reducir las fuerzas sísmicas) incrementados en 0.001, 0.003 o 0.006 de la altura del nivel que se trate, sobre el terreno, en las zonas I, II o III respectivamente. Esto implicaba que la separación entre dos edificios de seis pisos de alto ($H = 20$ m) que cumplieran los requisitos de desplazamientos laterales permisibles, debían ser del orden de 48 a 72 cm, en la zona III, según el límite que cumplan y entre dos edificios de unos 10 niveles ($H = 30$ m), dicha separación sería del orden de 72 a 108 cm, para la misma zona III; para la zona I los valores anteriores se reducirían a intervalos de 28 a 52 cm (Fundación ICA 1988).

En el reglamento de 2004 (NTCS-04, 2004) se establece lo siguiente:

“Toda edificación deberá separarse de sus linderos con predios vecinos una distancia no menor de 50 mm, ni menor que el desplazamiento horizontal calculado para el nivel de que se trate, aumentado en 0.001, 0.003 ó 0.006 veces la altura de dicho nivel sobre el terreno, en las zonas I, II ó III, respectivamente. En este caso deben incluirse los desplazamientos debidos a la flexión de conjunto de la estructura y al giro de su base, en caso de que sean significativos.”

En la propuesta del reglamento del 2017 (NTCS-17 2017), posterior al sismo de 2017, se estableció lo siguiente:

“Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 50 mm, ni menor que el desplazamiento lateral calculado para el nivel de que se trate, determinado con el análisis estructural para la revisión de la seguridad contra colapso, que considere los efectos de giro y del corrimiento de la base del edificio. Cuando no se tomen en cuenta dichos efectos, los desplazamientos laterales calculados se aumentarán en 0.003 o 0.006 veces la altura sobre el terreno en las Zonas II o III, respectivamente.”

En la práctica profesional, cuando se construyen edificios nuevos, históricamente se ha hecho una mala interpretación de esta norma, pues sólo consideran la separación mínima de los cinco centímetros, y no se realizan o se respetan los demás criterios que se han mencionado en la norma a lo largo de cada publicación, ni aun cuando se considera en el diseño a los edificios en base rígida, ya que son los análisis que se realizan comúnmente en la práctica profesional, despreciando los efectos de la interacción suelo estructura (ISE).

El fenómeno de 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 flexibilidad de éste ante sollicitaciones dinámicas. La interacción modifica esencialmente las propiedades dinámicas de la estructura así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación (Avilés 1999). Los efectos de la interacción entre el suelo y la estructura es posible descomponerlos en inerciales y cinemáticos (Whitman y Bielak 1982, Avilés 1999). El alargamiento del periodo fundamental, el incremento o la reducción del amortiguamiento y la modificación de la ductilidad de la estructura, con

respecto a los valores que tendría en su condición de base rígida, son producto de la interacción inercial. Los resultados de la interacción cinemática son la reducción de los componentes de traslación de la cimentación por el efecto promediador de ésta, el cabeceo y la torsión de la cimentación inducidos también por su efecto promediador, así como el filtrado de los componentes de alta frecuencia de la excitación sísmica (Avilés 1999).

Con los cambios del incremento del periodo fundamental y el amortiguamiento, las estructuras tienen una modificación en los desplazamientos (una amplificación), debidos al movimiento horizontal de la base, al cabeceo de la cimentación y la deformación propia de la estructura, sobre todo en cimentaciones que no están desplantadas en el estrato firme, donde los efectos de cabeceo de la cimentación adquieren particular relevancia (Tena 2018). En México existen estructuras donde se demuestran este caso, como ejemplo, los edificios denominados como Parque España (Del Valle *et al.* 1988, Tena-Colunga *et al.* 1996) y el edificio Durango (Del Valle *et al.* 1998). Para el edificio de Parque España, en su dirección crítica E-W, la interacción suelo estructura participó en aproximadamente el 41.8% del desplazamiento lateral total en la azotea, del cual el 30.6% se debió al cabeceo de la cimentación (Tena 2018, fig. 1.1b) y para el caso del edificio Durango, en su dirección crítica E-W, la interacción suelo estructura participó en aproximadamente 54.8% del desplazamiento total en azotea, del cual el 50.1% se debió al cabeceo de la cimentación (Tena 2018, fig. 1.2).

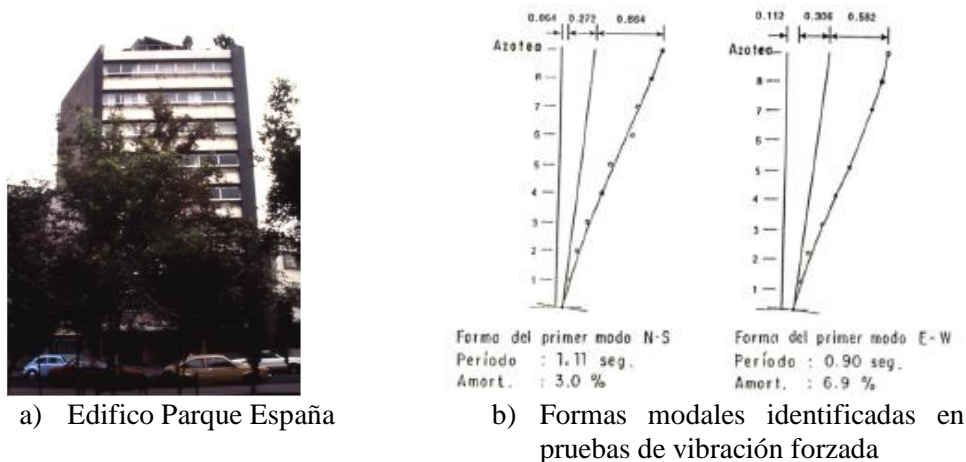


Figura 1.1. Formas modales identificadas en el edificio conocido como Parque España, localizado en la colonia Hipódromo Condesa, a partir de pruebas de vibración forzada (Tena 2018)

En este sentido, queda claro que cuando se va a diseñar un edificio en suelos blandos, se debe considerar los efectos de la interacción suelo estructura, pues las modificaciones en la respuesta y propiedades dinámicas no pueden despreciarse, sobre todo en estructuras donde de manera irresponsable se construyen con poca o nula separación con las colindantes, ya que con la amplificación de los desplazamientos totales debidos a la interacción, puede potenciar a un posible choque estructural. Por ello, es que el propósito de este trabajo es estudiar los efectos que tiene la interacción suelo estructura en el potencial choque estructural de los edificios desplantados en suelos blandos, y poder brindar una propuesta práctica de la separación mínima que debe tener los edificios para evitar el golpeteo ante la acción de futuros sismos de gran magnitud.

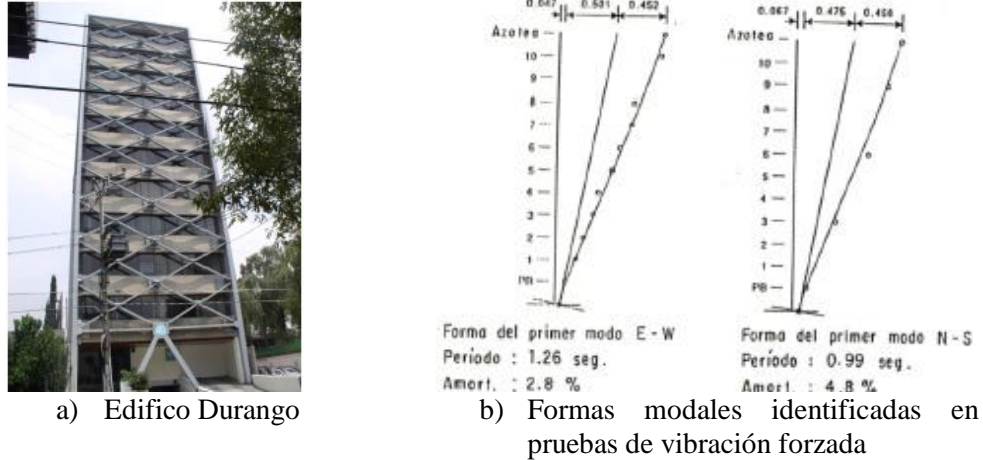


Figura 1.2. Formas modales identificadas en el edificio conocido como Durango, localizado en la colonia Roma Norte, a partir de pruebas de vibración forzada (Tena 2018)

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo general

Hacer una propuesta racional y práctica para la separación mínima entre edificios colindantes que permita evitar el choque estructural entre estructuras desplantadas en suelos blandos con base en un estudio paramétrico de modelos representativos.

1.1.2. Objetivos específicos

- Definir las separaciones mínimas entre estructuras en suelos blandos con base en considerar el tipo de suelo, la interacción suelo estructura y sus características generales de estructuración.
- Conocer cómo impacta las fuerzas de golpeteo en la respuesta de las estructuras, en cortante y desplazamientos mediante análisis no lineales.
- Definir expresiones alternas de simple aplicación para la determinación de la separación de estructuras que dependan de las características dinámicas de las estructuras, su altura y del coeficiente de correlación cruzada o sincronización entre las estructuras adyacentes.

2. DAÑOS POR CHOQUE ESTRUCTURAL EN LA CIUDAD DE MÉXICO

En los últimos sismos ocurridos en la CDMX, se han observado daños severos en las estructuras, algunos de ellos ocasionados por el choque estructural por no tener la suficiente separación entre ellos. Durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, el Hotel de Carlo, edificio ubicado en Plaza de la República en la colonia Tabacalera, sufrió un colapso al chocar con los dos edificios vecinos (fig. 2.1). Otros daños provocados por ese sismo, fueron en columnas por golpes entre edificios vecinos (fig. 2.2), sobre todo cuando el nivel de las losas en uno y otro edificio era diferente (Fundación ICA 1988).



Figura 2.1. Colapso de entrepisos por choque estructural presentado en el Hotel de Carlo durante el sismo de 1985 (<http://danielaguilarfotografo.blogspot.mx/2013/09/asi-comenzo-todo.html>)



Figura 2.2. Daños por choque estructural durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 (Fundación ICA 1988)

Algunos casos de choque estructural que provocó el colapso en edificios en el sismo del 19 de septiembre de 2017, fueron los edificios de Álvaro Obregón 284 y 286 en la Hipódromo Condesa de la Delegación Cuauhtémoc (fig. 2.3), estos edificios ya presentaban un desplome además que tenían poca separación entre ellos (5 cm aproximadamente), lo que fomentó a que estos chocaran. El edificio de cinco niveles de Saratoga 714 en la colonia Portales Norte, sufrió un colapso completo al chocar con la casa adjunta de dos pisos, estos tenían nula

separación y al ser una vivienda rígida hecha de mampostería y el otro edificio era flexible y contaba con piso suave en el primer entrepiso, facilitó a que estos chocaran a la altura del segundo nivel de ambas edificaciones.



Figura 2.3. Edificios que colapsaron por choque estructural en Álvaro Obregón, Hipódromo Condesa, durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 (<http://campechehoy.mx/2017/11/05/haran-memorial-19-s-en-alvaro-obregon-286/>)



Figura 2.4. Colapso de casa y edificio antiguo en la colonia Portales Norte, Saratoga 714 y 720 respectivamente durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 (imagen obtenida de google maps)

La casa antigua de dos niveles ubicada en la plaza Popocatepetl 46 de la colonia Hipódromo Condesa, sufrió daños severos por choque estructural por no tener separación con el edificio vecino (fig. 2.5). Otros daños en edificios ocurridos por golpeteo entre dos edificios, fueron los de Río Pánuco 64 y 66 en la colonia Cuauhtémoc, edificios que tienen tres y diez niveles

respectivamente, con una separación de 8 cm aproximadamente, el daño ocurrido se presentó en el tercer y cuarto entrepiso del edificio de diez niveles (fig. 2.6).

Medellín 104 (Roma Norte), es un edificio de ocho niveles que sufrió daño por choque estructural al ser golpeado en el tercer nivel por el edificio vecino, estos tienen una separación de diez centímetros. Cerca de este edificio y también en la colonia Roma Norte, en avenida Yucatán los edificios que se encuentran numerados de manera consecutiva 18, 20, 22, 24, 26 y 28 (fig. 2.7), tuvieron daños al chocar entre sí. Yucatán 20 chocó con los dos edificios vecinos, obteniendo daños en el tercer piso (fig. 2.8) por golpearse con un edificio de tres niveles (Yucatán 18) con una separación de diez centímetros y por golpearse con el edificio de Yucatán 22 con el que tiene una separación de 10 centímetros, ambos edificios sufrieron daños en los pisos seis (fig. 2.9 a), Yucatán 22 además de ese golpe, sufrió daño por chocar con Yucatán 24 a la altura del cuarto entrepiso (fig. 2.9 b). El edificio que en su momento del sismo estaba en construcción (Yucatán 26) golpeó a la casa vecina de dos niveles, la cual, fue la casa la que sufrió los daños (fig. 2.10 a).

En Eje Central Lázaro Cárdenas, en la colonia Portales Norte, se encuentran dos edificios de muy reciente construcción, los numerados 418 y 422, uno de ellos terminado meses antes del sismo del 19 de septiembre de 2017 (Eje Central 418), estos tuvieron daños importantes por choque estructural al no estar lo suficientemente separado como lo marcaba las NTCS-04 (fig. 2.10 b).



Figura 2.5. Daño grave en casa antigua en Plaza Popocatepetl 46 (Hipódromo Condesa) por choque estructural durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 (Tena Colunga 2018)

Los edificios ubicados en Río Nazas 23 en la Colonia Cuauhtémoc, son dos edificios de 10 y 11 niveles que no tienen ninguna separación entre ellos, y que en fachada parecieran que son iguales (fig. 2.11 a) y que no tendrían ningún problema de choque porque en teoría estarían en fase, sufrieron daños por golpearse entre sí (fig. 2.11 b), ya que la irregularidad en planta fomentó a que estos chocaran (fig. 2.11 c).

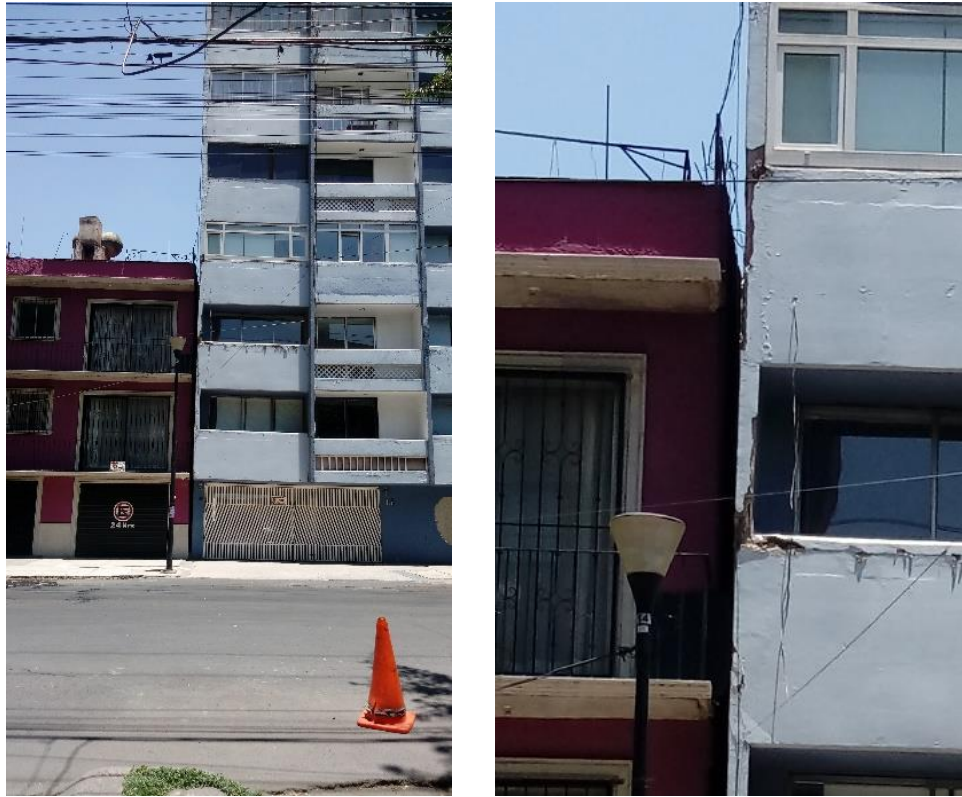


Figura 2.6. Daño en edificio de diez niveles en Río Pánuco 66 (Colonia Cuauhtémoc) por choque estructural en el tercer y cuarto piso durante el sismo del 19 de septiembre de 2017



Figura 2.7. Edificios en Avenida Yucatán 18, 20, 22, 24, 26 y 28, Colonia Roma Norte



Figura 2.8. Daño presentado en el tercer piso por choque estructural en el edificio Yucatán 20 (Colonia Roma Norte) por golpearse con el edificio vecino de tres niveles durante el sismo del 19 de septiembre de 2017



a) Avenida Yucatán 20 y 22

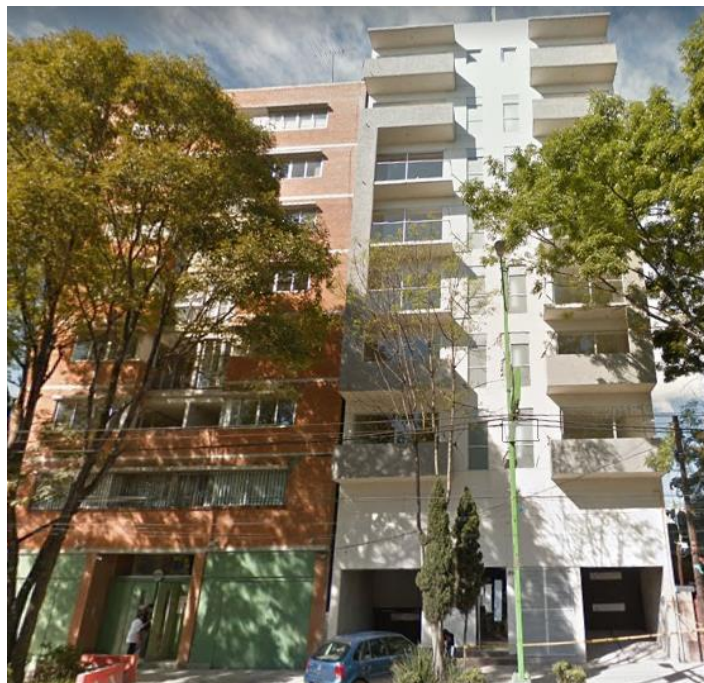


b) Avenida Yucatán 22 y 24

Figura 2.9. Daños por choque estructural en los edificios Yucatán 20 con Yucatán 22, ambos sufrieron daños en el nivel seis y daño en el cuarto entreciso de Yucatán por choque con el edificio Yucatán 24 durante el sismo del 19 de septiembre del 2017

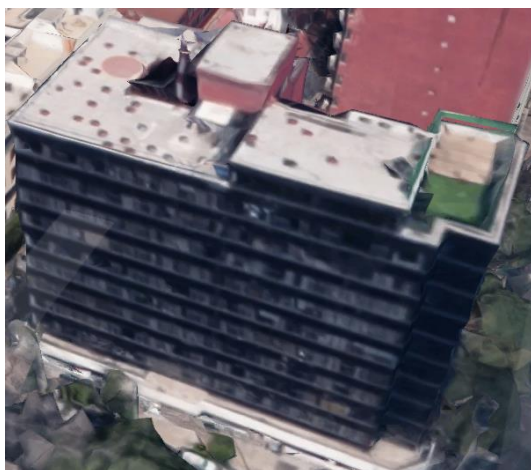


a) Avenida Yucatán 28 (Roma Norte)



b) Eje Central 418 y 422, Portales Norte (Imagen obtenida de google maps)

Figura 2.10. Daños por choque estructural durante el sismo del 19 de septiembre de 2017



a) Fachada del edificio (imagen obtenida de google maps)



b) Vista en planta del edificio (imagen obtenida de google maps)

Figura 2.11. Daños por choque estructural provocados por la irregularidad en planta de los edificios Río Nazas 24 durante el sismo del 19 de septiembre de 2017



c) Río Nazas 24 (Colonia Cuauhtémoc)

Figura 2.11. Daños por choque estructural provocados por la irregularidad en planta de los edificios Río Nazas 24 durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 (continuación)

Como se mostró, los daños ocasionados por el choque entre dos o más estructuras, se observaron tanto en estructuras antiguas como recientes, por no respetar la separación entre la colindancia que marcaba la norma dependiendo del año de su construcción. Además de no respetar tal condición, la mayoría de las estructuras tienen cimentaciones no profundas, por lo que entre otros factores y razones, el desplazamiento debido al cabeceo de la cimentación por efectos de interacción suelo-estructura es alto (Tena Colunga 2018). Al estar desplantados los edificios en suelos blandos, se hace importante tomar en cuenta el efecto que tiene el choque estructural al considerar la interacción suelo- estructura, para así evitar el golpeteo ante futuros eventos sísmicos.

3. ALGUNOS ESTUDIOS PREVIOS SOBRE EL CHOQUE ESTRUCTURAL

3.1. Anagnostopoulos 1988

Anagnostopoulos (1988) estudió modelos simplificados de varios edificios adyacentes para estudiar el golpeteo de dichos edificios debido a la acción de varios sismos. El autor simplificó a cada edificio como un sistema de un grado de libertad, con masas concentradas m_i , constante de amortiguamiento viscoso C_i , rigidez inicial K_i y rigidez a la fluencia R_{yi} (fig. 3.1).

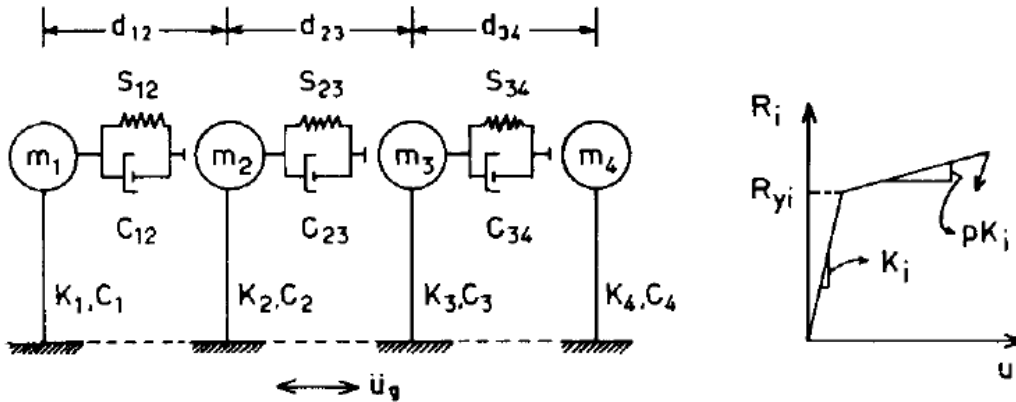


Figura 3.1. Idealización de los edificios como sistemas de un grado de libertad y modelo para representar la rigidez posterior a la fluencia (Anagnostopoulos 1988)

Los golpes entre las estructuras fueron modelados mediante un elemento de contacto (Gap) y un elemento viscoelástico lineal (dashpot), introduciéndolos entre las masas de cada estructura y actuando solo cuando las masas están en contacto. El valor de la constante de estos elementos, las determinó, para el elemento Gap, como 20 veces la rigidez del sistema con periodo fundamental más corto, o sea, la estructura más rígida, esto para garantizar que el periodo local del gap sea menor o a la del periodo fundamental más corto de las dos estructuras. Y para la constante de amortiguamiento del elemento dashpot, que determina la cantidad de energía que disipa durante el choque, la calcula como:

$$c = 2\zeta \sqrt{k \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (3.1)$$

donde la fracción de amortiguamiento viscoso equivalente (ζ) se calcula como:

$$\zeta = \frac{-\ln r}{\sqrt{\pi^2 + (\ln r)^2}} \quad (3.2)$$

donde k es la rigidez del elemento gap y para las aplicaciones del estudio, utilizó un valor de coeficiente de restitución $r=0.65$, que corresponde a una relación de amortiguamiento viscoso equivalente de $\zeta=0.14$.

Para obtener resultados y cubrir una amplia gama de parámetros e independientes de las características específicas del movimiento, llevó a cabo una gran cantidad de análisis, para lo cual, en sus sistemas utilizados, asignó masas que aumentaban con el periodo natural T de acuerdo con la expresión $m = m_o(0.25 + 0.75T)$. Las rigideces correspondientes las determinó a partir de los periodos naturales, mientras que el amortiguamiento viscoso fue del 3% del crítico para cada sistema. En la Tabla 3.1, se muestra los registros de aceleraciones utilizados para la realización de los análisis.

De las conclusiones que obtuvo de sus análisis, los efectos de los golpes inducidos por sismos en la respuesta global de una estructura en fila con varias estructuras adyacentes, dependen principalmente de las propiedades de la misma estructura en relación con las propiedades de las otras dos que están a su lado de ambos lados, si la estructura está sujeta a impactos de uno o dos lados y del tamaño de la separación que tienen entre sí. Las estructuras exteriores (final de la fila) están sujetas a impactos unilaterales y experimentan amplificaciones de la respuesta que pueden llegar a ser importantes. Las estructuras interiores, por otro lado, están sujetas a impactos de dos lados que pueden producir aumentos o reducciones en la respuesta, dependiendo de la relación de sus periodos con los periodos de las estructuras vecinas. Cuando esta proporción es menor a uno, los golpes se amplifican en la mayoría de los casos. Cuando la relación es mayor que uno, la respuesta de las estructuras interiores generalmente se reduce debido al golpeteo (fig. 3.2).

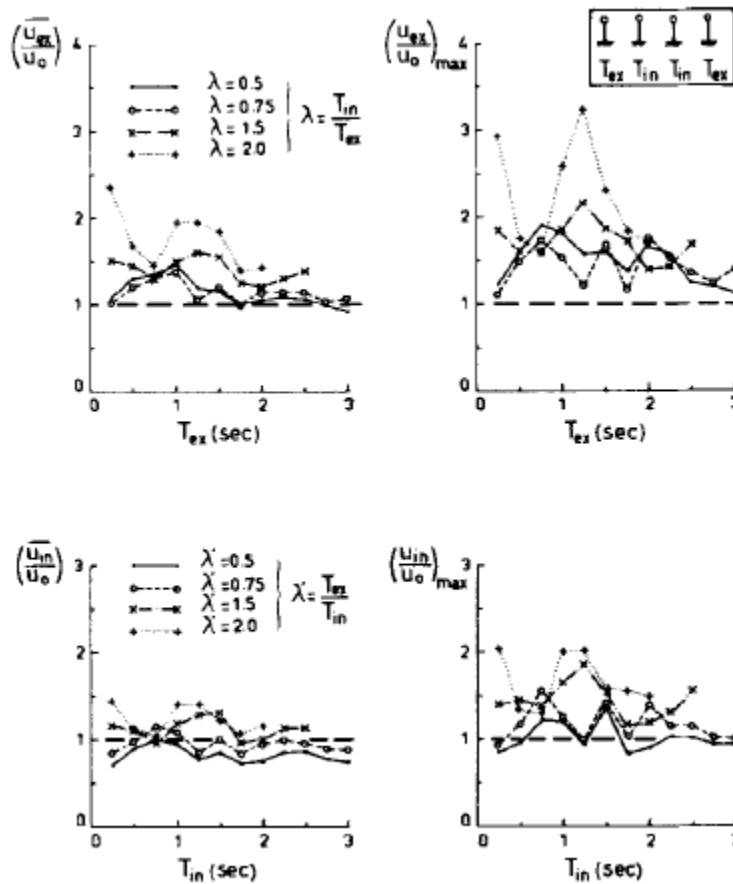


Figura 3.2. Efectos de los golpes en la respuesta sísmica: configuración de cuatro sistemas; T_{ex} =estructura exterior; T_{in} =estructura interior (Anagnostopoulos 1988)

Tabla 3.1. Registros de aceleraciones utilizados en el análisis (adaptada de Anagnostopoulos 1988)

Earthquake	Year	Component	Max acceleration (g)	Duration (sec)	Scale
El Centro	1940	NS	0.35	10	1.00
Taft	1952	S69E	0.18	15	1.75
Eureka	1954	N79E	0.26	10	1.33
Olympia	1949	N86E	0.28	23	1.25
Parkfield	1966	N65E	0.49	10	0.82

Las diferencias de masas de dos estructuras adyacentes hacen que el efecto de los golpes sea más pronunciado para la estructura de masa más pequeña y que la amplificación de desplazamientos calculada debido al golpeteo no sea muy sensible a los cambios en los parámetros de los elementos de impacto que simulan el choque estructural.

El aumentar la separación entre los edificios disminuye los efectos de los golpes, por lo que el autor propone que un tamaño de espacio igual al SRSS (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados) de los desplazamientos máximos de diseño de las estructuras podría ser suficiente para evitar golpes.

3.2. Muthukumar 2003

Muthukumar (2003) propuso un modelo equivalente de un elemento axial inelástico al modelo Hertzdamp, que representa el impacto entre estructuras adyacentes. En este modelo, se emplea un elemento de longitud cero (“zero length”) donde se define un modelo bilineal (fig.3.3 b) que conecta a un elemento gap. Los parámetros de este elemento son la rigidez inicial K_{i1} , la rigidez de endurecimiento por deformación K_{i2} y la deformación de fluencia δ_y . Los parámetros antes mencionados deben determinarse de tal manera que coincida la respuesta con la obtenida del modelo de Hertzdamp (fig. 3.3).

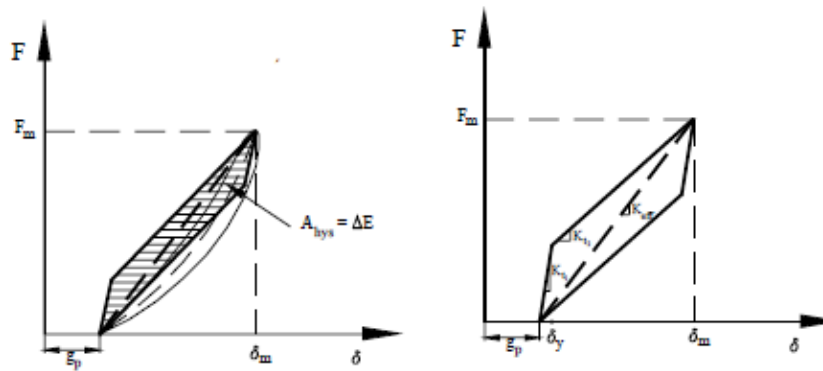


Figura 3.3. Modelo de armadura inelástica equivalente con gap (Muthukumar 2003)

En este modelo, la energía disipada durante el impacto (ΔE) se calcula como (Tena 2019a):

$$\Delta E = \frac{k_h \delta_m^{n+1} (1 - e^2)}{n + 1} \quad (3.3)$$

donde n es el coeficiente de Hertz con valor $n=3/2$, k_h es el coeficiente de rigidez del impacto (la rigidez del elemento gap k), δ_m es la máxima penetración durante el impacto y e es el coeficiente de restitución del impacto, o sea, al r que utilizan otros autores ($e=r$). Entonces, esta ecuación en una misma notación sería como (Tena 2019b):

$$\Delta E = \frac{k\delta_m^{5/2}(1-r^2)}{5/2} = \frac{2}{5}k\delta_m^{5/2}(1-r^2) = 0.4k\delta_m^{2.5}(1-r^2) \quad (3.4)$$

Igualando esta energía histerética de la figura 3.3 a (área bajo la curva), y definiendo el valor de la deformación de fluencia δ_y en función de la máxima penetración δ_m (fig. 3.3 b) como:

$$\delta_y = a\delta_m \quad (3.5)$$

$$a < 1 - 0.4(1-r^2) \quad (3.6)$$

$$K_{eff} = k\sqrt{\delta_m} \quad (3.7)$$

$$K_{t1} = K_{eff} + \frac{\Delta E}{a\delta_m^2} \quad (3.8)$$

$$K_{t2} = K_{eff} - \frac{\Delta E}{(1-a)\delta_m^2} \quad (3.9)$$

Para evaluar su modelo propuesto, Muthukumar realizó una calibración utilizando dos osciladores de un grado de libertad, como el mostrado en la figura 3.4, para el cual propuso que $a=0.1$ e igualó la máxima penetración (δ_m) a la obtenida en un modelo de Hertzdamp para las mismas condiciones. Los desplazamientos obtenidos para los dos modelos de choque son muy similares (fig. 3.5), con una diferencia del 2% en el desplazamiento máximo del marco rígido y una diferencia del 10% en la respuesta máxima del marco flexible. El área bajo la curva del elemento axial inelástico, coincide razonablemente con la pérdida de energía del modelo Hertzdamp (fig. 3.6), a pesar de que los niveles de fuerza son diferentes.

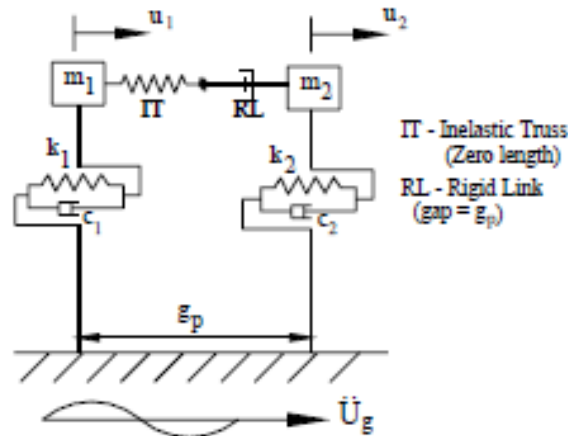


Figura 3.4. Modelo de dos osciladores de un grado de libertad (Muthukumar 2003)

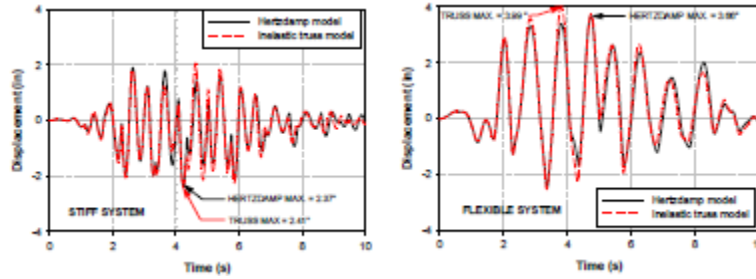


Figura 3.5. Comparación de las respuestas de desplazamiento del sistema cuando se usa un modelo de armadura inelástica (Muthukumar 2003)

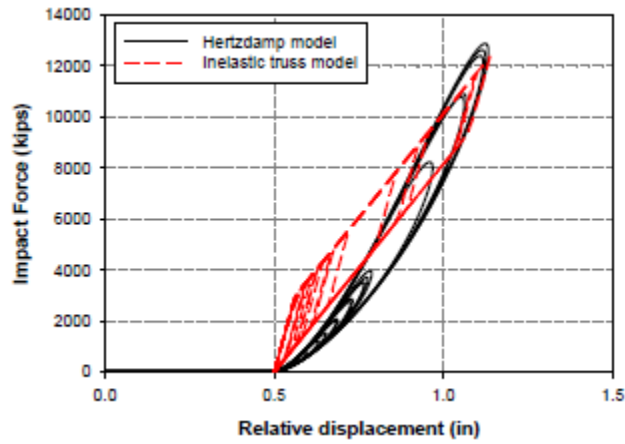


Figura 3.6. Comparación de curvas de histéresis del amortiguamiento por choque (Muthukumar 2003)

3.3. Raheem 2006

Raheem (2006) presenta un estudio paramétrico sobre la respuesta que tiene el choque estructural sobre los edificios cuando estos no están separados adecuadamente. Para realizar sus análisis, desarrolló un modelo simplificado no lineal de los edificios en estudio, considerando los efectos de las no linealidades tanto geométricas como las del material. Para lo cual propuso un modelo de elementos finitos (figura 3.7 a) conformado por un edificio de acero de ocho niveles con periodo fundamental de 0.73s y un edificio de concreto reforzado de 13 pisos con periodo fundamental de 1.22s (fig. 3.7 b).

El choque entre los edificios fue modelado con elemento de contacto como resortes no lineales (fig. 3.7 a), además de un elemento no lineal que representa la disipación de energía de impacto, para el cual utilizaron el elemento de armadura inelástica equivalente (fig. 3.8) de Muthukumar (2003). En la Tabla 3.2 se muestran los registros utilizados para la realización de los análisis.

De los resultados obtenidos se reportan las aceleraciones en el nivel superior del edificio de ocho niveles durante el impacto con la estructura adyacente bajo diferentes sismos, que es una condición severa que podría dar impulsos de aceleración de piso de gran magnitud en forma de picos de corta duración, que causan grandes daños a los contenidos de los edificios. La aceleración aumenta debido al impacto con la estructura adyacente y puede ser diez veces

mayor que al caso si no hubiera golpeteo (fig. 3.9). Además, de que también produce respuestas de fuerza cortante mayores (fig. 3.10).

Tabla 3.2. Conjunto de registros de aceleraciones (adaptada de Raheem 2006)

PGA Level	PGA (g)	Earthquake	M_w	Station	ϕ°	EPD (km)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	T_g (s)
Low	0.21	N. Palm Springs, 1986	6.0	Morongo Valley (1MVH)	135	10.1	40.9	15.0	1.90
	0.30	Whittier narrows, 1987	6.0	E-Grand Ave (2A-GRN)	180	9.0	23.0	3.3	0.70
	0.29	Morgan Hill, 1994	6.2	Gilroy Array #6 (3G06)	90	11.8	36.7	6.1	1.20
Moderate	0.48	Loma Prieta, 1989	6.9	Coyote Lake Dam (4CYC)	285	21.8	39.7	15.2	0.65
	0.51	Loma Prieta, 1989	6.9	Saratoga-Aloha Ave(5STG)	0	11.7	41.2	16.2	1.80
	0.59	N. Palm Springs, 1986	6.0	5070 N-Palm Spring (6NPS)	210	8.2	73.3	11.5	1.10
High	0.60	Coalinga, 1983	5.8	Pleasant Valley P.P. (7D-PV)	45	17.4	34.8	8.1	0.65
	0.84	Northridge, 1994	6.7	Rinaldi (8RRS)	228	7.1	166.1	28.8	1.05
	1.04	Cape Mendocino, 1992	7.1	Cape Mendocino (9CPM)	90	8.5	42.0	12.4	2.00

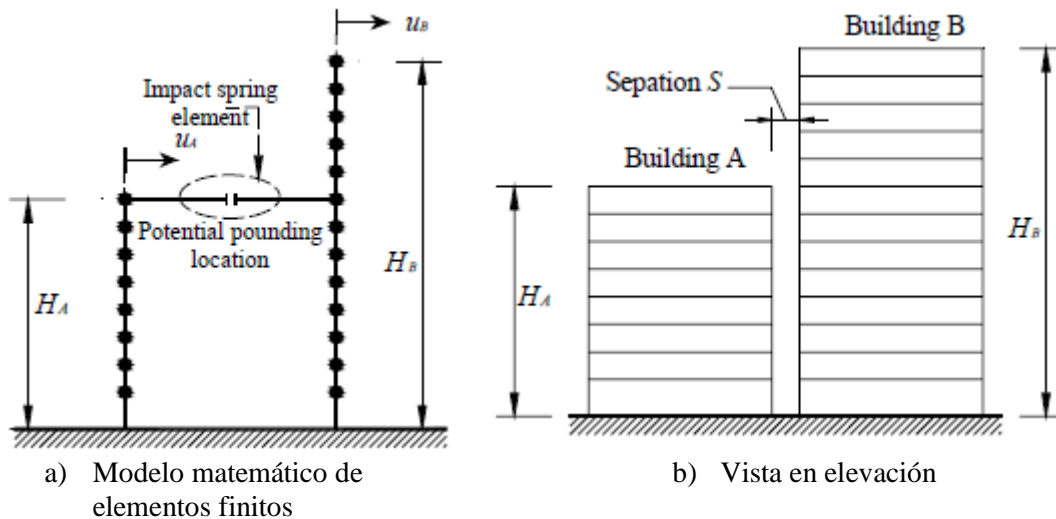


Figura 3.7. Modelo de elemento de contacto que simula el golpeteo entre dos estructuras vecinas (Raheem 2006)

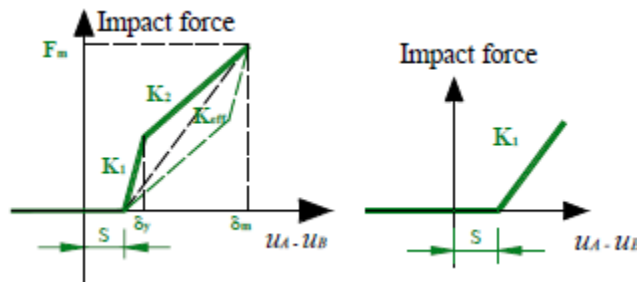


Figura 3.8. Modelo de armadura inelástica equivalente con gap (Raheem 2006)

Raheem concluye que el golpeteo es un fenómeno altamente no lineal y una condición de carga severa que podría ocasionar daños estructurales significativos, ya que puede amplificar

la respuesta global de las estructuras, aumentando los desplazamientos de los edificios más allá de las asumidas en el diseño.

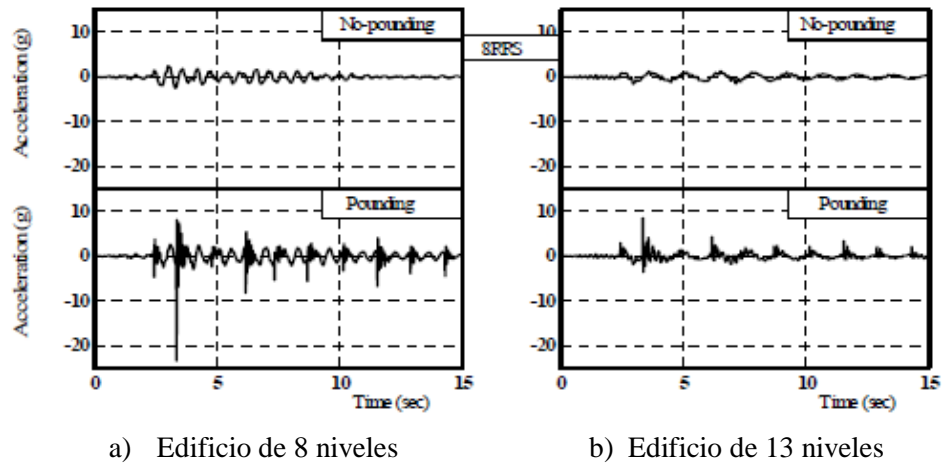


Figura 3.9. Historia de tiempo de aceleración a nivel de golpeteo (Raheem 2006)

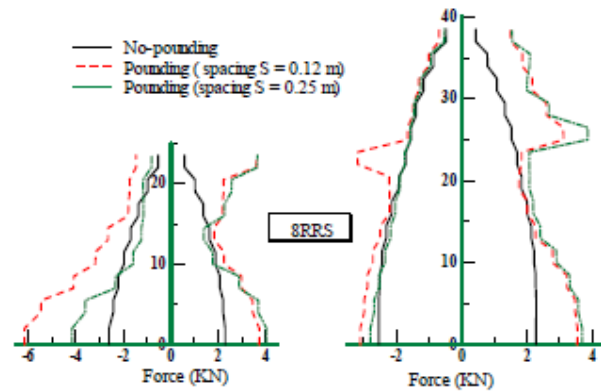


Figura 3.10. Envoltura de las respuestas en los cortantes de entrepiso con y sin golpeteo (Raheem 2006)

3.4. Shakya *et al.* 2008

Shakya *et al.* (2008). Realizaron un modelo de tres edificios típicos de concreto reforzado, donde un edificio de 10 niveles se encuentra ubicado entre dos edificios idénticos de 9 pisos considerando los efectos del suelo en la respuesta estructural (figura 3.11). Su modelo fue analizado con el software SAP2000, y los componentes estructurales, incluida la cimentación, los diseñaron para cumplir los requisitos de los códigos ACI 2008 e IBC 2003. Incluyeron los efectos del suelo con un modelo discreto compuesto de masa-resorte-amortiguador (figura 3.12). En su modelo para simular el contacto de edificios y la fuerza de golpe, utilizaron un elemento Kelvin-Voigt. Los elementos de impacto los colocaron entre los edificios como se muestra en la figura 3.3. El elemento de impacto que se muestra en la figura 3.13, lo modelaron combinando un elemento gap con el elemento Kelvin-Voigt. La fuerza se transmite de una estructura a otra solo cuando ocurre el contacto. En su trabajo concluyen que los desplazamientos y fuerza de impacto se reducen cuando se considera la

interacción suelo-estructura, con un módulo de rigidez al corte de $G=18.75 \text{ MPa}$ y peso volumétrico de $\gamma=16.5 \text{ kN/m}^3$ (fig 3.14).

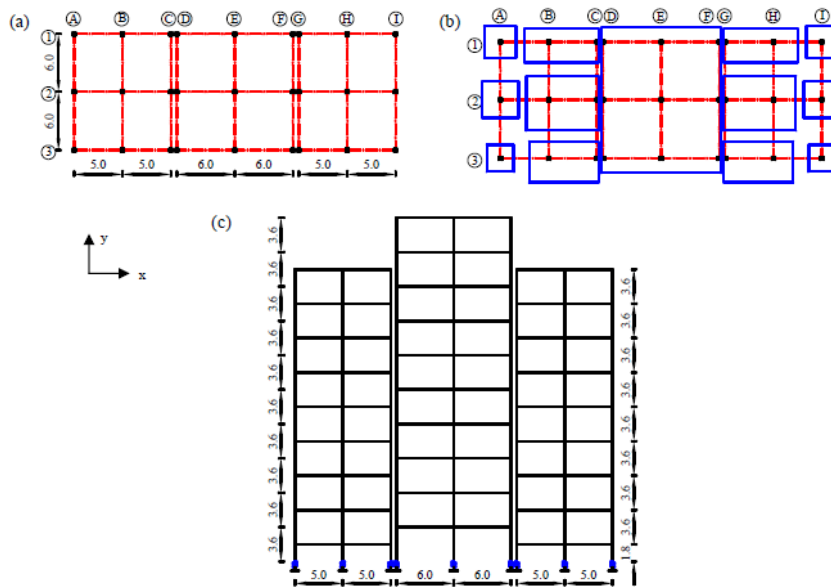


Figura 3.11. a) Vista en planta, b) Diseño de la cimentación, c) elevación de los edificios (Shakya *et al.* 2008)

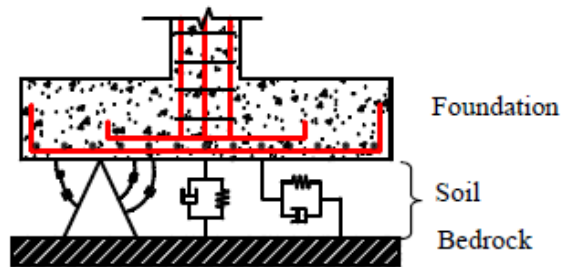


Figura 3.12. Modelo discreto para la interacción suelo-estructura (Shakya *et al.* 2008)

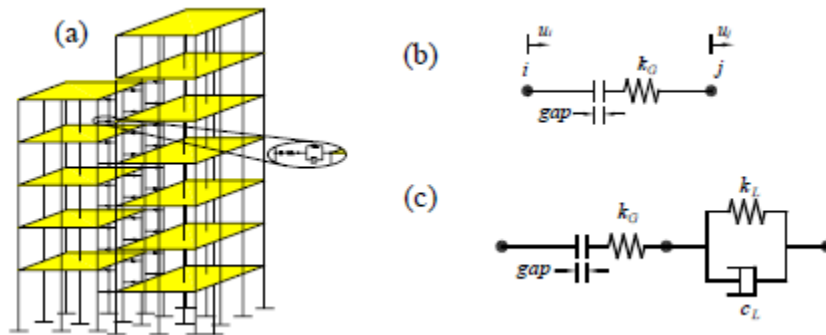


Figura 3.13. a) Edificios conectados con elementos de impacto, b) elemento de separación, c) Elemento de impacto compuesto por elemento de separación y elemento Kelvin-Voigt (Shakya *et al.* 2008)

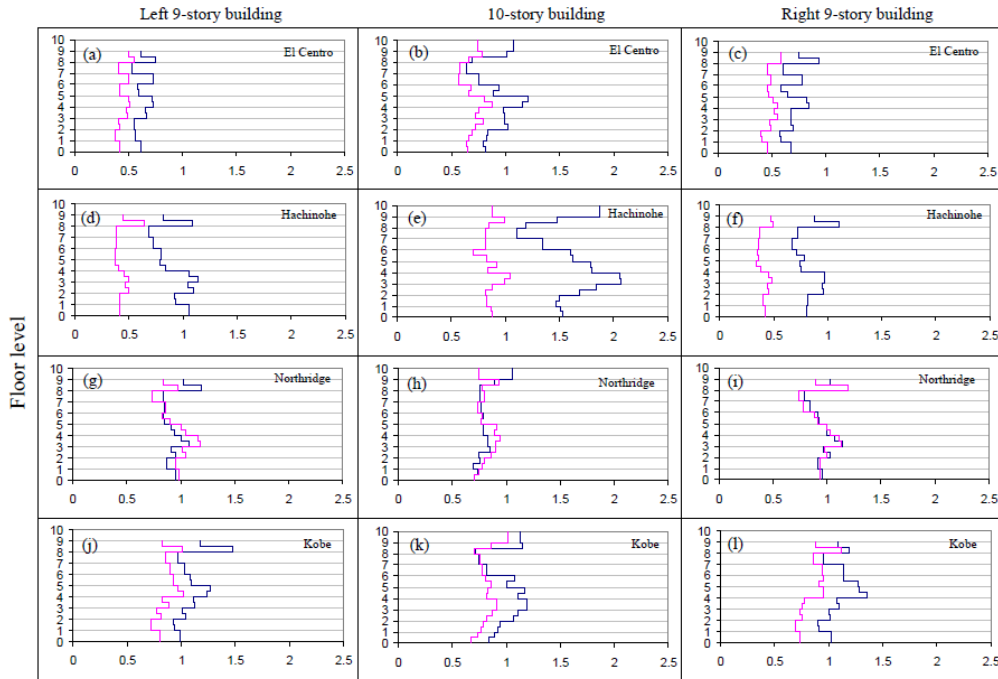


Figura 3.14. Cortantes de entresijos normalizados, (a)-(c) El Centro; (d)-(e) Hachinohe; (g)-(i) Northridge; y (j)-(l) Kobe; línea magenta: base flexible; línea azul: base rígida (Shakya *et al.* 2008)

3.5. Pant y Wijeyewickrema 2010

Pant y Wijeyewickrema (2010) presentaron un estudio sobre el choque estructural en edificios de concreto reforzado tridimensionales, donde compararon dos modelos que representan el golpeteo entre las estructuras, el modelo de Kelvin-Voigt (MKV) y el modelo Kelvin (MK) modificado.

En el estudio, los autores consideraron dos edificios de oficinas de ocho y diez niveles con periodos fundamentales de 1.59s y 1.63s, respectivamente, diseñados con el IBC 2006 para una categoría D de diseño sísmico. Los modelos fueron realizados en OpenSees, considerando diafragmas en los sistemas de pisos y modelando a las vigas y columnas como elementos finitos basados en sección fibra. El choque entre los edificios lo modelaron con elementos de longitud cero, como elementos de contacto con propiedades uniaxiales basadas en los modelos de MKV y MK (fig. 3.15), para el cual utilizaron un valor de rigidez $k_l = 93.5$ KN/m y considerando un coeficiente de restitución $r = 0.65$ (Anagnostopoulos 1988).

Realizaron análisis dinámicos no lineales para cuatro registros de aceleraciones y distintas separaciones entre los edificios (0 mm, 50 mm, 75 mm, 100 mm y 125 mm). Con el fin de demostrar el efecto del golpeteo en la respuesta estructural, igual consideraron un espacio lo suficientemente grande, y mediante las simulaciones numéricas, se puede observar que ambos modelos de contacto son consistentes en términos de tiempo e instancias de impacto, pero no así en el valor de las fuerzas de golpeteo máximas, ya que con el modelo MK son mucho más bajas (hasta un 20 % menos) que las obtenidas con el modelo MKV (fig. 3.16). A pesar de tener una diferencia en la fuerzas de golpeteo, la respuesta en desplazamiento de las estructuras son prácticamente las mismas para los dos modelos de contacto (fig. 3.17).

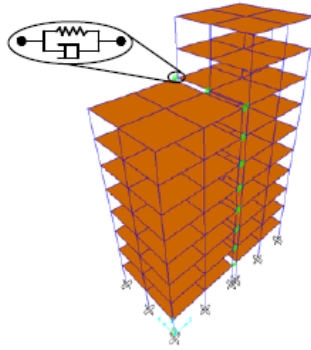


Figura 3.15. Modelo tridimensional de edificios con elementos de contacto (Pant y Wijeyewickrema 2010)

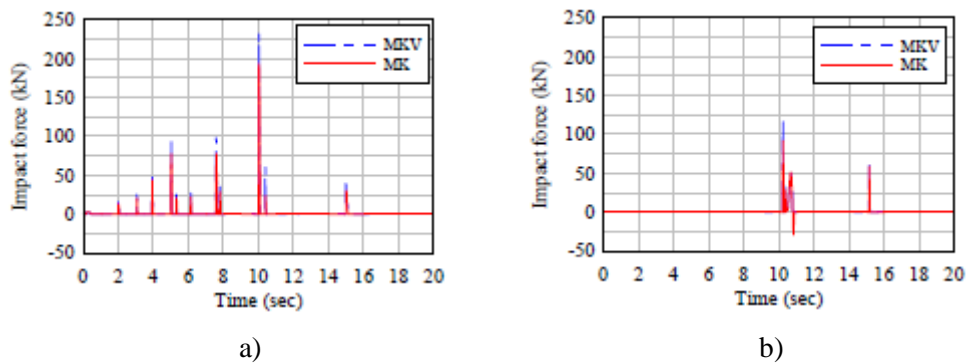


Figura 3.16. Historia de las fuerzas de choque en el cuarto piso: a) $s=0$ mm; b) $s=50$ mm (Pant y Wijeyewickrema 2010)

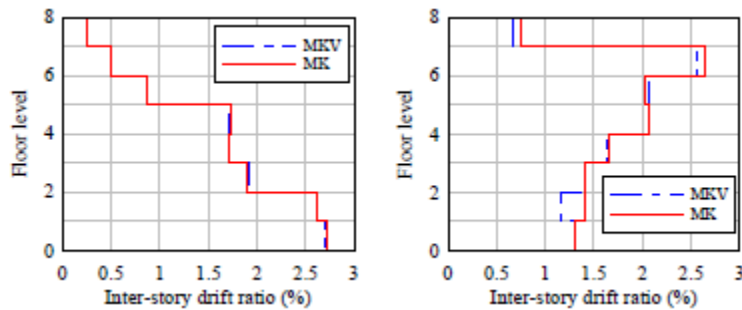


Figura 3.17. Comparación de las distorsiones máximas para el edificio de ocho niveles para dos registros de aceleraciones (Pant y Wijeyewickrema 2010)

3.6. Mahmoud *et al.* 2013

Mahmoud *et al.* (2013) presentaron el efecto que tiene la flexibilidad del suelo de cimentación y el golpeteo entre edificios adyacentes de igual altura, insuficientemente separados bajo la excitación sísmica. En su estudio consideraron dos estructuras adyacentes de tres niveles, modeladas como sistemas de masas agrupadas con diferentes características estructurales, considerando dos tipos de sistemas, con y sin la flexibilidad del suelo (fig. 3.18), los cuales fueron excitados con diferentes registros de aceleración (Tabla 3.3).

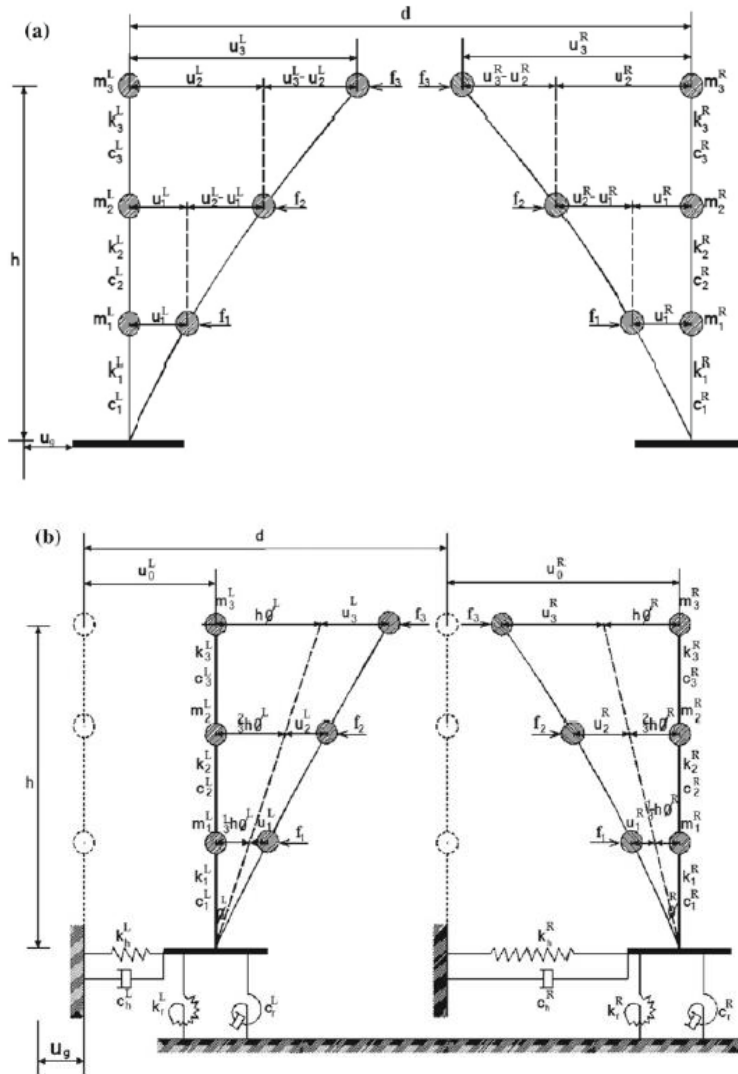


Figura 3.18. Modelo de edificio de tres niveles, a) sin IDSE, b) con IDSE (Mahmoud *et al.* 2013)

Tabla 3.3. Registros de movimientos del suelo utilizados para excitar los edificios (Mahmoud *et al.* 2013)

Earthquake	Date	Station	PGA (g)	M	D _{SS} (km)	Soil class
Imperial Valley	15.10.1979	5155 EC Meloland Overpass FF	0.314	6.5	0.5	D, C
Morgan Hill	24.04.1984	57217 Coyote Lake Dam	0.711	6.2	0.1	A, -
Lander	28.06.1992	24 Lucerne	0.721	7.3	1.1	A, A
Kobe	17.01.1995	0KJMA	0.8210	6.9	0.6	B, B
Tabas	16.09.1978	9101 Tabas	0.8356	7.4	-	C, -
Northridge	17.01.1994	77 Rinaldi Receiving St. (228)	0.8376	6.7	7.1	C, C
Nahanni	23.12.1985	6097 Site 1	1.0960	6.8	6	A, -
Northridge	17.01.1994	24436 Tarzana, Cedar Hill (090)	1.779	6.7	17.5	B, -

PGA peak ground acceleration, M magnitude, D_{SS} site-source distance, Soil class geomatrix soil class, USGS

En sus análisis utilizaron un modelo viscoelástico no lineal para simular la fuerza de choque inducidas entre edificios. Ellos muestran en los resultados de su investigación que considerar los movimientos horizontales y rotacionales del suelo influye en las respuestas de los edificios cuando éstos son golpeados entre sí. Mencionan en su investigación que al considerar la interacción suelo-estructura (la velocidad de onda de corte $V_s = 150$ m/s), disminuyen los desplazamientos máximos, las fuerzas de impacto y las fuerzas cortantes pero aumentan las aceleraciones máximas en cada nivel.

3.7. López-Almansa y Kharazian 2014

López-Almansa y Kharazian (2014) realizaron un estudio paramétrico sobre las consecuencias de los golpes entre edificios de concreto reforzado de corta y mediana altura cuando las losas de ambos edificios se encuentran alineadas. Para su estudio seleccionaron dos edificios, uno para vivienda y otro para oficinas, con el objetivo de representar las situaciones más comunes (fig. 3.19).

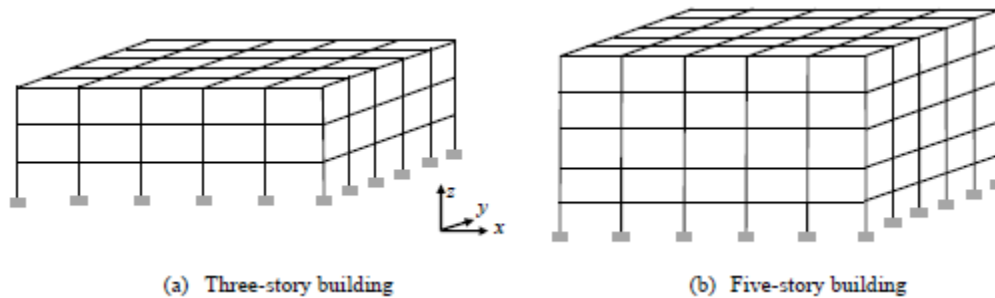


Figura 3.19. Modelo tridimensional de los edificios de tres y cinco niveles para uso de vivienda y oficinas (López-Almansa y Kharazian 2014)

Como se muestra en la figura 3.20, ambos edificios tienen uniformidad en elevación y simetría en plana. La altura de entrepisos es de 3.2 m, la sección transversal de las vigas es de 40 x 50 cm y las losas tienen un peralte de 15 cm, las dimensiones de las columnas se muestran en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4. Dimensiones en columnas, unidades en cm (adaptada de López-Almansa y Kharazian 2014)

Edificio de 5 pisos					Edificio de 3 pisos		
1	2	3	4	5	1	2	3
60x60	55x55	50x50	45x45	40x40	50x50	45x45	40x40

Los valores de las resistencias de los materiales son de 30 MPa para el concreto y 400 MPa para el acero de refuerzo. Los edificios están diseñados con los códigos ACI y ASCE (ACI-318 2011, ASCE/SEI 7-10 2010), utilizando cargas muertas de $CM = 8$ kN/m², cargas vivas para los pisos de $CV = 2$ kN/m² y para techo de $CV = 1.5$ kN/m². Para el diseño utilizaron el método estático para una aceleración de diseño de 0.4g. Para fines de diseño, la estructura de los dos edificios, los modelaron como un marco 3D de vigas y columnas con conexión rígida entre ellos. Las vigas las modelaron como sección T, con ancho efectivo de 105 cm para las vigas internas y 70 cm para las vigas perimetrales, y consideraron reducir los momentos de inercia de vigas y columnas por los factores de 0.35 y 0.7, respectivamente. Con esas consideraciones, los edificios obtuvieron periodos fundamentales de 0.382 s para el edificio de tres niveles y 0.524 s para el edificio de 5 niveles.

El efecto del golpeteo fue modelado con elementos lineales de contacto (modelo de Kelvin-Voigt) ubicados en cada piso (fig. 3.20). La rigidez (k) del resorte fue calculado de manera proporcional a la rigidez axial de las losas como $k = \alpha(EA/L)$ donde α es un coeficiente mayor a uno. El coeficiente de amortiguamiento se elige para proporcionar un factor de restitución deseado (r) como $\zeta = -\ln r / (\pi^2 + \ln^2 r)^{1/2}$. En el estudio utilizaron tres valores del factor de restitución: 1, 0.6 y 0.5. En la figura 3.21 se muestra los registros de aceleraciones que consideraron para realizar el estudio.

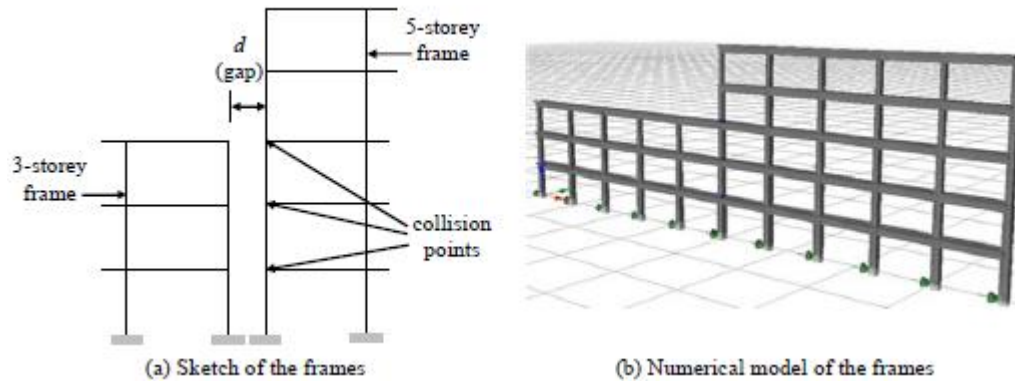


Figura 3.20. Marcos considerados y ubicación de la colocación de los elementos de Kelvin-Voigt (López-Almansa y Kharazian 2014)

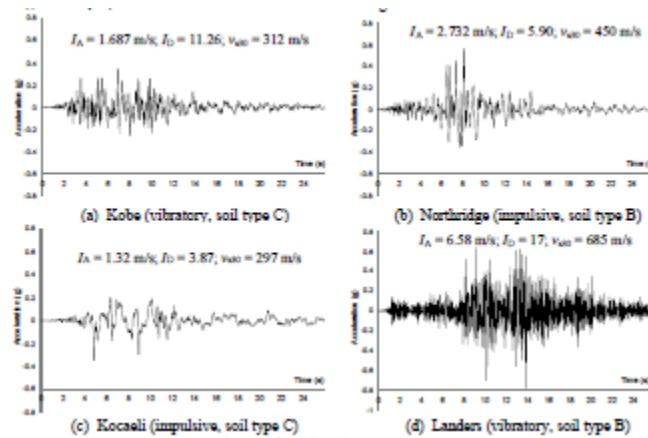


Figura 3.21. Registros de aceleraciones considerados en el estudio (López-Almansa y Kharazian 2014)

En la figura 3.22 se muestran resultados para el registro de Northridge, donde las sub-figuras (a) y (b) se presentan los desplazamientos máximos, en las sub-figuras (c) y (d) se muestra la fuerza cortante máxima presentada en toda la historia, en las sub-figuras (e) y (f) se muestra la energía histerética en cada piso y en las sub-figuras (g) y (h) se muestran las aceleraciones absolutas máximas presentadas. En esos resultados se observa que los golpes amplifican los desplazamientos máximos en los edificios más flexibles, también amplifican los desplazamientos máximos sobre los pisos sobresalientes (por ejemplo, aquéllos por encima del nivel superior del edificio más corto) del edificio más alto. Los golpes no afectan severamente al cortante basal ni a los cortantes de entrepisos, pero si amplifican las aceleraciones de los pisos, principalmente a los niveles que sufren golpeteo.

Unas de las principales conclusiones de los autores son:

- El tiempo de contacto es bastante corto.
- Las fuerzas de golpeo en los pisos bajos son pequeñas, siendo despreciables en todos los casos.
- Los golpes son menos para separaciones más amplias.
- La rigidez del modelo de contacto tiene una influencia significativa.
- La amortiguación del modelo gap no tiene una fuerte influencia en los efectos fuertes.

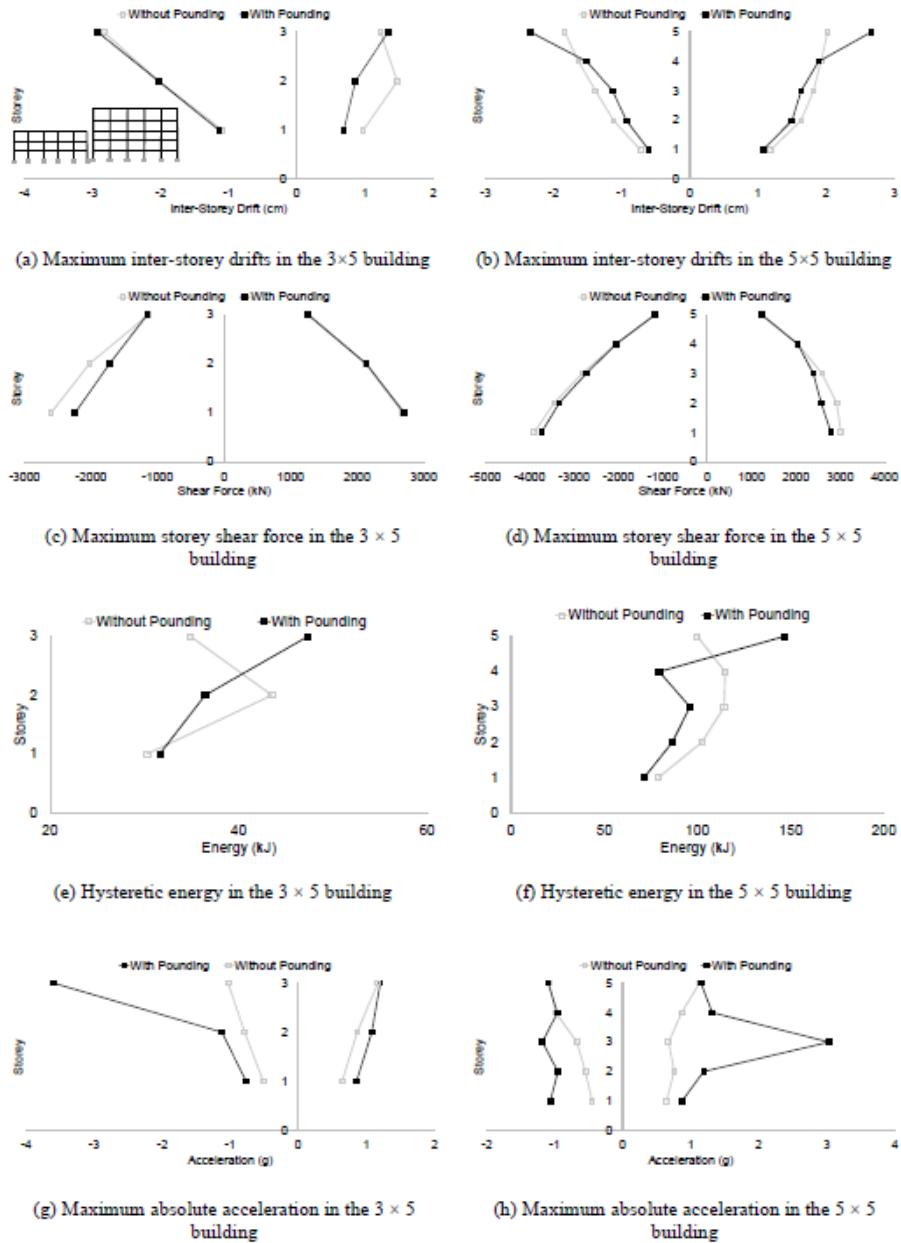


Figura 3.22. Magnitudes de las respuestas relevantes para $k = 2111 \text{ kN/mm}$ ($\alpha = 5$), $r = 0.6$ ($\zeta = 0.16$) y $d = 2 \text{ cm}$ para el registro de Northridge (López-Almansa y Kharazian 2014)

3.8. Xu *et al.* 2016

Xu *et al.* (2016) proponen calcular la rigidez del elemento gap a partir de resolver un modelo de masa distribuida (fig. 3.23), tomando como base la rigidez axial del sistema de piso (ecuación 3.10) y el periodo mínimo de las dos estructuras que chocan, o sea, de la más rígida.

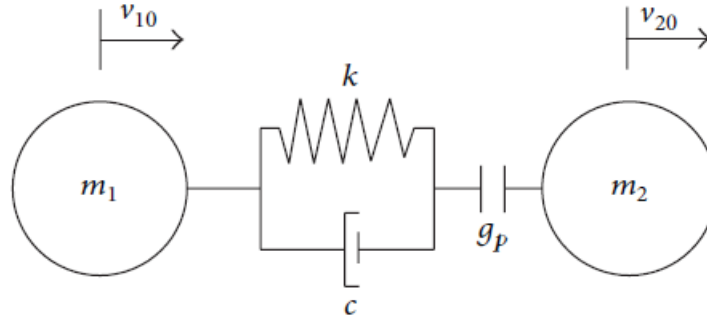


Figura 3.23. Modelo de choque de masas distribuidas (Xu *et al.* 2016)

$$k = \frac{m_2}{m_1 + m_2} k_a e^{\left(\frac{2Inr}{\pi} \operatorname{sen}^{-1}\left(\frac{\pi}{\sqrt{\pi^2 + Inr^2}}\right)\right)} \quad (3.10)$$

En la ecuación 3.10, r es el coeficiente de restitución del impacto. Para verificar la precisión de la fórmula que proponen, realizaron la comparación de simulaciones numéricas con tres propuestas diferentes, la de ellos y las propuestas previamente por otros autores. De los resultados de los análisis realizados, se observó que la rigidez al impacto del modelo viscoelástico lineal, proporcionada por la fórmula propuesta por ellos, es mucho menor que la rigidez axial del cuerpo en colisión, que está más cerca de la observación experimental. La precisión de la fórmula propuesta por Xu *et al.* (2016) se verificó comparando los resultados de simulaciones numéricas con soluciones analíticas. Por lo tanto, se podrían proporcionar resultados más confiables para la simulación de golpes en la ingeniería estructural mediante el uso del modelo viscoelástico lineal con la fórmula de rigidez al impacto propuesta por ellos.

4. MODELOS SELECCIONADOS PARA EL ESTUDIO PARAMÉTRICO

Se presenta en este capítulo las características principales de los edificios en estudio, como son la geometría en planta y elevación, las dimensiones de las secciones transversales con sus respectivos armados diseñados conforme al reglamento del año de construcción, y los daños ocasionados por el sismo del 19 de septiembre de 2017. Se muestra las propiedades de los suelos para tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura conforme a reglamento y se presenta el modelado del choque estructural para el estudio paramétrico y para los análisis no lineales.

4.1. Descripción de los edificios seleccionados y daños observados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017

Los edificios seleccionados para el estudio paramétrico, son Álvaro Obregón 284 y 286, ubicados en la Colonia Hipódromo Condesa de la Delegación Cuauhtémoc (fig. 4.1). Estos edificios cumplían la función de Centro Quiropráctico (284) y de oficinas (286). Aunque se sabe con exactitud que el edificio Álvaro Obregón 286 se construyó en 1959, sólo se sabe que Álvaro Obregón 284 se construyó en la década de los años sesenta.



Figura 4.1. Edificio Álvaro Obregón 284 y 286 ubicados en la Colonia Hipódromo Condesa de la Delegación Cuauhtémoc (imagen obtenida de Google maps)

Como se mencionó en el capítulo dos, estos edificios se colapsaron por choque estructural durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 (fig. 4.2a). Sin embargo, se comprobó a partir de Google Maps (2018), más la información disponible de la prensa, que ambos edificios presentaban un desplome antes del sismo del 19 de septiembre de 2017, probablemente ocasionado después del sismo del 85 y magnificado por el hundimiento diferencial y regional. Al momento del sismo del 19 de septiembre de 2017, los edificios tenían una separación de aproximadamente cinco centímetros, lo que fomentó a que éstos chocaran. Ambos edificios fueron demolidos y aun hoy en día sólo se encuentran el predio vacío de Álvaro Obregón 286 (fig. 4.2b).

Dado que los edificios ya no existen, y no se tiene planos arquitectónicos ni estructurales, las dimensiones, materiales, sistema estructural, elevaciones, etc., que a continuación se darán, fueron obtenidos a través de fotos e imágenes que se obtuvieron de internet y con ayuda de otras herramientas como Google Maps (2018) y Google Earth (2018), otros datos fueron supuestos.



a)

b)

Figura 4.2. Daños ocasionados por choque estructural en Avenida Álvaro Obregón, Hipódromo Condesa, durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 y estado de los predios a 2019 (<https://www.nsoaxaca.com/testimonio-de-sobreviviente-de-alvaro-obregon-286-el-edificio-colapso-dos-veces/>)

El Centro Quiropráctico era un edificio que constaba de cinco niveles, y tenía una losa plana reticular hecha con casetones, de 25 cm de peralte aproximadamente y nervaduras de 12 cm apoyada sobre muros de mampostería perimetrales (no en la fachada) y columnas de acero de sección cajón cuadradas aproximadamente 25 centímetros (fig. 4.3). Para la cimentación, se consideró una de acuerdo a las cimentaciones típicas de los años sesenta para edificios de mediana altura, para lo cual se supuso un cajón de cimentación, con una losa rígida de 20 cm apoyada sobre contra trabes y desplantada a 1.5 m de la superficie.



Figura 4.3. Etapa de demolición del edificio Álvaro Obregón 284, (<https://obras.cdmx.gob.mx/comunicacion/nota/finaliza-sobse-demolicion-del-edificio-de-alvaro-obregon-284>)

De acuerdo con información disponible en reportajes de la prensa (<https://www.animalpolitico.com/2017/09/irregularidades-la-construccion-del-edificio-alvaro-obregon-retrasan-labores-rescate/>), el edificio de oficinas de Álvaro Obregón, de siete pisos, fue construido en dos etapas. En su primera etapa, sólo se construyó hasta el cuarto nivel, nivel que fue destinado en su momento como azotea, lo cual constaba de 10 cm de losa maciza, 30 cm de relleno y 10 cm de mortero (fig. 4.4), por lo cual al construir los tres pisos restantes, esta losa incrementó aún más sus cargas tanto vivas como muertas. La losa del nivel siete, en la segunda etapa de construcción, fue hecha como la del nivel cuatro en la primera etapa de construcción, el resto de los pisos fueron losas planas “aligeradas” con un peralte de 30 cm y nervaduras de 12 cm, para estos pisos utilizaron block hueco de concreto como cimbra permanente que ocupan los espacios entre nervaduras, algo común en esos años, por lo que se hizo un edificio muy pesado. El sistema estructural constaba de marcos de concreto reforzado con traveses de 30 x 60 cm y columnas de 40 x 60 cm. Como se mencionó antes, estas dimensiones se estimaron a partir de fotografías, los cuales para obtener todas las dimensiones se escaló con algunas referencias que se veían, por lo que cada uno de los datos proporcionados son aproximados. Para la cimentación se consideró un cajón con un espesor de losa de 30 cm desplantada a una profundidad de 1.5 m, apoyada en contratrabes y pilotes de fricción, una cimentación común en esa época.

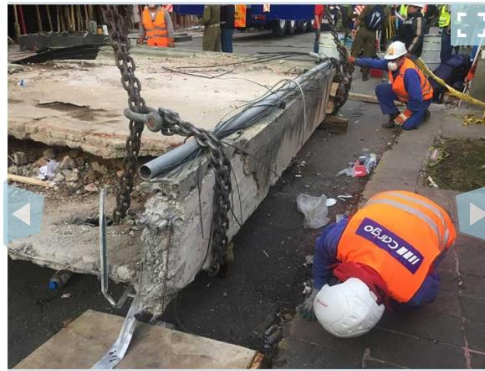
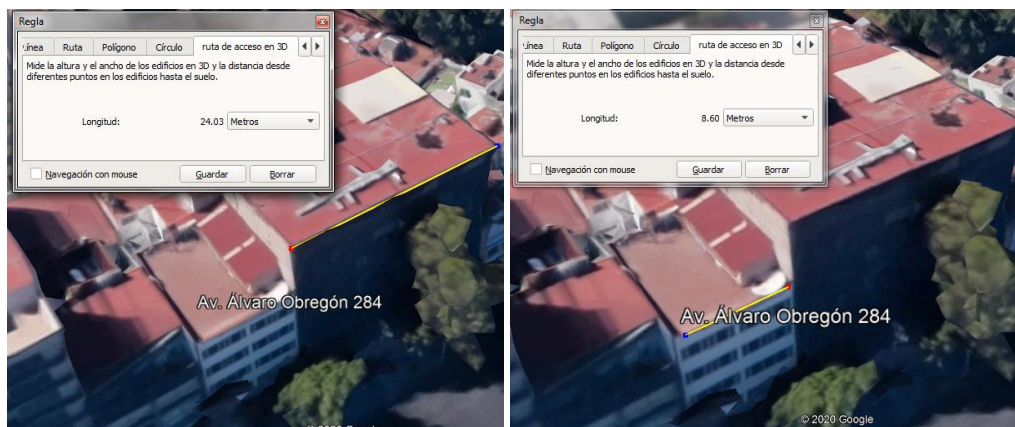


Figura 4.4. Sistema de piso de la Azotea del edificio Álvaro Obregón 286 (<https://www.excelsior.com.mx/comunidad/2017/09/28/1191202#imagen-2>)



a) Fachada de 24 m para el edificio de siete niveles

b) Fachada de 8.6 m de largo para el edificio de cinco niveles

Figura 4.5. Dimensión de la fachada de cada edificio (imágenes de Google Earth)

4.2. Consideraciones hechas para definir las dimensiones de los edificios

Las dimensiones en planta como en altura, fueron aproximadas con ayuda de Google Earth para tener una idea general del área de cada edificio, por lo que las dimensiones obtenidas son de 8.60 m para el edificio de cinco niveles y 24 m para el edificio de siete (fig. 4.5). En la figura 4.6, se aprecia que la planta del edificio de siete niveles es aproximadamente cuadrada de aproximadamente 24 x 24 m, y que el edificio de cinco niveles es muy rectangular con aproximadamente el mismo largo, por lo que las dimensiones finales son de 8.6 x 24 m.



Figura 4.6. Vista en planta de los edificios en estudio (Imagen obtenida de Google Earth)



a) Cinco ejes de columnas para el edificio de siete niveles



b) Tres ejes de columnas para el edificio de cinco niveles

Figura 4.7. Ejes de columnas para los edificios en estudio (imágenes de Google Maps)

Con las dimensiones en planta establecidas, se procedió a calcular de manera aproximada la distancia que hay de columna a columna, y se ajustaron de manera simétrica con el número de columnas que hay en cada edificio (fig. 4.7). Para las elevaciones, se tomó una imagen y se escaló la altura de cada entrepiso con relación a la medida de la fachada con ayuda de AutoCAD (2018).

En resumen, el edificio de cinco niveles cuenta con una planta rectangular de 8.6 m de ancho y 24 m de largo, el edificio cuenta con dos crujiás en la dirección X y con seis crujiás en la dirección Y con claros de 4.3 y 4 metros, respectivamente (fig. 4.8). La altura del primer entrepiso es de 3.5 m, y la altura del entrepiso dos al cinco, es de 2.3 m, por lo que la altura total del edificio es de 12.7 m (fig. 4.9). El edificio de siete niveles cuenta con una planta casi cuadrada de 24 x 24 metros, con dos entrantes en los laterales de aproximadamente 6 x 6, formando una planta efectiva en forma de I, el edificio tiene cuatro crujiás en la dirección X y cuatro en la dirección Y con claros de 6 metros. La altura del primer entrepiso es de 3.5 m, y la altura del entrepiso dos al siete es de 2.4 m (fig. 4.8), por lo que la altura total del edificio es de 17.9 m (fig. 4.9).

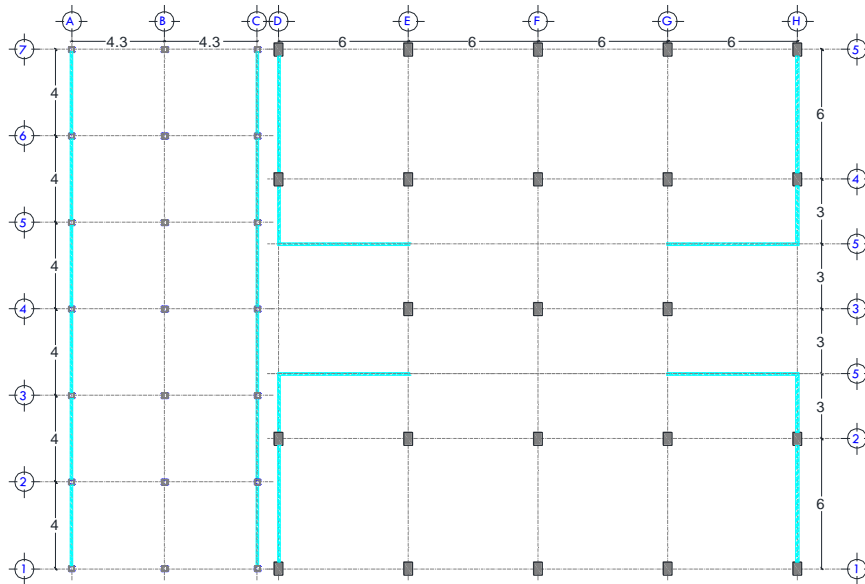


Figura 4.8. Vista en planta de los edificios en estudio

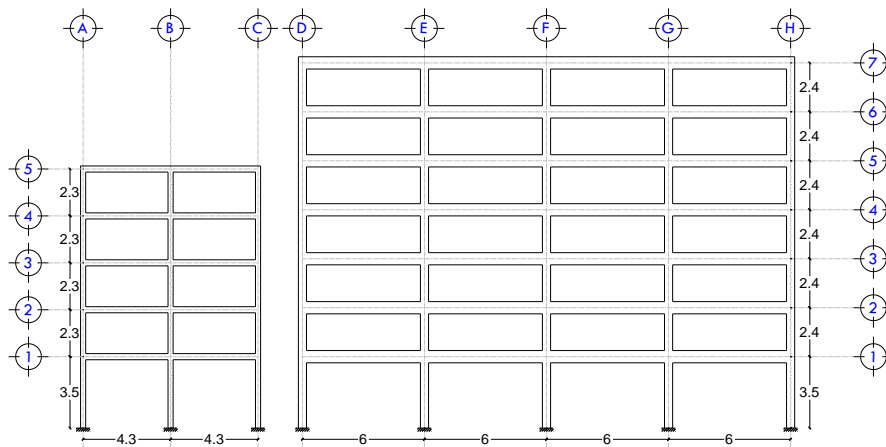


Figura 4.9. Elevación de los marcos en dirección X de los edificios en estudio

4.3. Descripción del modelo tridimensional en base rígida de cada edificio en Etabs

El modelado de las estructuras fue realizado con el programa de análisis ETABS en su versión 17. Para ambos edificios se consideraron secciones gruesas en vigas y columnas. Los nudos viga-columna se modelaron como zonas de rigidez infinita, donde el 50% de la longitud del nudo se considera infinitamente rígido (Tena 2007). Para el edificio de siete niveles no se consideró la contribución de la rigidez de la losa a flexión fuera de su plano.

Para el edificio de cinco niveles se consideró la aportación de la rigidez de la losa, como ya se mencionó antes, esta es una losa de casetones que está apoyada sobre las columnas, por lo que para tomar en cuenta esta rigidez, se modeló como una sección T. Los patines de cada elemento se calcularon con la expresión $b_f=C+3h$ (Rodríguez *et al.* 1995), donde b_f es el ancho de todo el patín, C es el lado menor de la columna y h es el peralte total de la losa. Con los valores de $C = 25$ cm y $h = 25$ cm, el ancho del patín de la trabe T es de 100 cm, si los casetones son de 60 x 60 cm, esto quiere decir que en un ancho de 100 cm, caben dos nervaduras, por lo que las dimensiones finales de la sección T es de $b_w = 24$ cm, $b_f = 100$ cm y $h = 25$ cm (fig. 4.10). Las columnas de acero son de sección cajón de 25 x 25 cm con un espesor $e = 1.27$ cm (1/2 pulgada). Para este primer modelo se desprecia los efectos de la interacción suelo-estructura.

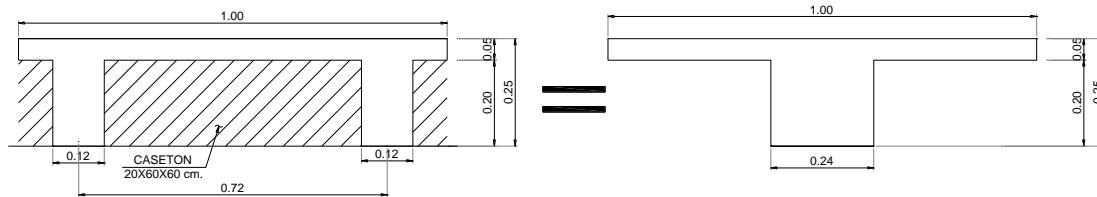


Figura 4.10. Dimensión de la sección T para considerar la rigidez que aporta la losa

Las cargas verticales consideradas se presentan en las tablas 4.1 y 4.2 y las resistencias de los materiales empleados se muestran en la tabla 4.3.

Tabla 4.1. Cargas verticales del edificio de cinco niveles

Azotea (Pendiente menor 5%)		Entrepisos	
Carga Muerta		Carga Muerta	
Relleno (e=10cm)	120 kg/m ²	Loseta	60 kg/m ²
Firme (e=5cm)	90 kg/m ²	Mortero (e=2cm)	36 kg/m ²
Aplanado (e=1.5cm)	27 kg/m ²	Firme (e=3cm)	54 kg/m ²
Total	237 kg/m ²	Aplanado (e=1.5cm)	27 kg/m ²
		Total	177 kg/m ²
Peso de Losa		Peso de Losa	
Sistema de piso	268 kg/m ²	Sistema de piso	268 kg/m ²
Carga por reglamento	40 kg/m ²	Carga por reglamento	40 kg/m ²
Total	308 kg/m ²	Total	308 kg/m ²
Carga muerta total	545 kg/m ²	Carga muerta total	485 kg/m ²
Carga viva accidental	70 kg/m ²	Carga viva accidental	180 kg/m ²
Carga total	615 kg/m ²	Carga total	665 kg/m ²

Tabla 4.2. Cargas verticales del edificio de siete niveles

Entrepisos 1, 2, 3, 5 y 6		Entrepiso 4	
Carga Muerta		Carga Muerta	
Loseta	60 kg/m ²	Loseta	60 kg/m ²
Mortero (e=2cm)	36 kg/m ²	Mortero (e=2cm)	36 kg/m ²
Firme (e=3cm)	54 kg/m ²	Firme (e=10cm)	180 kg/m ²
Aplanado (e=1.5cm)	27 kg/m ²	Aplanado (e=1.5cm)	27 kg/m ²
Total	177 kg/m ²	Relleno (e=30cm)	450 kg/m ²
		Total	753 kg/m ²
Peso de Losa		Peso de Losa	
Sistema de piso	616 kg/m ²	Sistema de piso	240 kg/m ²
Carga por reglamento	40 kg/m ²	Carga por reglamento	40 kg/m ²
Total	656 kg/m ²	Total	280 kg/m ²
Carga muerta total	833 kg/m ²	Carga muerta total	1033 kg/m ²
Carga viva accidental	180 kg/m ²	Carga viva accidental	180 kg/m ²
Carga total	1013 kg/m ²	Carga total	1213 kg/m ²

Tabla 4.2. Cargas Verticales del edificio de siete niveles (continuación)

Azotea (Pendiente menor 5%)	
Carga Muerta	
Relleno (e=30cm)	450 kg/m ²
Firme (e=10cm)	180 kg/m ²
Aplanado (e=1.5cm)	27 kg/m ²
Total	657 kg/m ²
Peso de Losa	
Sistema de piso	240 kg/m ²
Carga por reglamento	40 kg/m ²
Total	280 kg/m ²
Carga muerta total	937 kg/m ²
Carga viva accidental	70 kg/m ²
Carga total	1007 kg/m ²

En las tablas 4.4 y 4.5 se muestran las propiedades dinámicas de los dos edificios, reportando también el porcentaje de masa asociada a cada modo. En las figuras 4.11 y 4.12 se muestran los modelos de análisis y los tres primeros modos de los edificios. Se observa que el periodo fundamental de vibrar para cada edificio, son periodos altos para los comunes que se obtienen

para edificios de cinco y siete niveles, pero esto se justifica, ya que para el edificio de cinco pisos, al no tener trabes, la rigidez lateral está dada mayormente por unas columnas de acero muy flexibles (poco peralte) y una losa plana reticular de muy poco peralte, por lo que se hace un sistema flexible, y para el caso del edificio de siete niveles, las masas excesivas en los sistemas de pisos hace que el periodo aumente notablemente.

Tabla 4.3. Propiedades de los materiales empleados para los modelos

Propiedad	Concreto	Acero
f'_c (kg/cm ²)	210	
f_y (kg/cm ²)		4,200
γ (kg/m ³)	2,400	7,850
E (kg/cm ²)	10,000 $\sqrt{f'_c}$	2,000,000
ν	0.2	0.3

Tabla 4.4. Propiedades dinámicas del edificio de cinco niveles

Modo	Dirección	Periodo [s]	Masa modal (%)		
			X	Y	θ
1. Primer modo traslación	X	1.087	87.48	0.00	0.00
2. Primer modo traslación	Y	0.973	0.00	88.82	0.00
3. Primer modo rotacional	θ	0.926	0.00	0.00	87.88
4. Segundo modo traslación	X	0.313	9.31	0.00	0.00
5. Segundo modo traslación	Y	0.286	0.00	8.45	0.00
6. Segundo modo rotacional	θ	0.270	0.00	0.00	9.04
7. Tercer modo traslación	X	0.151	2.45	0.00	0.00
8. Tercer modo traslación	Y	0.143	0.00	2.10	0.00
9. Tercer modo rotacional	θ	0.132	0.00	0.00	2.36
Σ % masas modales			99.24	99.37	99.28

Tabla 4.5. Propiedades dinámicas del edificio de siete niveles

Modo	Dirección	Periodo [s]	Masa modal (%)		
			X	Y	θ
1. Primer modo traslación	X	1.429	90.23	0.00	0.00
2. Primer modo traslación	Y	1.209	0.00	87.81	0.00
3. Primer modo rotacional	θ	1.128	0.00	0.00	88.92
4. Segundo modo traslación	X	0.452	7.18	0.00	0.00
5. Segundo modo traslación	Y	0.380	0.00	8.43	0.00
6. Segundo modo rotacional	θ	0.357	0.00	0.00	7.80
7. Tercer modo traslación	X	0.248	1.75	0.00	0.00
8. Tercer modo traslación	Y	0.202	0.00	2.40	0.00
9. Tercer modo rotacional	θ	0.194	0.00	0.00	2.13
Σ % masas modales			99.16	98.64	98.85

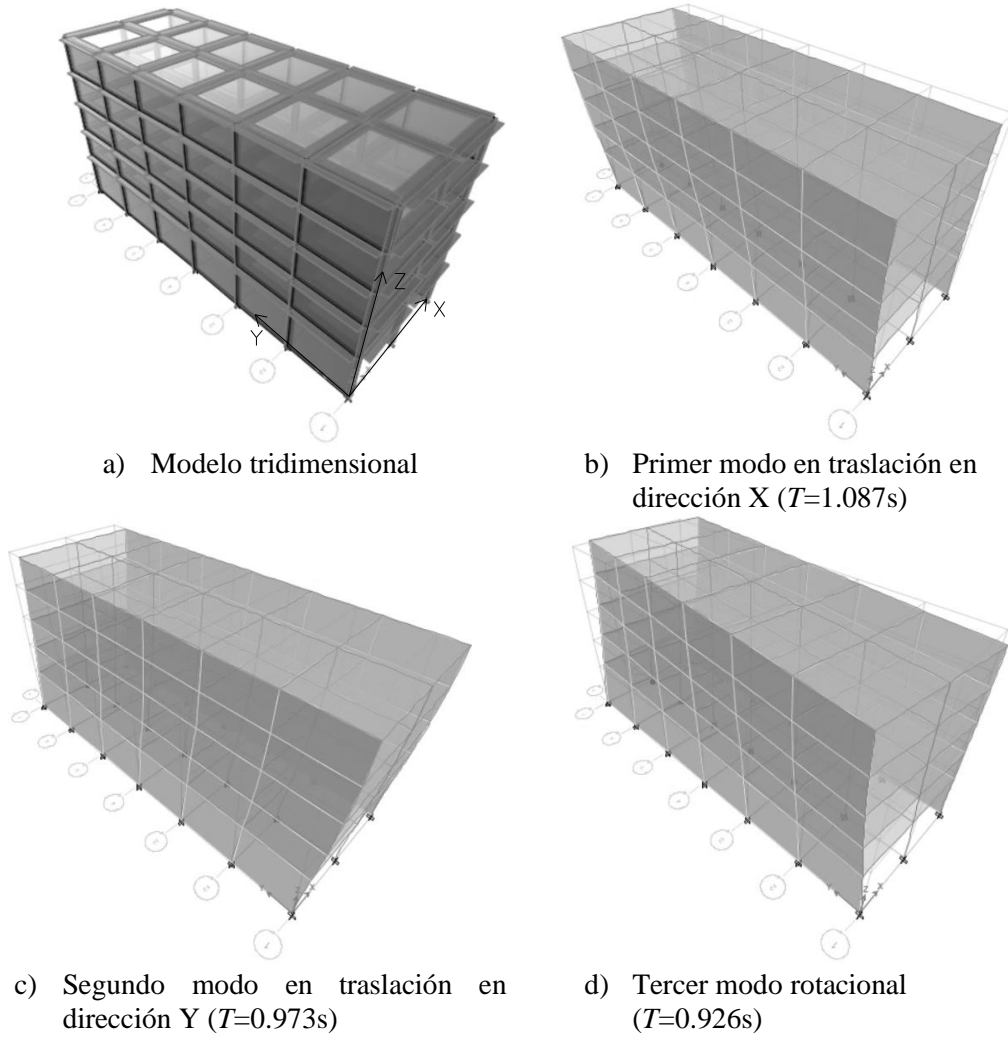


Figura 4.11. Modelo tridimensional y modos de vibrar del edificio de cinco niveles

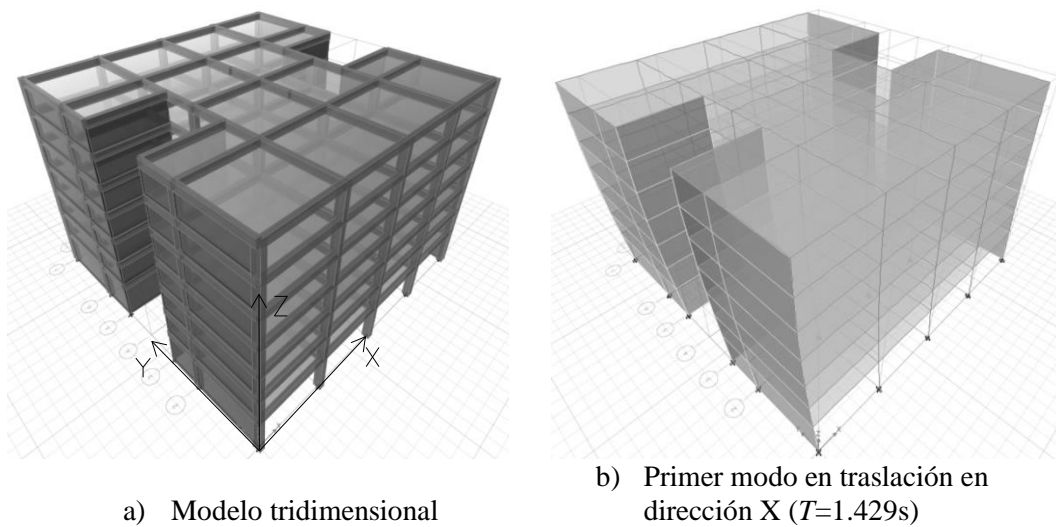
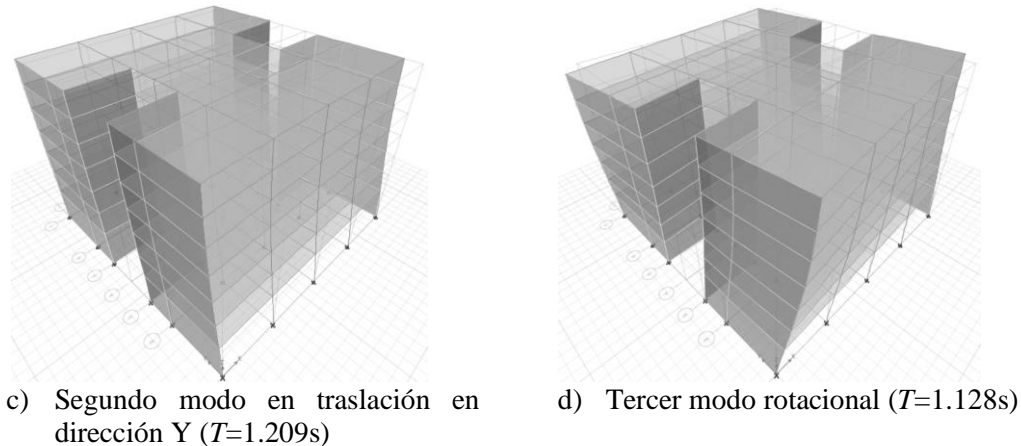


Figura 4.12. Modelo tridimensional y modos de vibrar del edificio de siete niveles



c) Segundo modo en traslación en dirección Y ($T=1.209s$) d) Tercer modo rotacional ($T=1.128s$)

Figura 4.12. Modelo tridimensional y modos de vibrar del edificio de siete niveles (continuación)

4.4. Definición de marcos dinámicamente equivalentes en 2D para modelar el choque estructural en base rígida

4.4.1. Equivalencia dinámica de los marcos representativos con respecto al modelo 3D

Para el modelado del choque estructural, se emplearon marcos dinámicamente equivalentes en 2D de los edificios en estudio. Los marcos seleccionados para realizar este estudio fueron los del eje 4 para el edificio de cinco niveles y el eje 3 para el edificio de siete niveles. Fue necesario hacer algunas pruebas de calibración ante la acción de fuerzas gravitacionales y sísmicas para saber si los resultados obtenidos del modelo bidimensional realmente eran representativos del sistema tridimensional. La calibración se llevó a cabo realizando análisis elásticos y sometidos a un registro de aceleraciones, el registro utilizado fue el de SCT85-EW. Para los dos edificios se realizaron las siguientes pruebas de calibración:

1. Se revisó los periodos de los tres primeros modos de vibrar traslacionales (figs. 4.13 y 4.14), verificando la rigidez lateral y las masas de cada piso. Para este cálculo de los periodos, se consideró que la incertidumbre se encuentra en la masa y no en la rigidez del sistema, para esto, la masa se obtuvo repartiendo la masa de cada piso entre el número de marcos en la dirección de análisis conforme a su rigidez lateral. En la tabla 4.6 se muestran los resultados obtenidos para los dos edificios.
2. Se revisó de manera puntual los desplazamientos obtenidos en la azotea y en el primer piso (figs. 4.15 y 4.17), y de manera general las distorsiones y cortantes máximos de todos los entrepisos (figs. 4.16 y 4.18).

Tabla 4.6. Comparación de los periodos obtenidos del modelo bidimensional con respecto al sistema tridimensional

Periodos Modo	Edificio 5 niveles			Edificio 7 niveles		
	T_{3D} [s]	T_{2D} [s]	Diferencia (%)	T_{3D} [s]	T_{2D} [s]	Diferencia (%)
1. Primer modo traslación	1.0872	1.0873	0.01%	1.4289	1.4289	0.00%
2. Segundo modo traslación	0.3132	0.3132	0.02%	0.4518	0.4520	0.05%
3. Tercer modo traslación	0.1513	0.1514	0.05%	0.2476	0.2474	0.05%

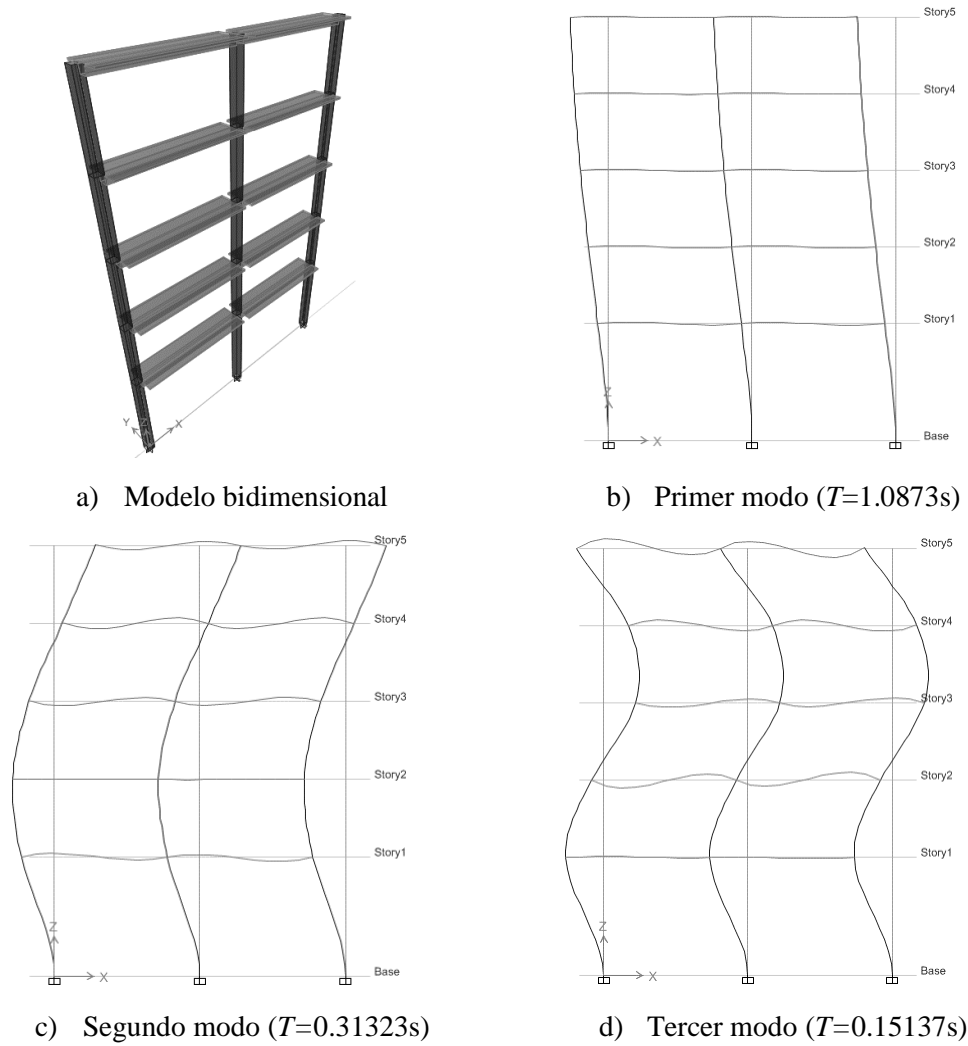


Figura 4.13. Modelo bidimensional y modos de vibrar para el edificio de cinco niveles

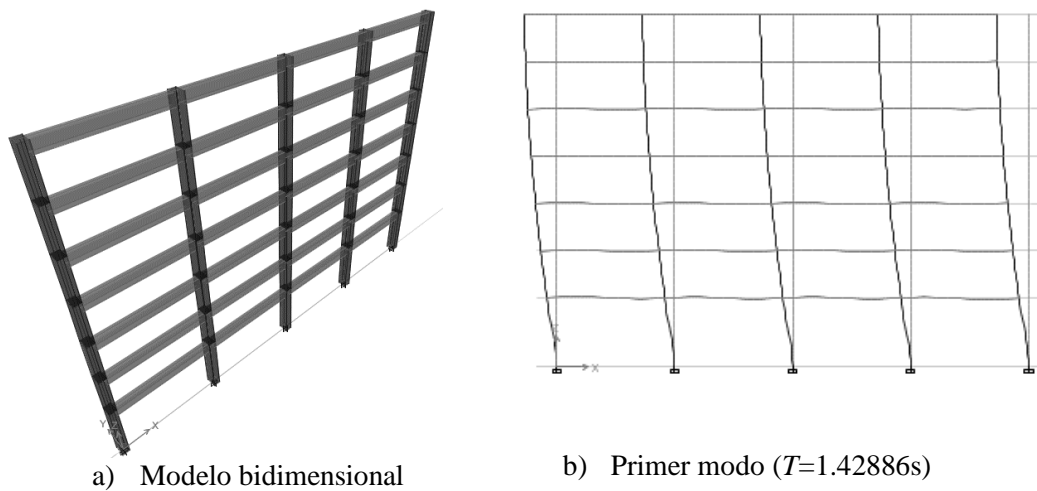
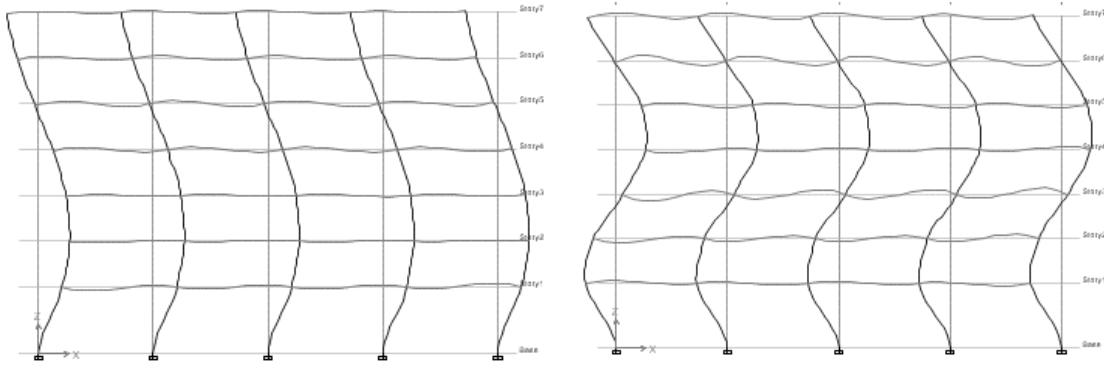


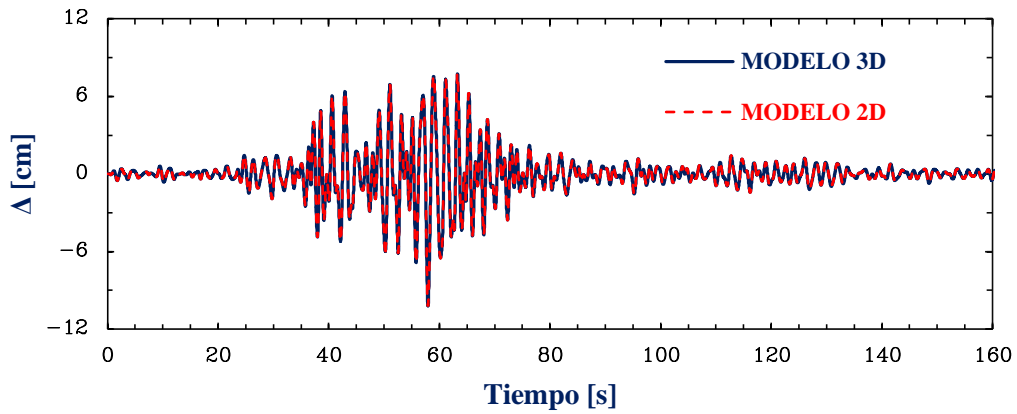
Figura 4.14. Modelo bidimensional y modos de vibrar para el edificio de siete niveles



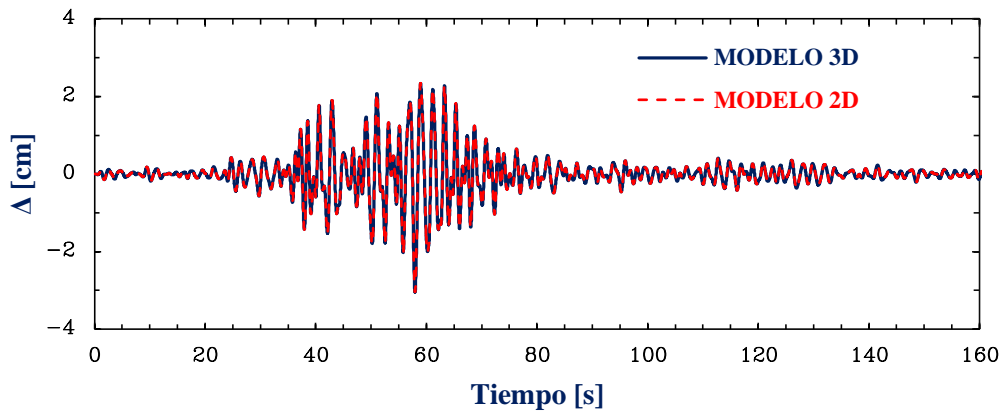
c) Segundo modo ($T=0.45201s$)

d) Tercer modo ($T=0.24744s$)

Figura 4.14. Modelo bidimensional y modos de vibrar para el edificio de siete niveles (continuación)



a) Desplazamientos en azotea



b) Desplazamientos en el primer piso

Figura 4.15. Comparación de las respuestas en desplazamientos para el edificio de cinco niveles

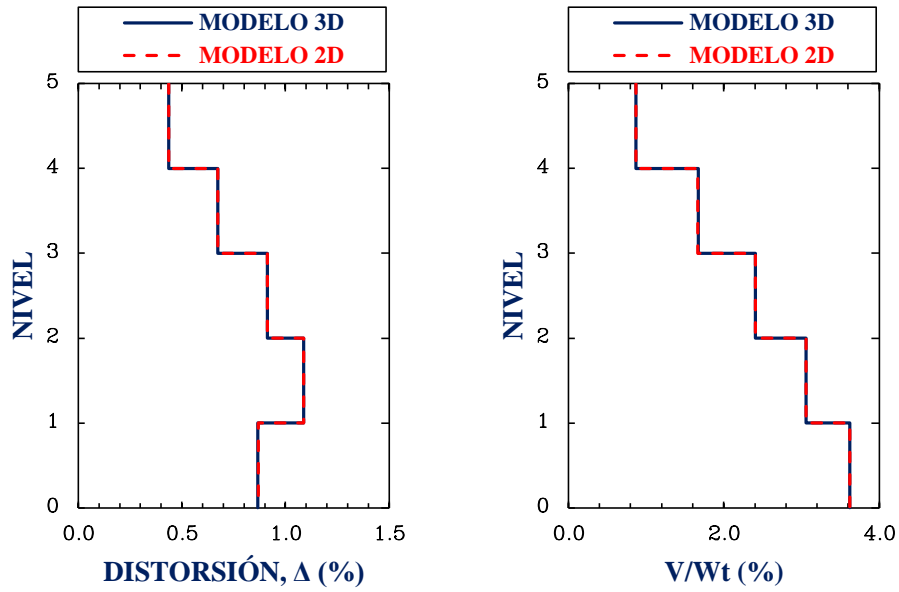
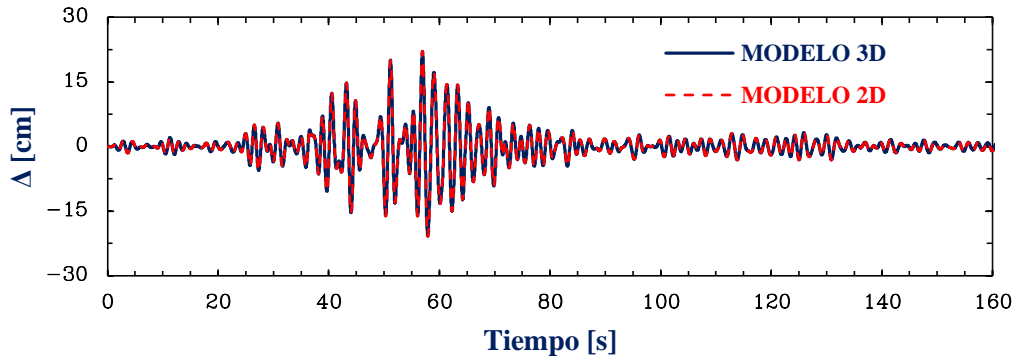
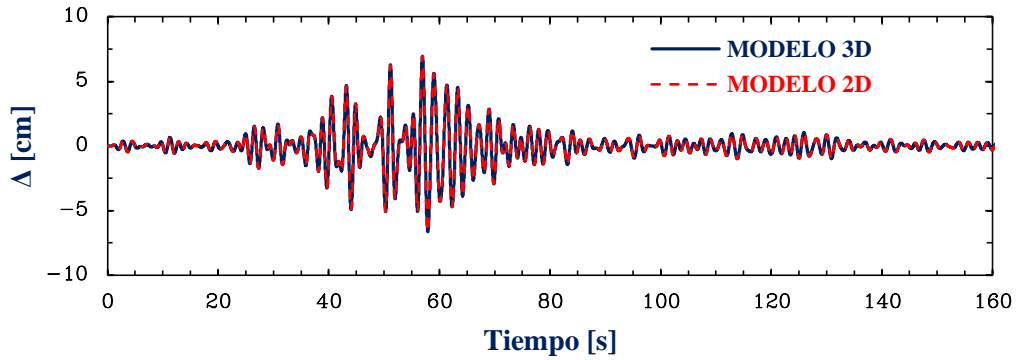


Figura 4.16. Comparación de las distorsiones y cortante máximos para el edificio de cinco niveles, $W_T=673.76$ Ton



a) Desplazamientos en azotea



b) Desplazamientos en el primer piso

Figura 4.17. Comparación de las respuestas en desplazamientos para el edificio de siete niveles

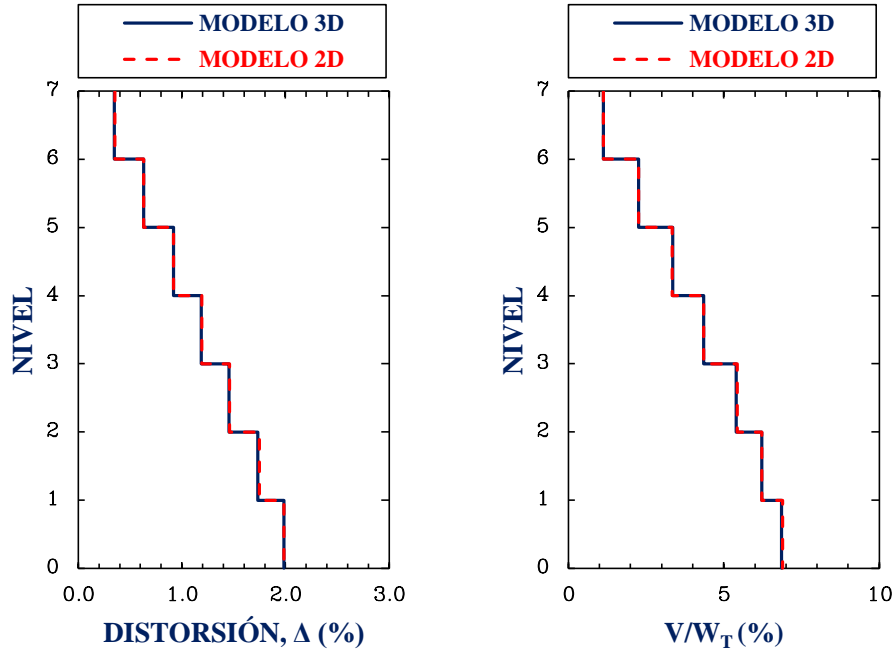


Figura 4.18. Comparación de las distorsiones y cortante máximos para el edificio de cinco niveles, $W_T=5118.72$ Ton

Con los resultados obtenidos, se demuestra que los marcos son dinámicamente equivalentes a los modelos tridimensionales en la dirección traslacional en estudio, por lo que se concluye que sí son representativos de todo el edificio.

4.4.2. Modelo elástico del choque estructural

El choque estructural, cuando los edificios tienen comportamiento elástico, se modeló con un elemento gap que se encuentra dentro de la paquetería de Etabs (CSI-2016 2016). Este elemento es del tipo no lineal y sólo funciona cuando se realiza un análisis en el tiempo. El concepto general de este elemento, es saber cuándo dos estructuras estarán en contacto en algún determinado momento, sea i y j dos nodos que se encuentran separados a una cierta distancia (fig. 4.19), estos estarán en contacto cuando:

$$f = \begin{cases} k [s + (\Delta_j - \Delta_i)], & s + (\Delta_j - \Delta_i) < 0 \\ 0, & s + (\Delta_j - \Delta_i) \geq 0 \end{cases} \quad (4.1)$$

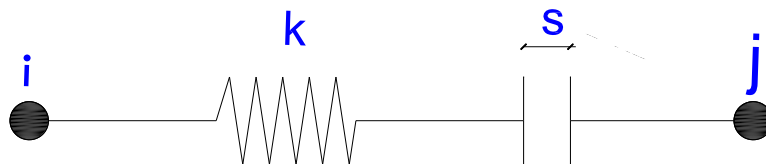


Figura 4.19. Esquema conceptual del elemento tipo gap

Donde Δ_i y Δ_j son los desplazamientos de los nodos i y j , respectivamente, k es la rigidez del resorte y s es la separación que hay entre los nodos.

Para ilustrar el uso del elemento gap para modelar golpes entre edificios, se realizó una calibración con el ejemplo propuesto en el manual de usuario de Etabs (CSI-2016 2016). El ejemplo consiste de dos marcos planos, uno de dos crujiás y siete niveles y el otro edificio de una crujiá y cuatro niveles, separados a una distancia de 0.25 in y conectados a elementos gap con rigidez de $k = 1000000$ lb/in (fig. 4.20), los edificios son sometidos al registro de aceleraciones El Centro 1940 N-S (fig. 4.21).

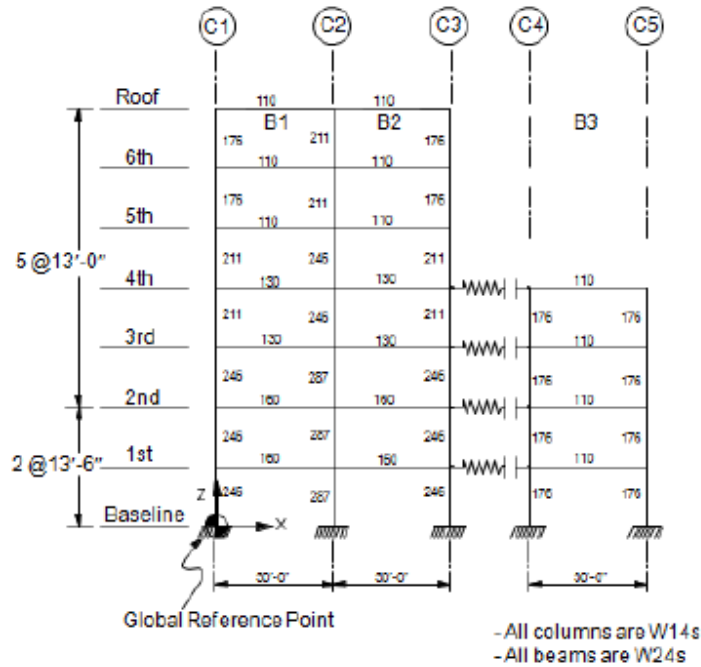


Figura 4.20. Marcos planos unidos por elementos gap (CSI-2016 2016)

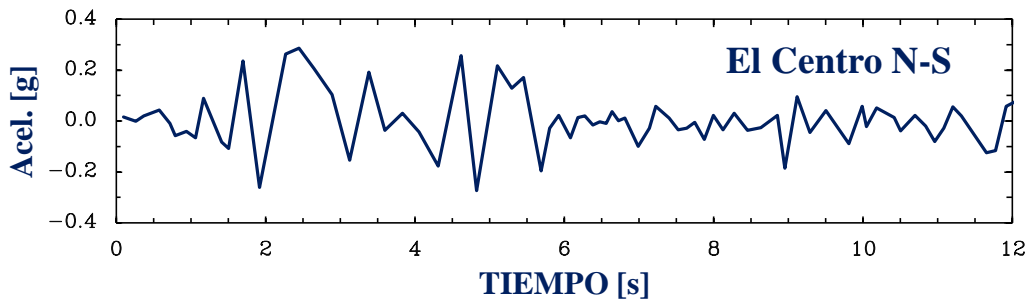


Figura 4.21. Registro de aceleraciones El Centro 1940 N-S

A partir de los resultados de este análisis se muestra que el modelado del choque estructural se puede realizar con este elemento gap, ya que se calcula la fuerza con la que éstos se golpean (fig. 4.22) según la ecuación 4.1, lo cual es una ventaja para este trabajo de investigación, ya que se puede ir variando las separaciones entre los edificios al punto en que el elemento gap ya no transmita fuerza. La desventaja de este elemento es que no modela correctamente los desplazamientos con lo que físicamente se esperaría al instante del choque, ya que permite el desplazamiento libre de las estructuras, haciendo parecer que los edificios penetran uno al otro, lo cual en la realidad eso no sucede cuando se trata de marco a marco (fig. 4.23).

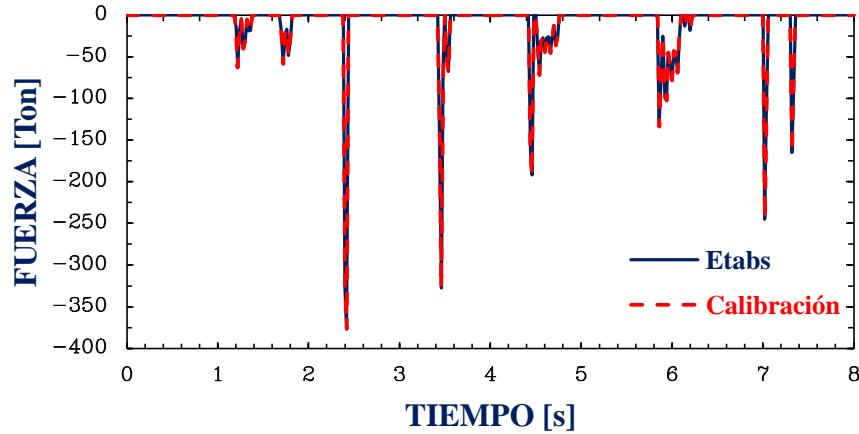


Figura 4.22. Historia de las fuerzas de choque del elemento Gap

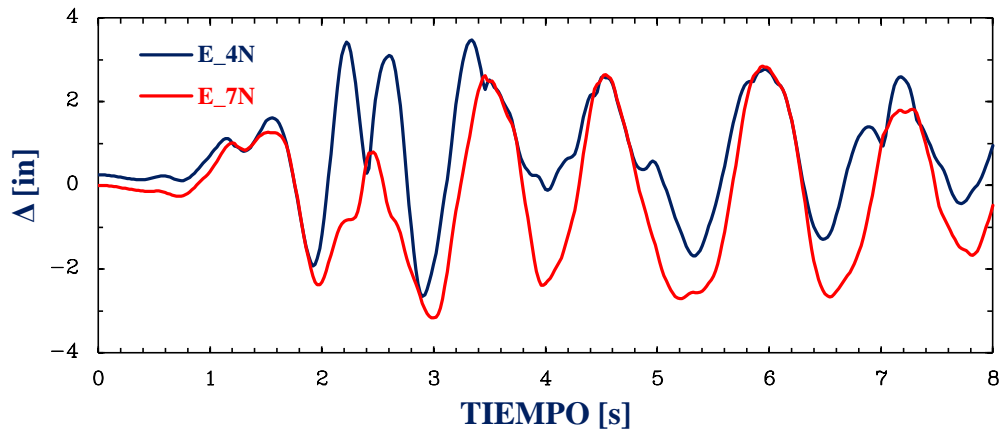
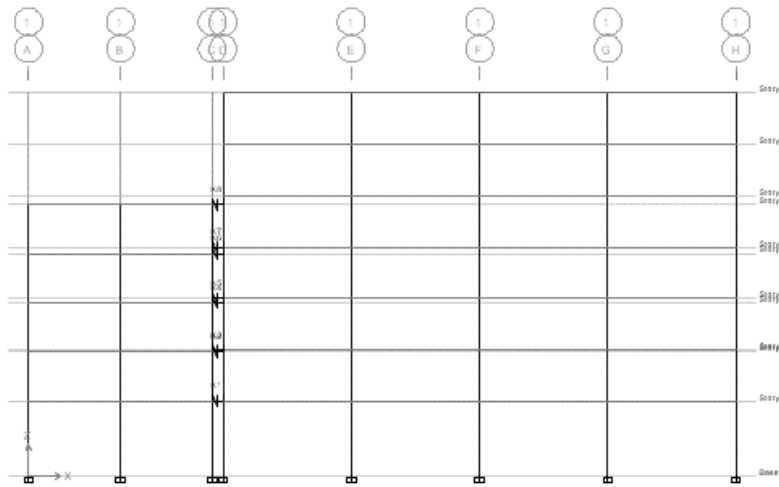


Figura 4.23. Historia de desplazamientos de los edificios de cuatro y siete niveles

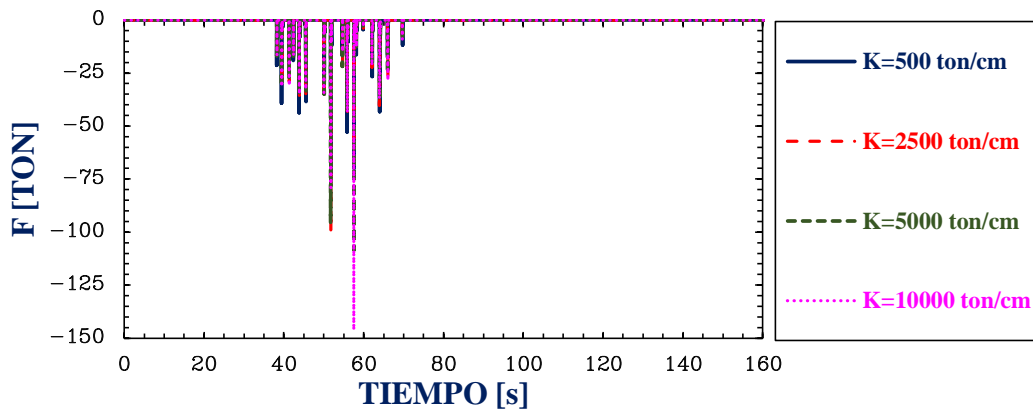
En este estudio no sólo es importante saber la separación a la cual las estructuras dejarán de chocar, lo que el modelado con el elemento gap no los permitiría conocer, sino también es importante saber la magnitud de la fuerza con la que los edificios se golpean si se pretende conocer la respuesta que esto ocasiona. Para ello, es necesario estimar de la manera más razonable el valor de la rigidez del resorte gap K , pues como se muestra en la figura 4.24 b, para distintos valores de K , la magnitud de la fuerza varía (tabla 4.7), pero no así los desplazamientos (fig. 4.24c). Como ya se comentó en el capítulo 3, varios autores propusieron ecuaciones para el cálculo de esta constante K , por lo que en este trabajo se estimaran con la propuesta de Xu *et al.* (2016). Esta propuesta toma como base la rigidez axial del sistema de piso (ecuación 4.3), y como se sabe, en los edificios existen varios tipos de losas, pero para el caso de estudio, con base en el tablero de contacto, suponiendo que la longitud de contacto del tablero en la zona de choque (dirección perpendicular al choque) es L_{con} , el espesor de la losa maciza es t_s , y que la longitud del tablero en la dirección del choque es L_2 , y que el módulo de elasticidad de la losa es E . Para una losa maciza, la rigidez axial se calcula como (Tena 2019a):

$$k_a = \frac{EA}{L_2} = \frac{EL_{con}t_s}{L_2} \quad (4.2)$$

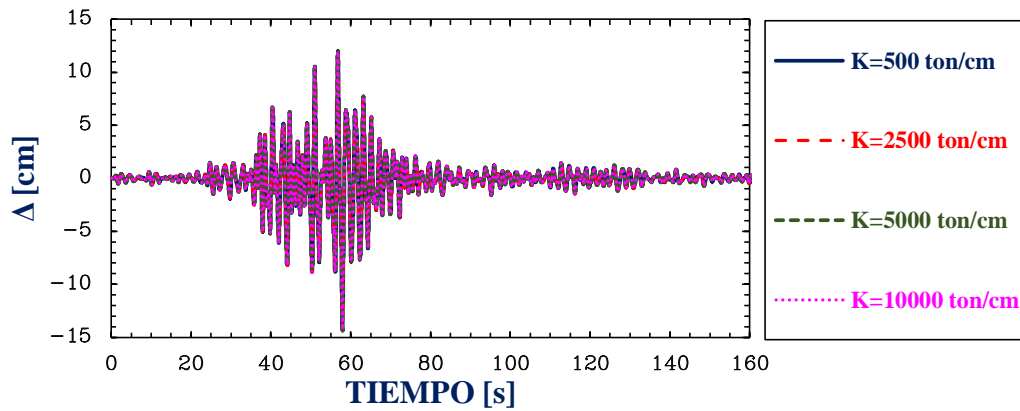
$$K = \frac{m_2}{m_1 + m_2} k_a e^{\left(\frac{2Inr}{\pi} \text{sen}^{-1}\left(\frac{\pi}{\sqrt{\pi^2 + Inr^2}}\right)\right)} \quad (4.3)$$



a) Modelo bidimensional en Etabs



b) Historia de fuerzas de choque para distintos valores de constantes k



c) Historia de desplazamientos para distintos valores de constante k

Figura 4.24. Modelo de choque estructural de los edificios Álvaro Obregón 284 y 286, con un comportamiento elástico de los edificios, y la variación de las fuerzas de choque para distintos valores de rigidez del elemento gap, $s = 5 \text{ cm}$

Tabla 4.7. Variación de la fuerza máxima de choque en función de la rigidez del elemento gap

Rígidez K [Ton/cm]	Fuerza máxima de choque	
	Fmax [Ton]	Cambio
500	72.80	0.00%
2500	99.92	37.26%
5000	108.44	48.97%
10000	146.14	100.76%

Para el caso de una losa reticular, t_s es el espesor del firme de compresión y se tendría que sumar la rigidez de las nervaduras. Suponiendo que tienen un ancho b_i y un peralte total h , y que existen n nervaduras en el claro, la rigidez de la losa reticular se calcula como (Tena 2019a):

$$k_a = \frac{EA}{L_2} = \frac{E[L_{con}t_s + (h - t_s)] \sum_{i=1}^n b_i}{L_2} \quad (4.3)$$

Es importante resaltar que L_{con} es crítico, ya que en un modelo de marco equivalente tendría que ser el ancho tributario del marco de contacto, por lo que en un marco interior debe ser el promedio de los claros entre las columnas y las vigas del marco, y en uno exterior, la mitad del claro respectivo (Tena 2019a). En la tabla 4.8 se muestra los valores de la rigidez axial de las losas de cada edificio y en la tabla 4.9 la rigidez de la constante k del elemento gap. En total, son ocho los elementos gap que se utilizaron para este modelo y como se muestra no todos son choque losa con losa (fig. 4.25). Para los gap que no son choque losa con losa, el valor de la constante K será igual al valor de la rigidez axial de la losa del gap en cuestión.

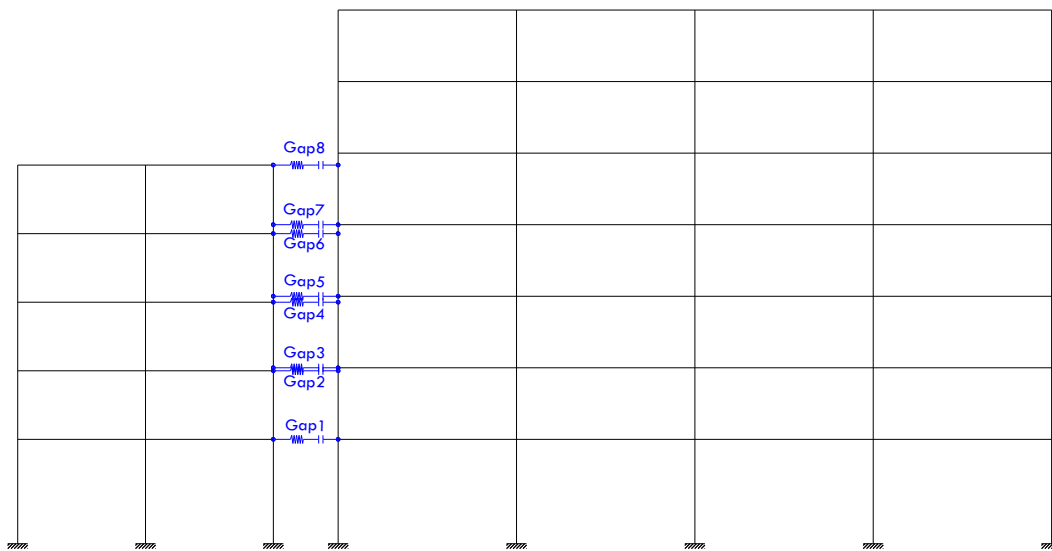


Figura 4.25. Modelo de choque estructural para los edificios Álvaro Obregón 284 y 286

Tabla 4.8. Cálculo de la rigidez axial del sistema de piso de cada edificio

Edificio	Nivel	E [Ton/cm ²]	L _{con} [cm]	n	b [cm]	h [cm]	t _s [cm]	L ₂ [cm]	kAxial [Ton/cm]
AO 284	1 a 5	144.91	400	6	12	25	5	430	1159.31
AO 286	1,2,3,5 y 6	144.91	600	9	12	30	5	600	1376.68
AO 286	4 y 7	144.91	600	---	---	---	10	600	1449.14

Tabla 4.9. Cálculo de la constantes del elemento gap

GAP	Tipo de choque		Rigidez axial		masas		K _{gap} [Ton/cm]
	AO 284	AO 286	AO 284	AO 286	AO 284	AO 286	
	[Ton/cm]	[Ton/cm]	[Ton-s ² /cm]	[Ton-s ² /cm]	[Ton-s ² /cm]	[Ton-s ² /cm]	
1	Losa	Losa	1159.31	1376.68	0.0185	0.1468	694.78
2	Losa	Columna	1159.31	---	0.0183	1.41E-03	1159.31
3	Columna	Losa	---	1376.68	2.22E-04	0.1442	1376.68
4	Losa	Columna	1159.31	---	0.0183	1.41E-03	1159.31
5	Columna	Losa	---	1376.68	2.22E-04	0.1442	1376.68
6	Losa	Columna	1159.31	---	0.0183	1.41E-03	1159.31
7	Columna	Losa	---	1449.14	2.22E-04	0.1705	1449.14
8	Losa	Columna	1159.31	---	0.0188	1.41E-03	1159.31

4.4.3. Modelado no lineal del choque estructural

El choque estructural, cuando los edificios tienen comportamiento inelástico, se modeló conforme a la propuesta de Muthukumar (2003) para no exagerar la magnitud del impacto y así tomar en cuenta la cantidad de energía que se disipa durante el choque. Para este modelo, se emplea un elemento de longitud cero inelástico bilineal (fig. 4.27) que se conecta en serie al elemento gap (fig. 4.26). El elemento de longitud cero se crea teniendo dos nodos con las mismas coordenadas, lo que el programa Etabs no lo permite hacer, por lo que se requirió realizar un artificio para poder lograr este elemento de longitud cero. Este elemento identificado como **IT_i** se modeló como un elemento link tipo MultiLinear Plastic que se encuentra en Etabs dándole propiedades no lineal con una curva de histéresis tipo kinematic. Para este modelo el elemento gap se identificará como **RL_i**.

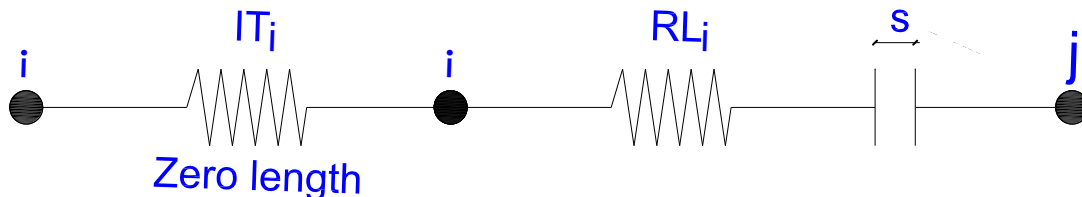


Figura 4.26. Esquema conceptual del modelo de choque propuesto por Muthukumar

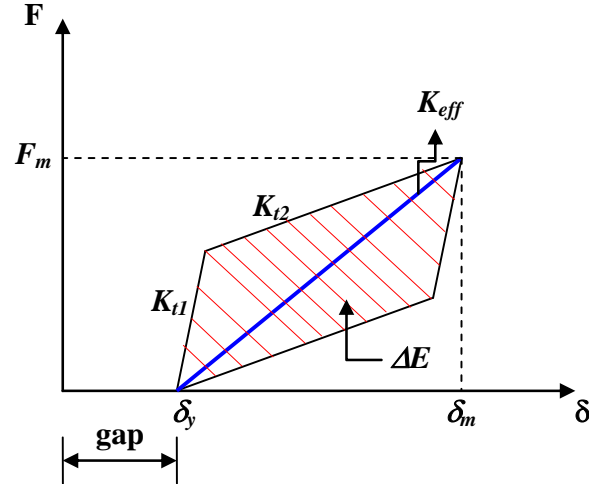


Figura 4.27. Curva bilineal de la armadura equivalente inelástica del modelo de Muthukumar

Para ilustrar la validación de este modelo en Etabs, se realizó una calibración con un modelo de choque de un marco de dos niveles con uno de tres niveles (fig. 4.28), los resultados de este modelo fueron comparados con los obtenidos en el Drain-2DX (Prakash *et al.* 1992) realizado por Tena (2019a), ya que es un software que tiene el elemento idóneo para modelar el choque estructural con la propuesta de Muthukumar y mayor precisión numérica, ya que realiza balance de energía en la solución numérica a cada instante de tiempo. Se consideró para ambos marcos un módulo de elasticidad de $E = 200 \text{ t/cm}^2$ y una relación de Poisson de $\nu = 0.4$. Las columnas son cuadradas de $60 \times 60 \text{ cm}$ y las vigas rectangulares de $30 \times 60 \text{ cm}$. El área de cortante de todos los elementos es $A_c = A/1.2$. En este modelo no se consideró zonas rígidas en vigas ni columnas, y se considera que las vigas de los marcos son axialmente rígidas, por lo que los desplazamientos laterales de sus extremos al mismo nivel son iguales. También se ignoran las cargas gravitacionales (peso propio y cargas vivas más muertas). Al ignorar estas cargas, por facilidad se consideraron las siguientes masas por nivel: $m_1 = 0.2 \text{ t-s}^2/\text{cm}$, $m_2 = 0.12 \text{ t-s}^2/\text{cm}$, $m_3 = 0.1 \text{ t-s}^2/\text{cm}$, $m_4 = 0.08 \text{ t-s}^2/\text{cm}$ y $m_5 = 0.05 \text{ t-s}^2/\text{cm}$. Se considera que el amortiguamiento viscoso equivalente de los elementos es $\zeta = 5\%$, y que la constante de amortiguamiento de Rayleigh es sólo equivalente a la rigidez, por lo que la constante β se calcula como:

$$\beta = \frac{\zeta T}{\pi} \quad (4.4)$$

donde T es el periodo fundamental de la estructura en cuestión. Así, para el marco de dos niveles, $\beta=0.01161561$ y para el marco de tres niveles, $\beta=0.01395065$. Los valores de los periodos se muestran en la tabla 4.10. Para el cálculo de las constantes de rigidez de impacto (elemento gap RL_1 y RL_2), se supuso que el marco de dos niveles tiene una losa maciza con espesor $t_s = 10 \text{ cm}$ y que la longitud promedio de las dos crujías perpendiculares al marco son de $L_{con} = 6 \text{ m}$ y que $E = 200 \text{ t/cm}^2$, por lo que la rigidez axial de la losa del marco de dos niveles es $k_{2niv} = 2400 \text{ t/cm}$. Para la losa del marco de tres niveles, se supuso una losa reticular con firme de compresión $t_s = 5 \text{ cm}$, peralte de $h = 35 \text{ cm}$ y un ancho promedio de nervaduras $b = 10 \text{ cm}$ con casetones separados a cada 40 cm , y que la longitud promedio de las dos crujías perpendiculares al marco son de $L_{con} = 5.5 \text{ m}$ y que $E = 200 \text{ t/cm}^2$. Considerando que en 550 cm hay 12 nervaduras aproximadamente, la rigidez de la losa de tres niveles de es $k_{3niv} = 1587.5 \text{ t/cm}$.

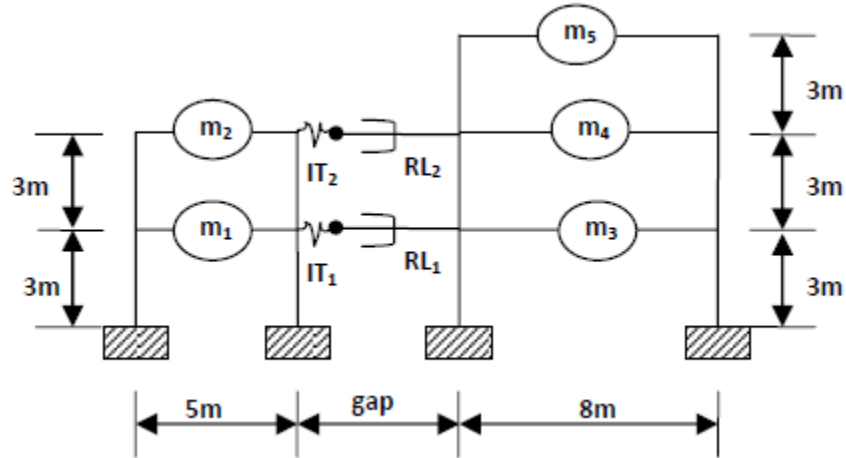


Figura 4.28. Choque estructural utilizando el modelo de Muthukumar (Tena 2019a)

Tabla 4.10. Periodos obtenidos en los programas Drain 2DX y Etabs

Edificio	Periodo fundamental	
	T _{DR2DX} [s]	T _{Etabs} [s]
2 Niveles	0.72983	0.72983
3 Niveles	0.87654	0.87654

Al igual que el modelo elástico del choque estructural, el cálculo de la de las rigideces del gap, se realizó de acuerdo con la propuesta de Xu *et al.* (2016), y de acuerdo con los resultados, el sistema más rígido es el marco de dos niveles. Estos valores se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.11. Cálculo de la rigidez de los elementos gap conforme a la propuesta de Xu *et al.* (2016)

Gap	k _{2niv} [Ton/cm]	m _{2niv} [Ton-s ² /cm]	m _{3niv} [Ton-s ² /cm]	k _{RLi} [Ton/cm]
R _{L1}	2400	0.20	0.10	668.215
R _{L2}	2400	0.12	0.08	801.858

Para el cálculo de las constantes de los elementos armadura inelástica equivalente (IT₁ e IT₂), para estimar la máxima penetración del impacto, se consideró como un impacto elástico bajo un modelo estereomecánico, según la propuesta por Van Mier *et al.* (1991). Si se considera conservadoramente que la velocidad de impacto se estima a partir del espectro de pseudoaceleraciones, para T_{2niv} = 0.72983s, se tiene que para el registro de aceleración SCT85-EW, v ≈ 34.75 cm/s = 0.3475 mm/ms, por lo que para el primer nivel sería:

$$\delta_m = \left[1.25 \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} \left(\frac{v^2}{k} \right) \right]^{2/5} \text{ (unidades: kN-mm-ms)} \quad (4.5)$$

$$\delta_{m1} = \left[1.25 \frac{(196200)(98100)}{196200 + 98100} \left(\frac{0.3475^2}{655.519} \right) \right]^{2/5} = 2.959 \text{ mm} \quad (4.6)$$

Para el nivel 2, sería:

$$\delta_{m2} = \left[1.25 \frac{(117720)(74480)}{117720 + 74480} \left(\frac{0.3475^2}{786.622} \right) \right]^{2/5} = 2.412 \text{ mm} \quad (4.7)$$

Con los valores obtenidos, se calcula los parámetros de la armadura equivalente inelástica del modelo de Muthukumar. Para el primer nivel (constante del elemento IT_1) se considera $r = 0.65$ y $a = 0.1$, dado que $k_{n1} = 668.215 \text{ t/cm}$ y $\delta_{m1} = 2.959 \text{ mm}$, se tiene lo siguiente:

$$\Delta E = 0.4k\delta_m^{2.5}(1 - r^2) = 0.4(668.215)(0.2959)^{2.5}(1 - 0.65^2) = 7.35 \text{ t} - \text{cm} \quad (4.8)$$

$$\delta_y = a\delta_m = 0.1(0.2959) = 0.02959 \text{ cm} \quad (4.9)$$

$$K_{eff} = k\sqrt{\delta_m} = 668.215\sqrt{0.2959} = 363.48 \text{ t/cm} \quad (4.10)$$

$$K_{t1} = K_{eff} + \frac{\Delta E}{a\delta_m^2} = 363.48 + \frac{7.35}{0.1(0.2959)^2} = 1203.11 \text{ t/cm} \quad (4.11)$$

$$K_{t2} = K_{eff} - \frac{\Delta E}{(1 - a)\delta_m^2} = 363.48 - \frac{7.35}{(1 - 0.1)(0.2959)^2} = 270.19 \text{ t/cm} \quad (4.12)$$

$$F_y = K_{t1} \delta_y = 1203.11(0.02959) = 35.5985 \text{ t} \quad (4.13)$$

$$F_m = K_{eff} \delta_m = 363.48(0.2959) = 107.5483 \text{ t} \quad (4.14)$$

Para el segundo nivel (constante del elemento IT_2), se considera $r = 0.65$ y $a = 1$, dado que $k_{n2} = 801.858 \text{ t/cm}$ y $\delta_{m2} = 2.412 \text{ mm}$, para esos valores se tiene lo siguiente:

$$\Delta E = 0.4k\delta_m^{2.5}(1 - r^2) = 0.4(801.858)(0.2412)^{2.5}(1 - 0.65^2) = 5.29 \text{ t} - \text{cm} \quad (4.15)$$

$$\delta_y = a\delta_m = 0.1(0.2412) = 0.02412 \text{ cm} \quad (4.16)$$

$$K_{eff} = k\sqrt{\delta_m} = 801.858\sqrt{0.2412} = 393.81 \text{ t/cm} \quad (4.17)$$

$$K_{t1} = K_{eff} + \frac{\Delta E}{a\delta_m^2} = 393.81 + \frac{5.29}{0.1(0.2412)^2} = 1303.52 \text{ t/cm} \quad (4.18)$$

$$K_{t2} = K_{eff} - \frac{\Delta E}{(1 - a)\delta_m^2} = 393.81 - \frac{5.29}{(1 - 0.1)(0.2412)^2} = 292.73 \text{ t/cm} \quad (4.19)$$

$$F_y = K_{t1} \delta_y = 1303.52(0.02412) = 31.4415 \text{ t} \quad (4.20)$$

$$F_m = K_{eff} \delta_m = 393.81(0.2412) = 94.9895 \text{ t} \quad (4.21)$$

Con los resultados obtenidos en el análisis ante el registro de SCT85-EW se muestra que en el primer nivel no ocurrió impacto alguno, pero si en el segundo, con una fuerza máxima de choque de $F_{RL2-max} = 125.9$ ton con el Drain 2DX y para el Etabs $F_{RL2-max} = 93.61$ ton, por lo que hay una diferencia del 25.65%. Aunque existe esa diferencia en la fuerza máxima de choque, la forma en la historia de golpeteo entre los edificios es similar en ambos programas (fig. 4.29). El desplazamiento máximo (penetración del choque) fue de $\delta_{IT2-max} = 3.47$ mm obtenido en Drain-2DX mientras que en Etabs fue de $\delta_{IT2-max} = 2.36$ mm. Para el caso del Drain-2DX, este desplazamiento fue mayor al calculado inicialmente, lo que indica que la velocidad del impacto fue mayor que la supuesta al calcular δ_{m2} y para el caso del Etabs se aproxima más a la calculada inicialmente, pero en general, la curva de histéresis muestra similitud para ambos programas (fig. 4.30), por lo que se puede concluir que a pesar de que el Etabs es un programa comercial, puede modelar de manera semejante a otro programa de investigación (Drain-2DX) el choque estructural.

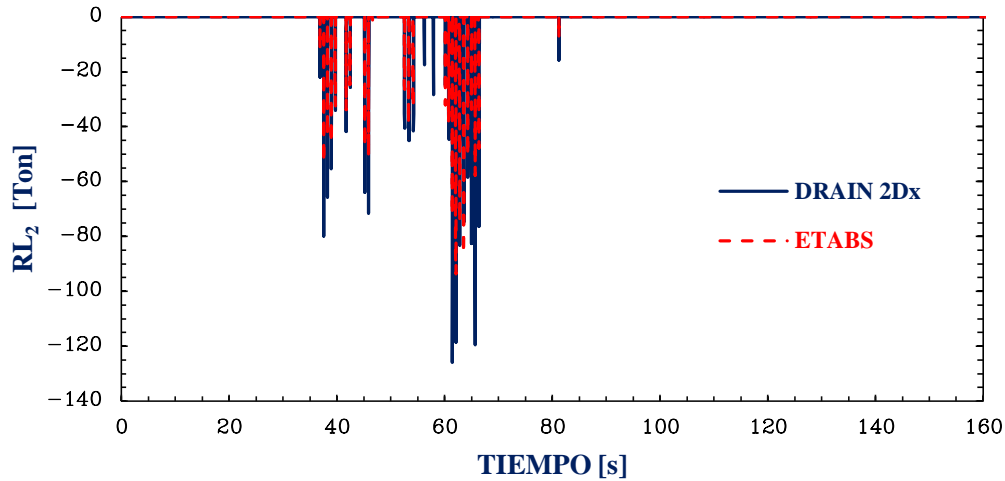


Figura 4.29. Comparación de las fuerzas de choque obtenidas en Drain-2Dx y Etabs para el elemento gap RL_2

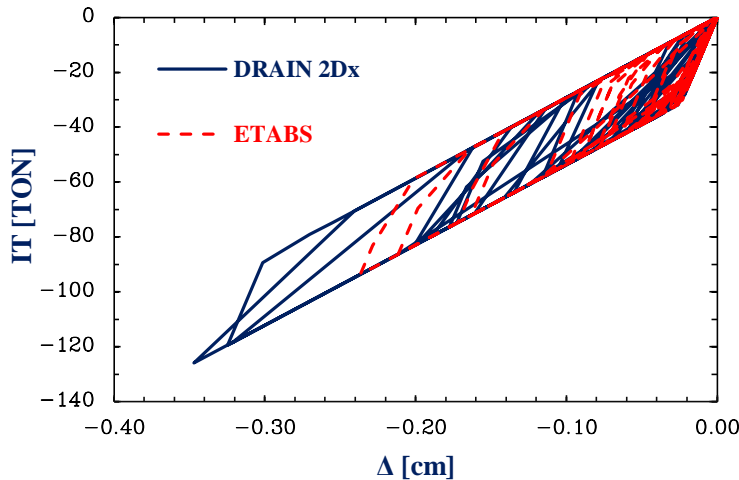


Figura 4.30. Comparación de las curvas de histéresis obtenidas en Drain-2Dx y Etabs para el elemento IT_2

4.5. Descripción del diseño estructural forense para determinar probables secciones de diseño y refuerzo en vigas y columnas tomando en cuenta el año de construcción y las prácticas de diseño de la época

Para el estudio de la importancia del choque estructural en el colapso y daños de los edificios, es necesario conocer la respuesta dinámica no lineal de los sistemas estructurales. Para esto, se requiere conocer los armados de las columnas y trabes de los edificios en estudio. Como se comentó anteriormente, no se cuenta con planos estructurales, por lo que se tuvo que realizar el cálculo de los armados, siguiendo las prácticas de diseño de la época. Para el cálculo de los armados, se siguió los lineamientos de la norma emergente por sismo de 1957 (RCDF-57 1957), que se enuncian a continuación:

1. Por las características del suelo, se clasifica tipo A
2. Por el uso que se da a los edificios, se clasifican dentro del grupo B
3. Por las características estructurales, se clasifican como clase 2
4. Los coeficientes de diseño sísmico son 0.06 y 0.07 para el edificio de cinco y siete niveles, respectivamente
5. Para estimar las fuerzas cortantes a diferentes niveles de los edificios, se supuso una distribución lineal de aceleración con valor nulo en la base de la estructura y máximo en el extremo superior de la misma, tal que la relación V/W en la base sea igual al coeficiente c .
6. Es aceptable verificar las acciones de concreto reforzado con los criterios del diseño límite considerando un factor de seguridad de 1.2 en flexión y de 1.5 en carga axial.
7. Es aceptable verificar las acciones de estructuras de acero para criterios de diseño límite, siempre que el factor de seguridad en flexión sea por lo menos de 1.0 y en carga axial 1.3.

Para el diseño sísmico, se consideró una discretización de cargas laterales estáticas sólo en un extremo de los marcos (fig. 4.31 y 4.32), el cálculo de esas cargas se realizó conforme a la ecuación 4.22 y se resume en las tablas 4.12, 4.13 y 4.14. De igual forma, se hizo el diseño por gravedad, y considerando el año de construcción de los edificios. Los diseños se hicieron para marcos planos. Para el caso del edificio de siete niveles, el diseño se hizo considerando las dos etapas constructivas.

$$F_i = c W_T \frac{h_i W_i}{\sum h_i W_i} \quad (4.22)$$

En las figuras 4.33, 4.34 y 4.35, se muestran las secciones transversales con sus respectivos armados de trabes y columnas y en las figuras 4.36 y 4.37, se muestran los diagramas de interacción para las columnas del edificio de siete niveles en su primera etapa de construcción, con sus respectivas acciones de diseño.

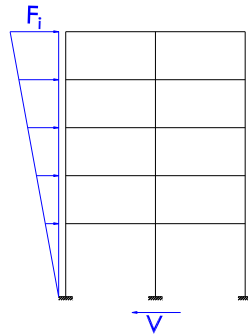
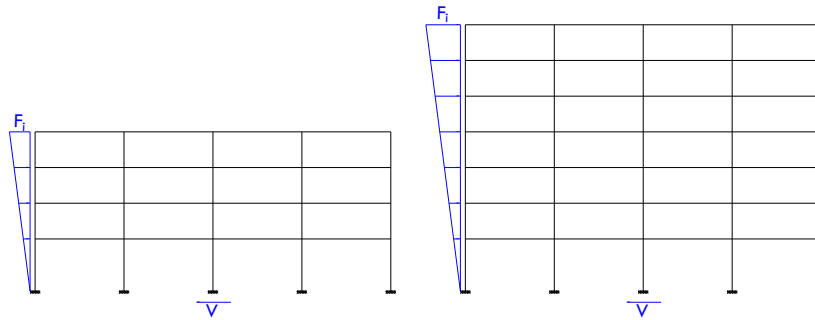


Figura 4.31. Distribución de cortante basal por nivel para el edificio de cinco niveles



a) Primera etapa de construcción

b) Segunda etapa de construcción

Figura 4.32. Distribución de cortante basal por nivel para el edificio de siete niveles considerando las etapas constructivas

Tabla 4.12. Distribución de cortante basal del marco equivalente para el edificio de cinco niveles

Nivel	c	W_i Ton	h_i m	$h_i W_i$ Ton m	F_i Ton	V_i Ton
5	0.06	18.41	12.7	233.85	1.73	1.73
4	0.06	17.95	10.4	186.70	1.38	3.11
3	0.06	17.95	8.1	145.41	1.08	4.18
2	0.06	17.95	5.8	104.12	0.77	4.95
1	0.06	18.13	3.5	63.45	0.47	5.42

Tabla 4.13. Distribución de cortante basal del marco equivalente para el edificio de siete niveles para su primera etapa constructiva

Nivel	c	W_i Ton	h_i m	$h_i W_i$ Ton m	F_i Ton	V_i Ton
4	0.07	138.24	10.70	1479.17	14.66	14.66
3	0.07	142.43	8.30	1182.17	11.72	26.37
2	0.07	142.43	5.90	840.34	8.328	34.70
1	0.07	144.01	3.50	504.04	4.995	39.70

Tabla 4.14. Distribución de cortante basal del marco equivalente para el edificio de siete niveles para su segunda etapa constructiva

Nivel	c	W_i Ton	h_i m	$h_i W_i$ Ton m	F_i Ton	V_i Ton
7	0.07	138.24	17.90	2474.50	16.25	16.25
6	0.07	142.43	15.50	2207.67	14.50	30.75
5	0.07	142.43	13.10	1865.83	12.25	43.00
4	0.07	167.30	10.70	1790.11	11.76	54.76
3	0.07	142.43	8.30	1182.17	7.76	62.52
2	0.07	142.43	5.90	840.34	5.52	68.04
1	0.07	144.01	3.50	504.04	3.31	71.35

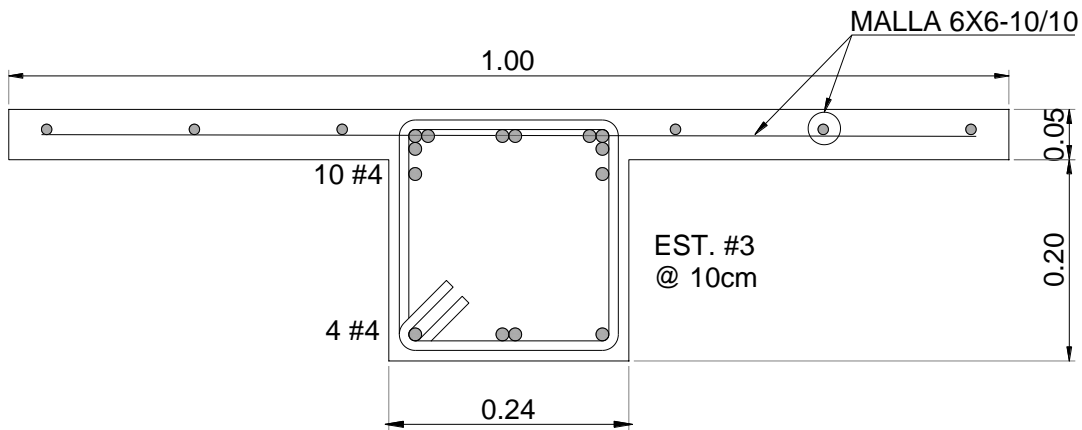


Figura 4.33. Armado de la trabe T del edificio de cinco niveles

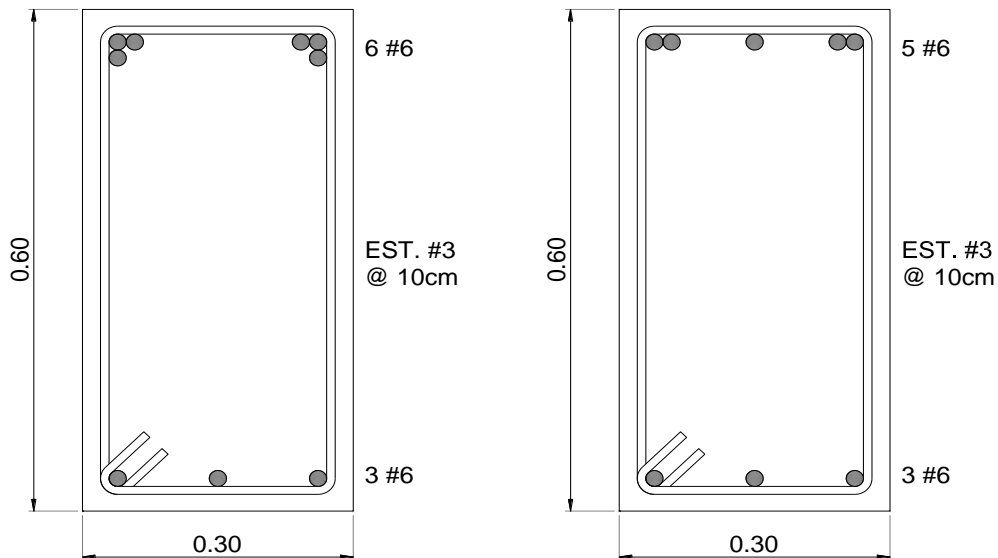


Figura 4.34. Armado de travesaños; izquierda primer nivel, derecha segundo a cuarto nivel, para el edificio de siete niveles en su primer etapa de construcción

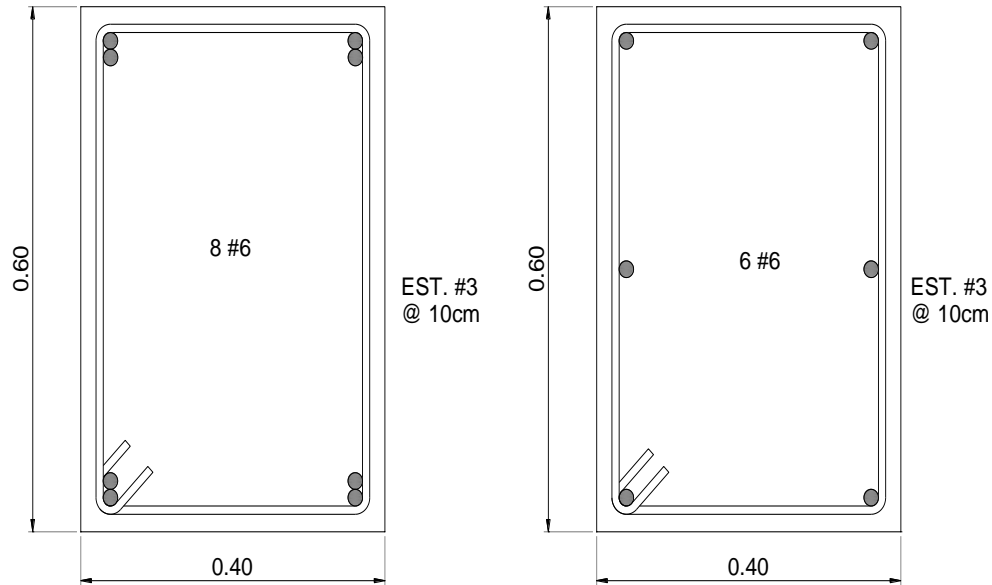


Figura 4.35. Armado de Columnas; izquierda columnas perimetrales, derecha columnas centrales, para el edificio de siete niveles en su primera etapa de construcción

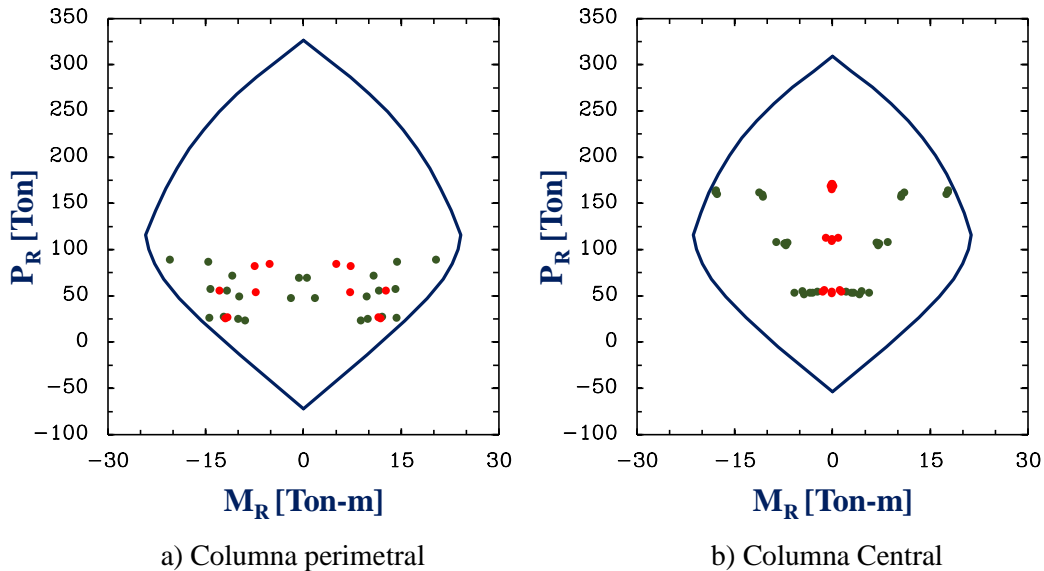


Figura 4.36. Diagrama de interacción para las columnas del edificio de siete niveles en su primera etapa de construcción, puntos rojo acciones por gravedad, puntos verdes acciones por sismo

En el diseño de la segunda etapa de construcción del edificio de oficinas, se muestra que en la revisión de las traveses de los primeros tres niveles, sólo resisten las acciones de diseño por gravedad, ya que las acciones de diseño por sismo son mayores a las resistentes (tabla 4.15 y 4.16). De igual manera, en las columnas tanto perimetrales como centrales, estas demandas son mayores a las resistentes, y para poder cumplir con las demandas de diseño, tendrían que haber estado reforzadas con una cuantía del 5% desde su primera etapa de construcción para las columnas perimetrales (fig. 4.37). Para estas columnas, se cumple para el caso de gravedad tanto para diseño como para las condiciones reales de carga y resistencia (fig. 4.38),

ya que para el caso de las columnas centrales, las demandas de diseño para gravedad no las cumple (fig. 4.39), pero si para las condiciones reales de carga y resistencia (fig. 4.40), razón por la cual no colapsó antes del sismo, por lo que se cree, que para la segunda etapa de construcción, sólo se diseñó al edificio por gravedad y se colocó el mismo refuerzo en los demás niveles.

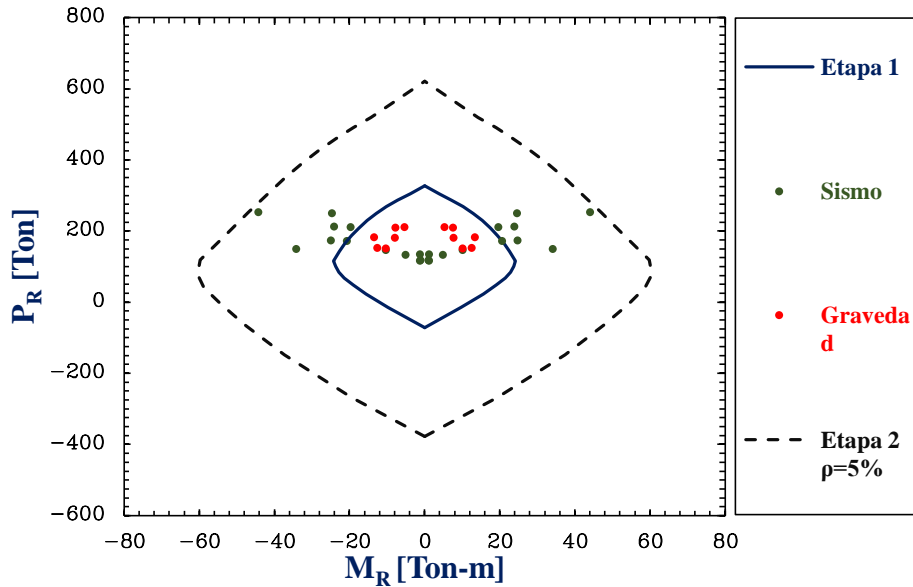


Figura 4.37. Revisión de las demandas de diseño para los cuatro primeros niveles de las columnas perimetrales del edificio de siete pisos en su segunda etapa de construcción

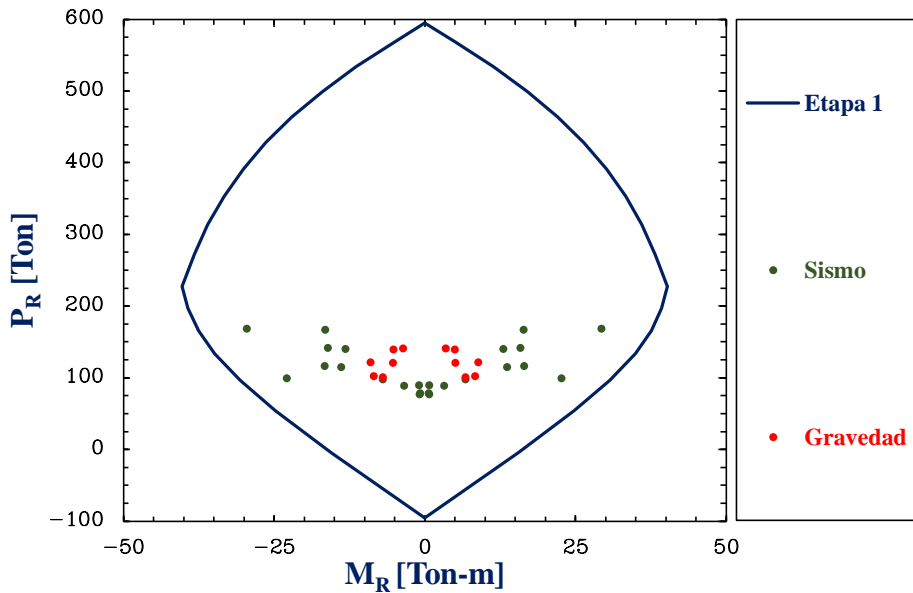


Figura 4.38. Revisión de las demandas reales de carga y resistencia para los cuatro primeros niveles de las columnas perimetrales del edificio de siete niveles en su segunda etapa de construcción

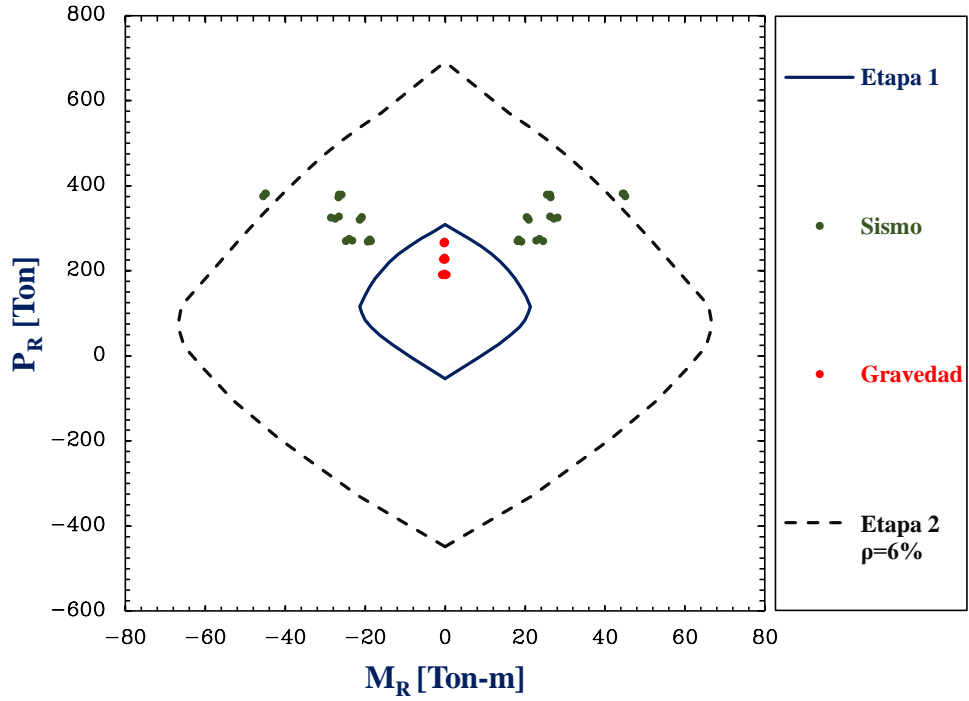


Figura 4.39. Revisión de las demandas de diseño para los cuatro primeros niveles de las columnas centrales del edificio de siete niveles en su segunda etapa de construcción

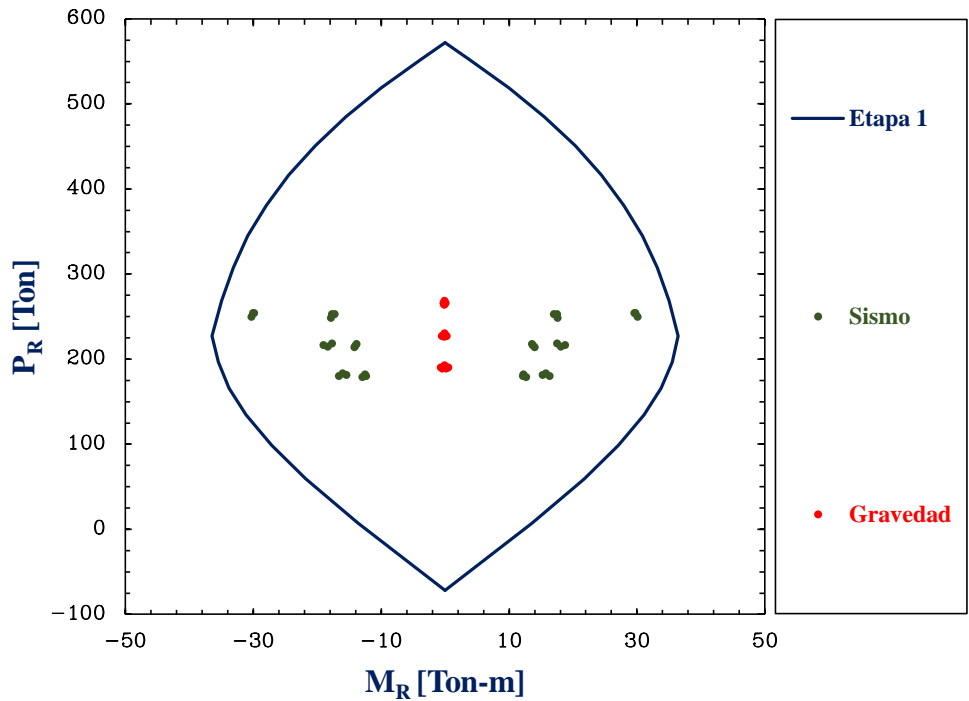


Figura 4.40. Revisión de las demandas reales de carga y resistencia para los cuatro primeros niveles de las columnas centrales del edificio de siete niveles en su segunda etapa de construcción

Tabla 4.15. Revisión de las acciones de diseño para las trabes del edificio de siete niveles en su segunda etapa de construcción (Sismo= Fuerza lateral + carga gravitacional)

Nivel	Gravedad		Sismo	Gravedad		Sismo
	MR (+) [ton-m]	Mu [ton-m]	Mu [ton-m]	MR (-) [ton-m]	Mu [ton-m]	Mu [ton-m]
1	16.42	11.58	12.61	30.13	18.67	44.47
2	16.42	10.92	11.14	25.86	18.36	41.54
3	16.42	13.06	13.26	25.86	21.37	41.14
4	16.42	10.98	11.02	25.86	18.32	36.01
5	16.42	11.08	10.97	25.86	19.44	31.99
6	16.42	10.90	10.57	25.86	19.85	27.41
7	16.42	11.71	11.70	25.86	17.74	18.12

Tabla 4.16. Revisión de las acciones reales de carga y resistencia para las trabes del edificio de siete niveles en su segunda etapa de construcción (Sismo= Fuerza lateral + carga gravitacional)

Nivel	Gravedad		Sismo	Gravedad		Sismo
	MR (+) [ton-m]	Mu [ton-m]	Mu [ton-m]	MR (-) [ton-m]	Mu [ton-m]	Mu [ton-m]
1	18.73	9.65	10.51	35.41	15.56	37.06
2	18.73	9.10	9.28	30.07	15.30	34.62
3	18.73	10.88	11.05	30.07	17.81	34.28
4	18.73	9.15	9.18	30.07	15.27	30.01
5	18.73	9.23	9.14	30.07	16.20	26.66
6	18.73	9.08	8.81	30.07	16.54	22.84
7	18.73	9.76	9.75	30.07	14.78	15.10

4.6. Propiedades de los suelos blandos representativos considerados y modelado de la interacción suelo-estructura conforme a reglamento

4.6.1. Descripción de las propiedades seleccionadas conforme a las normas por sismo, y otras consideraciones

Para tomar en cuenta el efecto que tiene el choque estructural sobre estructuras que se encuentran desplantadas sobre suelos blandos, se modeló la interacción suelo estructura conforme a las NTCS-2017, para lo cual se consideró dos tipos de estratos: 1) conforme a las propiedades que marca la NTCS-2004 cuando no se cuenta con estudios locales de mecánica de suelos, y 2) propiedades de suelo en zona de lago.

En la figura 4.41 se presentan la ubicación del sitio de estudio en el mapa proporcionado por la NTCS-2004 para obtener la profundidad esperada de la capa dura. Las coordenadas del sitio en estudios es: Lat. 19.416503, Log. -99. 1683414, el cual se obtiene una profundidad de $H_s = 30$ m y el periodo predominante se obtuvo del SASID (fig. 4.42). En la tabla 4.17 se muestra un resumen de las propiedades mecánicas y dinámicas del estrato 1, donde la velocidad de propagación de onda se calcula como $V_s = 4H_s/T_s$.

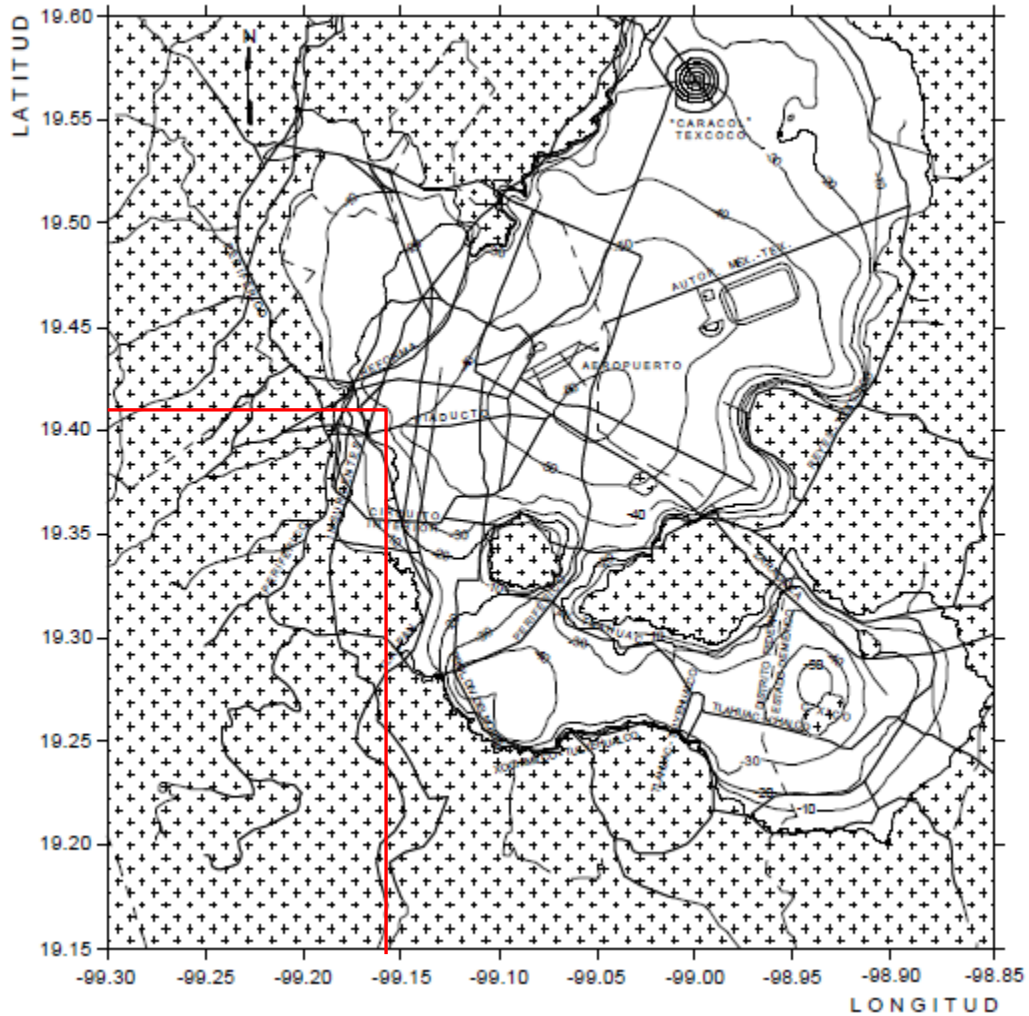


Figura 4.41. Valor de la profundidad de los depósitos firmes profundos para el caso de estudio (NTCS 2004)

Tabla 4.17. Parámetros recomendados por la NTCS-2004 para considerar los efectos de interacción suelo-estructura

Peso volumétrico	γ	1.3 Ton/m ³
Módulo de Poisson	ν	0.5
Amortiguamiento	ζ	3.0 %
Espesor de estrato	H_s	30.0 m
Periodo predominante	T_s	1.5 s
Velocidad de propagación de onda	V_s	79.8 m/s
Módulo de rigidez	G	811.2 Ton/m ²

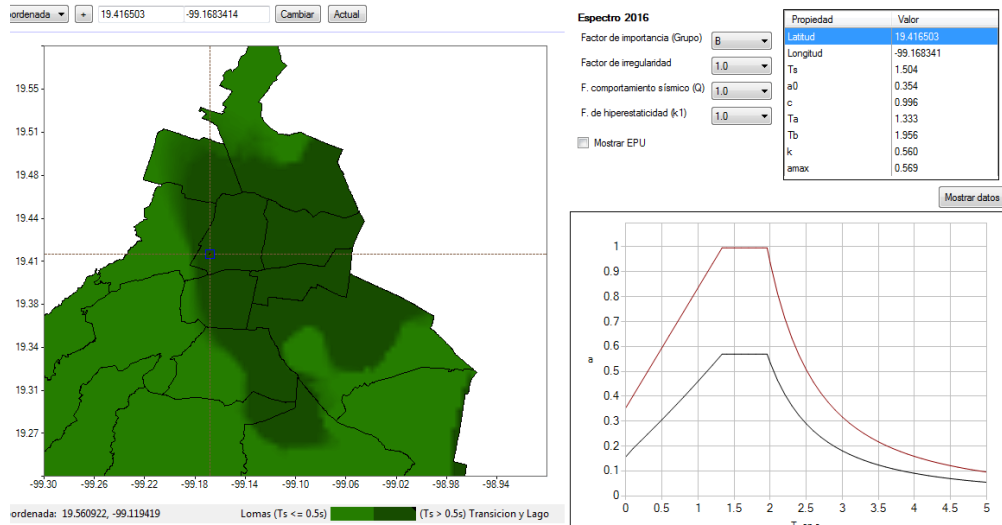


Figura 4.42. Periodo predominante del sitio obtenido del SASID, $T_s = 1.504$ s

En la tabla 4.18 se muestra el resumen de las propiedades de un suelo de zona IIIb, para un sitio con $T_s = 1.66$ s, con estrato firme a 57 metros ($H_s = 57$ m) obtenidos de laboratorio de mecánica de suelos (TGC 2010).

Tabla 4.18. Propiedades del estrato 2 para un suelo de zona IIIb

Peso volumétrico	γ	1.5 Ton/m ³
Módulo de Poisson	ν	0.45
Amortiguamiento	ζ	3 %
Espesor de estrato	H_s	57 m
Periodo predominante	T_s	1.66 s
Velocidad de propagación de onda	V_s	137.35 m/s
Módulo de rigidez	G	2884.5 Ton/m ²

4.6.2. Cálculo de las constantes de rigidez y de amortiguamiento según la norma

Con la publicación de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en diciembre del 2017, se introdujo al cuerpo principal el procedimiento para tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura, ya que en la anterior norma se encontraba en un apéndice y se consideraba como opcional. El procedimiento para considerar la IDSE se resume en las ecuaciones presentadas en las figuras 4.43 y 4.44, con las cuales se calculan las rigideces dinámicas tanto en sentido vertical, horizontal y rotacional para cimentaciones superficiales como profundas.

En las tablas 4.19 y 4.20 se presentan los valores de las rigideces dinámicas y amortiguamiento para el estrato 1 y en las tablas 4.21 y 4.22 para el estrato 2 con el procedimiento de las NTCS-2017.

Cimentaciones someras			
$K_m = K_m^o(k_m - 2\zeta_r \eta_m c_m)$ y $C_m = K_m^o(\eta_m c_m + 2\zeta_r k_m)/\omega$ $m = h, v, r$ $\omega = \text{frecuencia de interés} = \frac{2\pi}{T_r}$		Parámetros de frecuencia $\begin{cases} \eta_m = \omega R_m / \beta, \\ \eta_r = \pi R_m / 2H_r, \\ \eta_p = [2(1-\nu_r)/(1-2\nu_r)]^{1/2} (\pi R_r / 2H_r) \end{cases}$	
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coefficiente de rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^o = \frac{8G_r R_h}{2-\nu_r} \left(1 + \frac{R_h}{2H_r}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \times \left(1 + \frac{5D}{4H_r}\right)$	$k_h = 1$	$c_h = \frac{0.65\zeta_r \eta_m}{1-(1-2\zeta_r)\eta_m^2}$; si $\eta_m = \eta_h/\eta_r \leq 1$ $c_h = 0.576$; si $\eta_m = \eta_h/\eta_r > 1$
Vertical	$K_v^o = \frac{4G_r R_v}{1-\nu_r} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_r}\right) \left(1 + \frac{D}{2R_v}\right) \times \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_r}{1-D/H_r}\right]$	$k_v = 1$	$c_v = 0$; si $\eta_r < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1+1.85(1-\nu_r)D/R_v}{1+0.5D/R_v}$; si $\eta_r \geq \eta_p$
Cabeceo	$K_r^o = \frac{8G_r R_r^3}{3(1-\nu_r)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_r}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \times \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_r}\right)$	$k_r = 1 - 0.2\eta_r$; si $\eta_r \leq 2.5$ $k_r = 0.5$; si $\eta_r > 2.5, \nu_r \leq 1/3$ $k_r = 1 - 0.2\eta_r$; si $\eta_r > 2.5, \nu_r \geq 0.45$ Interpolación linealmente para $1/3 < \nu_r < 0.45$	$c_r = \frac{0.5\zeta_r \eta_m}{1-(1-2\zeta_r)\eta_m^2}$; si $\eta_p = \eta_r/\eta_p \leq 1$ $c_r = \frac{0.3\eta_r^2}{1+\eta_r^2}$; si $\eta_p = \eta_r/\eta_p > 1$

Figura 4.43. Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones someras (NTCS 2017)

Cimentaciones con pilotes			
$K_m = K_m^o k_m$ y $C_m = 2K_m^o c_m / \omega$ $m = h, v, r$ $\omega = \text{frecuencia de interés} = \frac{2\pi}{T_r}$		Parámetros de frecuencia $\begin{cases} \eta = \omega d / \beta, \\ \eta_r = \pi d / 2H_r, \\ \eta_p = 3.4 \eta_r / [\pi(1-\nu_r)] \end{cases}$	
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coefficiente de rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^o = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$	$k_h = 1$	$c_h = 0.8\zeta_r$; si $\eta \leq \eta_r$ $c_h = 0.8\zeta_r + 0.175(E_p/E_s)^{0.17} \eta$; si $\eta > \eta_r$
Vertical	$K_v^o = 1.9dE_s \left(\frac{L}{d}\right)^{0.67}$	$k_v = 1$; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$; si $L/d \geq 50$ Interpolación linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = \zeta_r$; si $\eta \leq \eta_p$ $c_v = \frac{0.413}{1+\nu_r} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.33} \left(1 - e^{-(\eta_r/\eta)(L/d)^{0.1}}\right) \eta^{0.8}$; si $\eta > 1.5\eta_p$ Interpolación linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5\eta_p$

Figura 4.44. Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones con pilotes (NTCS 2017)

Tabla 4.19. Rigideces dinámicas para el estrato 1 del edificio de cinco niveles

Dirección	T _{BR} [s]	T _e [s]	ζ _e [%]	Rigideces dinámicas			
				K _h [Ton/m]	K _θ [Ton-m]	C _h [Ton-s/m]	C _θ [Ton-s-m]
X	1.087	1.215	4.68	45141.10	1454820.71	3223.71	17694.02
Y	0.973	1.031	5.33	44992.55	5517455.57	3143.13	61419.02

Tabla 4.20. Rigideces dinámicas para el estrato 1 del edificio de siete niveles

Dirección	T_{BR} [s]	T_e [s]	ζ_e [%]	Rigideces dinámicas			
				K_h [Ton/m]	K_θ [Ton-m]	C_h [Ton-s/m]	C_θ [Ton-s-m]
Cajón de cimentación							
X	1.429	1.474	4.86	77295.89	11717161.7	8865.52	176919.29
Pilotes							
				276771.59	61736452.8	4858.55	849213.18
Cajón de cimentación							
Y	1.209	1.259	4.85	76957.93	11373236.9	8702.94	151323.71
Pilotes							
				276771.59	61851822.1	4404.49	725498.01

Tabla 4.21. Rigideces dinámicas para el estrato 2 del edificio de cinco niveles

Dirección	T_{BR} [s]	T_e [s]	ζ_e [%]	Rigideces dinámicas			
				K_h [Ton/m]	K_θ [Ton-m]	C_h [Ton-s/m]	C_θ [Ton-s-m]
X	1.087	1.125	4.83	148268.73	5174762.48	6709.37	57671.83
Y	0.973	0.990	5.02	148035.30	20228344.8	6515.64	208549.17

Tabla 4.22. Rigideces dinámicas para el estrato 2 del edificio de siete niveles

Dirección	T_{BR} [s]	T_e [s]	ζ_e [%]	Rigideces dinámicas			
				K_h [Ton/m]	K_θ [Ton-m]	C_h [Ton-s/m]	C_θ [Ton-s-m]
Cajón de cimentación							
X	1.429	1.443	4.94	246446.98	42382676.2	17652.40	611295.91
Pilotes							
				754025.75	218387567	10534.23	2956256.48
Cajón de cimentación							
Y	1.209	1.222	4.94	299907.71	51286825.8	19235.29	631358.41
Pilotes							
				881262.67	266202062	10503.26	3050145.13

4.6.3. Modelos tridimensionales en Etabs considerando la interacción suelo estructura

Con el cálculo de la rigideces dinámicas, se procede a calcular las rigideces equivalentes de resorte horizontales y resortes verticales para tomar la rotación de la cimentación. Este cálculo se puede simplificar tomando el perfil de la losa o cajón de cimentación en una dirección de análisis, y suponer que en cada nodo que contenga la losa en su base, se pondrá un resorte vertical con rigidez k_v y que cada nodo que contenga el cajón de cimentación se colocará un resorte horizontal con rigidez k_h (fig. 4.45 a). Por facilidad, los resortes verticales tendrán la misma rigidez, ya que la carga vertical que transmite esa losa de fondo al terreno

es uniforme (Tena 2019b). De igual forma, se considerará que los resortes horizontales tienen la misma rigidez. Ahora, si aplicamos un giro θ unitario en el centro de la base de la cimentación, esto generará un momento M que ocasionará que algunos resortes se compriman o se extiendan (fig. 4.45 b).

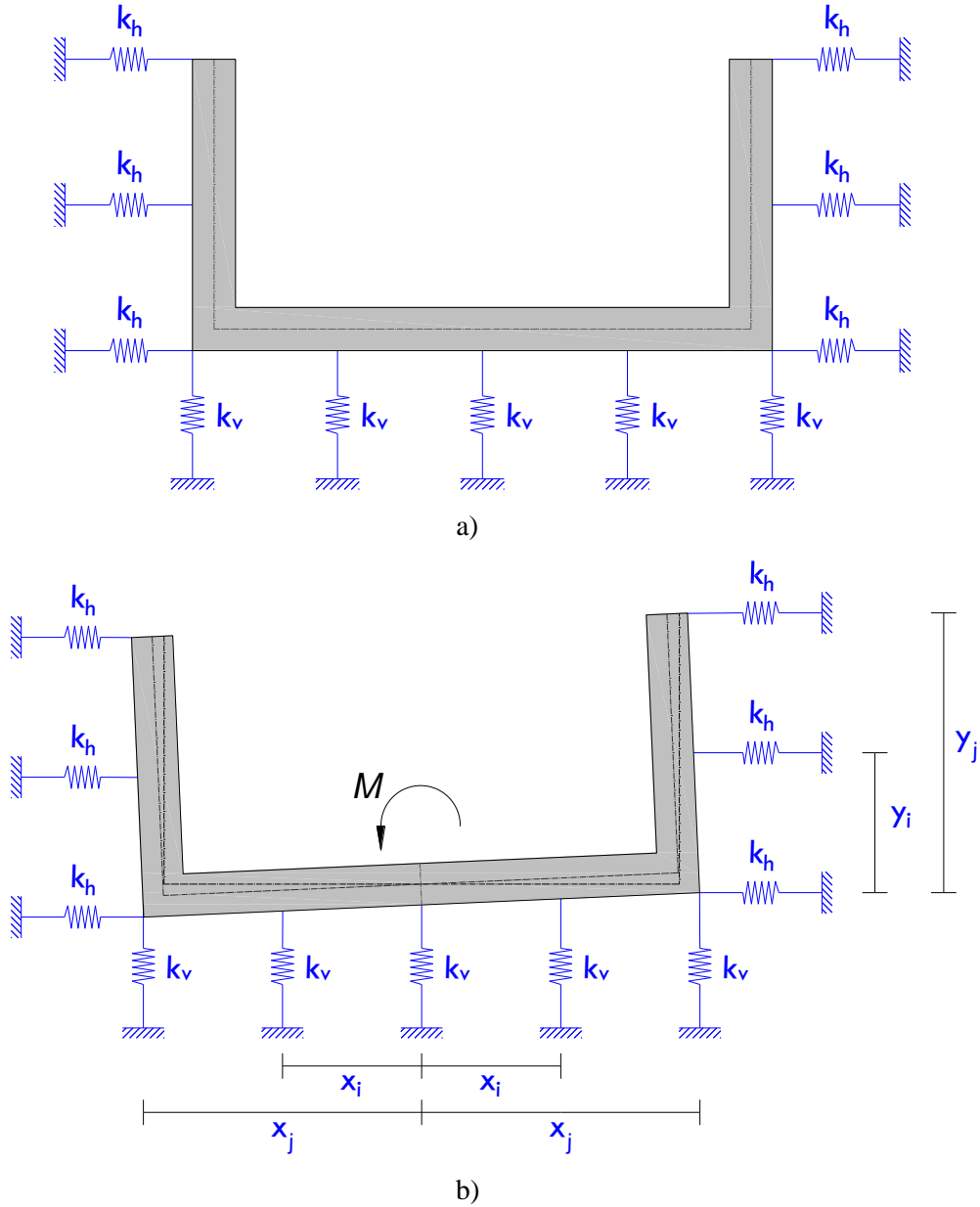


Figura 4.45. Rotación de una cimentación rígida apoyada sobre resortes horizontales y verticales

Por equilibrio, ese momento lo debe tomar los resortes en función de las fuerzas (F_k) que desarrollen, la cual depende de su deformación (d_k), como se muestra en el diagrama de cuerpo libre (fig. 4.46). Para ese caso en específico que se ilustra, se tendría que:

$$M = 2F_{x_i}y_i + 2F_{x_j}y_j + 2F_{y_i}x_i + 2F_{y_j}x_j \quad (4.23)$$

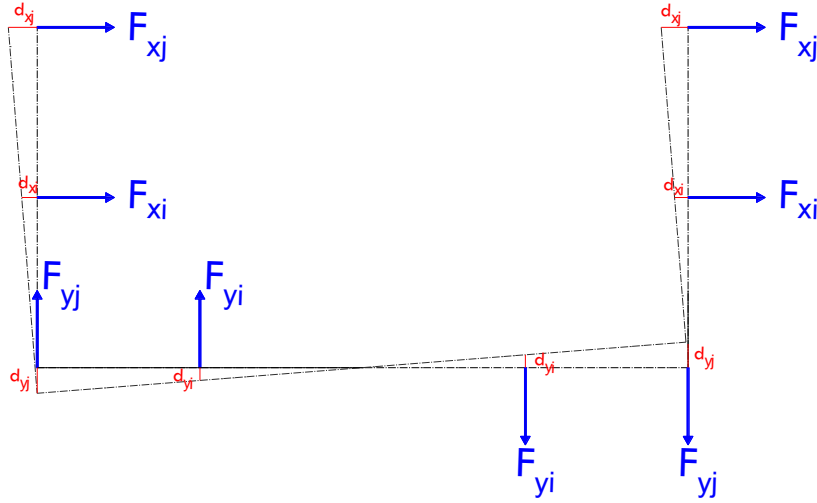


Figura 4.46. Diagrama de cuerpo libre de la distribución de resortes horizontales y verticales para tomar la rotación de una cimentación

Y como las fuerzas que desarrollan dependen de su rigidez y su desplazamiento, entonces se tiene:

$$M = 2k_h d_{xi} y_i + 2k_h d_{xj} y_j + 2k_v d_{yi} x_i + 2k_v d_{yj} x_j \quad (4.24)$$

$$M = k_h \sum_{m=1}^n d_m y_m + k_v \sum_{k=1}^n d_k x_k \quad (4.25)$$

Este momento está relacionado a la rigidez global de rotación de la cimentación (K_θ), por lo que también es:

$$M = K_\theta \theta \quad (4.26)$$

Por lo que igualando la 4.25 y 4.26, se tiene entonces que:

$$k_h \sum_{m=1}^n d_m y_m + k_v \sum_{k=1}^n d_k x_k = K_\theta \theta \quad (4.27)$$

En el caso ilustrado en el diagrama de cuerpo libre de la figura 4.46, se tiene que:

$$\theta \cong \frac{d_{xi}}{y_i} \cong \frac{d_{xj}}{y_j} \cong \frac{d_{yi}}{x_i} \cong \frac{d_{yj}}{x_j} \cong \frac{d_m}{y_m} \cong \frac{d_k}{x_k} \quad (4.28)$$

Por lo que también se puede escribir como:

$$d_m \cong y_m \theta \quad (4.29)$$

$$d_k \cong x_k \theta \quad (4.30)$$

Si sustituimos 4.29 y 4.30 en 4.27:

$$\theta k_h \sum_{m=1}^n y_m y_m + \theta k_v \sum_{k=1}^n x_k x_k = K_\theta \theta \quad (4.31)$$

$$\theta k_h \sum_{m=1}^n y_m^2 + \theta k_v \sum_{k=1}^n x_k^2 = K_\theta \theta \quad (4.32)$$

Y resolvemos para k_v , se tiene finalmente que:

$$k_v = \frac{K_\theta - k_h \sum_{m=1}^n y_m^2}{\sum_{k=1}^n x_k^2} \quad (4.33)$$

Es importante darse cuenta que en la figura 4.45b, sólo cuatro resortes verticales toman rotación, pero a los cinco mostrados se les debe asignar esa rigidez k_v , porque: a) entre todos mantienen el desplazamiento vertical uniforme y, b) en caso de excentricidades de masa y/o carga, esos resortes contribuirán entonces a oponerse a la rotación (Tena 2019b).

En el caso de los resortes horizontales k_h , la distribución equivalente se realiza dividiendo la rigidez global en traslación K_H entre el número de nodos que contenga el cajón de cimentación en la dirección de análisis.

En la tabla 4.23 se muestra el alargamiento del periodo por los efectos de la ISE para los dos estratos y en las tablas 4.24 y 4.25 se muestran las propiedades dinámicas de los dos edificios al considerar la ISE para el estrato 1. Además, en las figuras 4.47 y 4.48 se muestran los modelos de análisis y los tres primeros modos de los edificios. En las tablas 4.26 y 4.27 se muestran las propiedades dinámicas de los dos edificios al considerar la IDSE para el estrato 2 y en las figuras 4.49 y 4.50 se muestran los modelos de análisis y los tres primeros modos de los edificios. El cambio del amortiguamiento se consideró en la constante de amortiguamiento de Rayleigh.

Tabla 4.23. Comparación de los periodos en base rígida con respecto a los de ISE

Edificio	Estrato	Dirección	T_{BR} [s]	T_e [s]	T_{Etabs} [s]
5 Niveles	1	X	1.087	1.215	1.187
		Y	0.973	1.031	1.013
	2	X	1.087	1.125	1.118
		Y	0.973	0.990	0.986
7 Niveles	1	X	1.429	1.474	1.470
		Y	1.209	1.259	1.256
	2	X	1.429	1.443	1.445
		Y	1.209	1.222	1.227

T_{BR} Periodo de la estructura en base rígida

T_e Periodo efectivo

T_{etabs} Periodo considerando IDSE

Tabla 4.24. Propiedades dinámicas del edificio de cinco niveles considerando ISE para el estrato 1

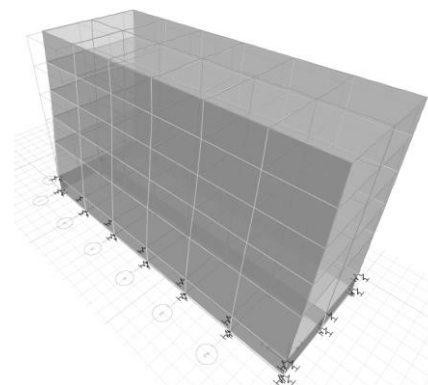
Modo	Dirección	Periodo [s]	Masa modal (%)		
			X	Y	θ
1. Primer modo traslación	X	1.187	88.09	0.00	0.00
2. Primer modo traslación	Y	1.013	0.00	89.56	0.00
3. Primer modo rotacional	θ	0.951	0.00	0.00	88.47
4. Segundo modo traslación	X	0.323	9.02	0.00	0.00
5. Segundo modo traslación	Y	0.295	0.00	7.90	0.00
6. Segundo modo rotacional	θ	0.278	0.00	0.00	8.53
7. Tercer modo traslación	X	0.157	1.98	0.00	0.00
8. Tercer modo traslación	Y	0.147	0.00	1.71	0.00
9. Tercer modo rotacional	θ	0.136	0.00	0.00	2.00
Σ % masas modales			99.09	99.17	99.00

Tabla 4.25. Propiedades dinámicas del edificio de siete niveles considerando ISE para el estrato 1

Modo	Dirección	Periodo [s]	Masa modal (%)		
			X	Y	θ
1. Primer modo traslación	X	1.470	90.25	0.00	0.00
2. Primer modo traslación	Y	1.256	0.00	88.24	0.00
3. Primer modo rotacional	θ	1.151	0.00	0.00	89.14
4. Segundo modo traslación	X	0.459	7.01	0.00	0.00
5. Segundo modo traslación	Y	0.389	0.00	8.17	0.00
6. Segundo modo rotacional	θ	0.364	0.00	0.00	7.47
7. Tercer modo traslación	X	0.251	1.59	0.00	0.00
8. Tercer modo traslación	Y	0.207	0.00	2.13	0.00
9. Tercer modo rotacional	θ	0.197	0.00	0.00	1.94
Σ % masas modales			98.85	98.54	98.55



a) Modelo tridimensional



b) Primer modo en traslación en dirección X ($T=1.187s$)

Figura 4.47. Modelo tridimensional y modos de vibras del edificio de cinco niveles con efectos de ISE para el estrato 1

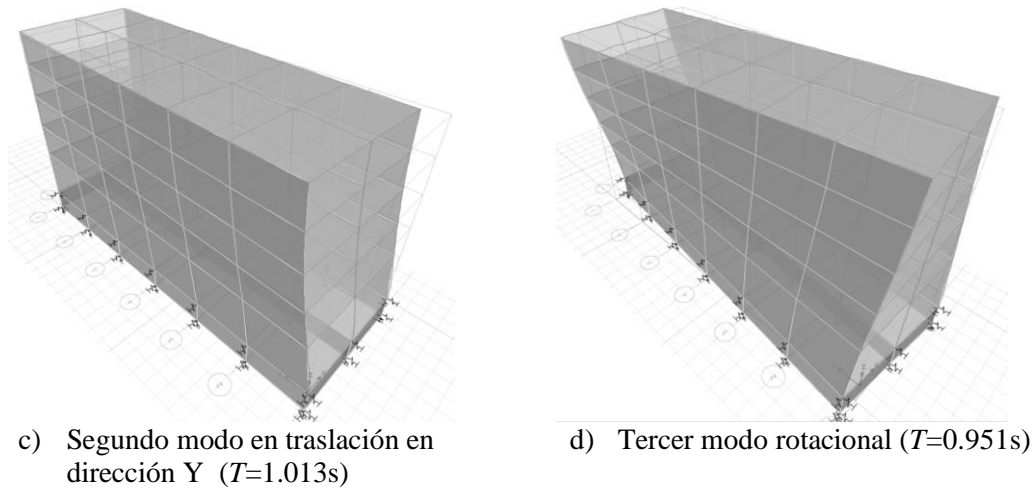


Figura 4.47. Modelo tridimensional y modos de vibras del edificio de cinco niveles con efectos de ISE para el estrato 1 (continuación)

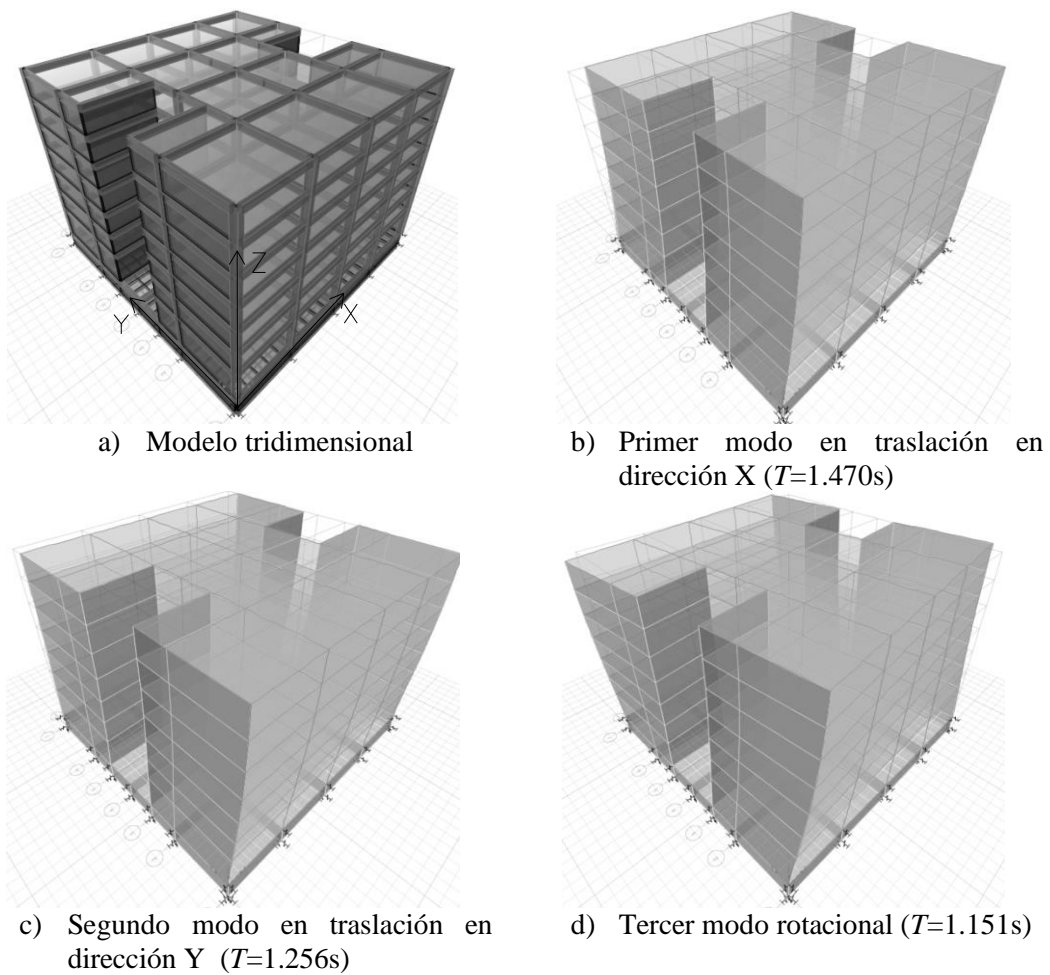


Figura 4.48. Modelo tridimensional y modos de vibras del edificio de siete niveles con efectos de ISE para el estrato 1

Tabla 4.26. Propiedades dinámicas del edificio de cinco niveles considerando ISE para el estrato 2

Modo	Dirección	Periodo [s]	Masa modal (%)		
			X	Y	θ
1. Primer modo traslación	X	1.118	87.37	0.00	0.00
2. Primer modo traslación	Y	0.986	0.00	88.73	0.00
3. Primer modo rotacional	θ	0.935	0.00	0.00	87.65
4. Segundo modo traslación	X	0.317	9.19	0.00	0.00
5. Segundo modo traslación	Y	0.290	0.00	8.26	0.00
6. Segundo modo rotacional	θ	0.273	0.00	0.00	8.86
7. Tercer modo traslación	X	0.154	2.29	0.00	0.00
8. Tercer modo traslación	Y	0.144	0.00	1.97	0.00
9. Tercer modo rotacional	θ	0.134	0.00	0.00	2.24
Σ % masas modales			98.85	98.96	98.75

Tabla 4.27. Propiedades dinámicas del edificio de siete niveles considerando ISE para el estrato 2

Modo	Dirección	Periodo [s]	Masa modal (%)		
			X	Y	θ
1. Primer modo traslación	X	1.445	89.94	0.00	0.00
2. Primer modo traslación	Y	1.227	0.00	87.64	0.00
3. Primer modo rotacional	θ	1.138	0.00	0.00	88.61
4. Segundo modo traslación	X	0.456	7.11	0.00	0.00
5. Segundo modo traslación	Y	0.384	0.00	8.34	0.00
6. Segundo modo rotacional	θ	0.361	0.00	0.00	7.67
7. Tercer modo traslación	X	0.250	1.69	0.00	0.00
8. Tercer modo traslación	Y	0.205	0.00	2.31	0.00
9. Tercer modo rotacional	θ	0.196	0.00	0.00	2.06
Σ % masas modales			98.74	98.29	98.34

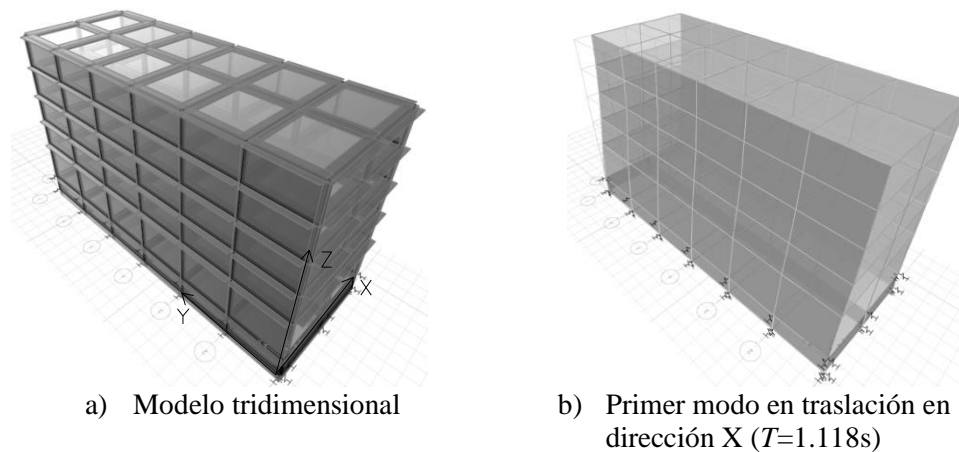
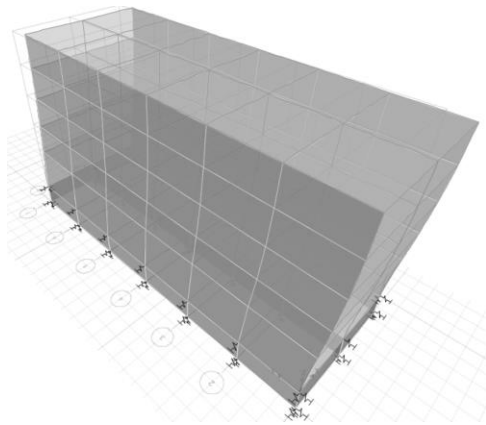
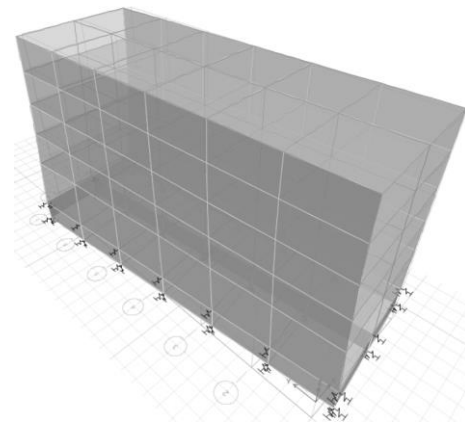


Figura 4.49. Modelo tridimensional y modos de vibras del edificio de cinco niveles con efectos de ISE para el estrato 2

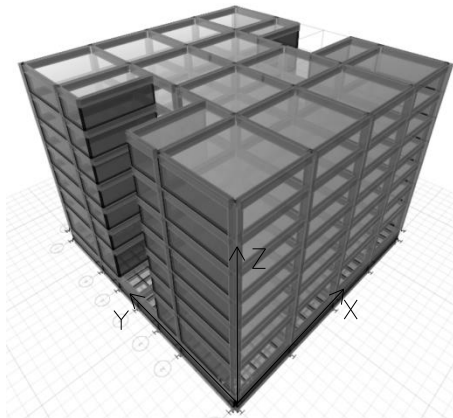


c) Segundo modo en traslación en dirección Y ($T=0.986s$)

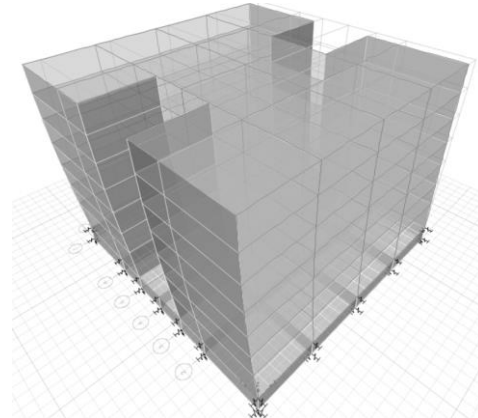


d) Tercer modo rotacional ($T=0.935s$)

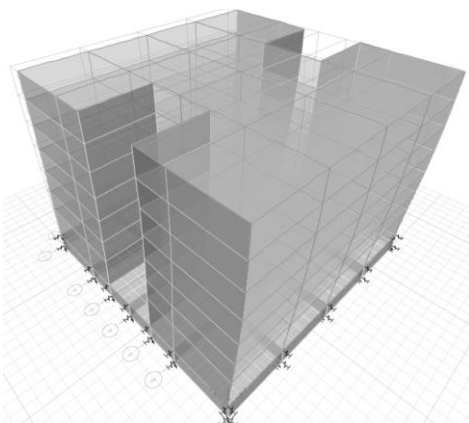
Figura 4.49. Modelo tridimensional y modos de vibras del edificio de cinco niveles con efectos de ISE para el estrato 2 (continuación)



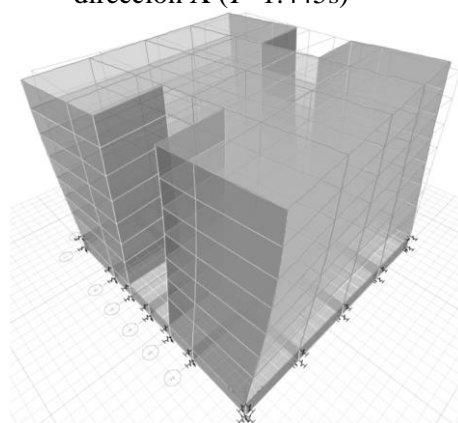
a) Modelo tridimensional



b) Primer modo en traslación en dirección X ($T=1.445s$)



c) Segundo modo en traslación en dirección Y ($T=1.227s$)



d) Tercer modo rotacional ($T=1.138s$)

Figura 4.50. Modelo tridimensional y modos de vibras del edificio de siete niveles con efectos de ISE para el estrato 2

4.6.4. Marcos planos dinámicamente equivalentes considerando la interacción suelo-estructura

Al igual que para los modelos en base rígida, para el modelado del choque estructural considerando la interacción suelo-estructura, se realizaron en marcos dinámicamente equivalentes en 2D. Fue necesario hacer algunas pruebas de calibración ante la acción de fuerzas gravitacionales y sísmicas para saber si los resultados obtenidos del modelo bidimensional realmente fueran representativos del sistema tridimensional. La calibración se llevó a cabo realizando análisis elásticos y sometidos a un registro de aceleraciones, el registro utilizado fue el de SCT85-EW. Para los dos edificios se realizaron las siguientes pruebas de calibración:

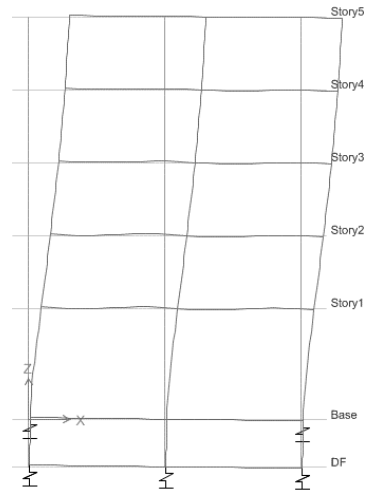
1. Se revisó los periodos de los tres primeros modos traslacionales de vibrar (figs. 4.51, 4.52, 4.57 y 4.58). En las tablas 4.28 y 4.29 se muestran los resultados obtenidos para los dos edificios.
2. Se revisó de manera puntual los desplazamientos obtenidos en la azotea y en el primer piso (figuras 4.53, 4.55, 4.59 y 4.61), y de manera general las distorsiones y cortantes máximos de todos los entrepisos (figs. 4.54, 4.56, 4.60 y 4.62).

Tabla 4.28. Comparación de los periodos obtenidos del modelo bidimensional considerando la ISE para el estrato 1

Periodos Modo	Edificio 5 niveles			Edificio 7 niveles		
	T_{3D} [s]	T_{2D} [s]	Diferencia (%)	T_{3D} [s]	T_{2D} [s]	Diferencia (%)
1. Primer modo traslación	1.1869	1.1864	0.04%	1.4705	1.4702	0.02%
2. Segundo modo traslación	0.3226	0.3226	0.02%	0.4592	0.4593	0.03%
3. Tercer modo traslación	0.1569	0.1569	0.00%	0.2511	0.2509	0.06%



a) Modelo bidimensional



b) Primer modo ($T=1.1864s$)

Figura 4.51. Modelo bidimensional y modos de vibrar para el edificio de cinco niveles considerando ISE para el estrato 1

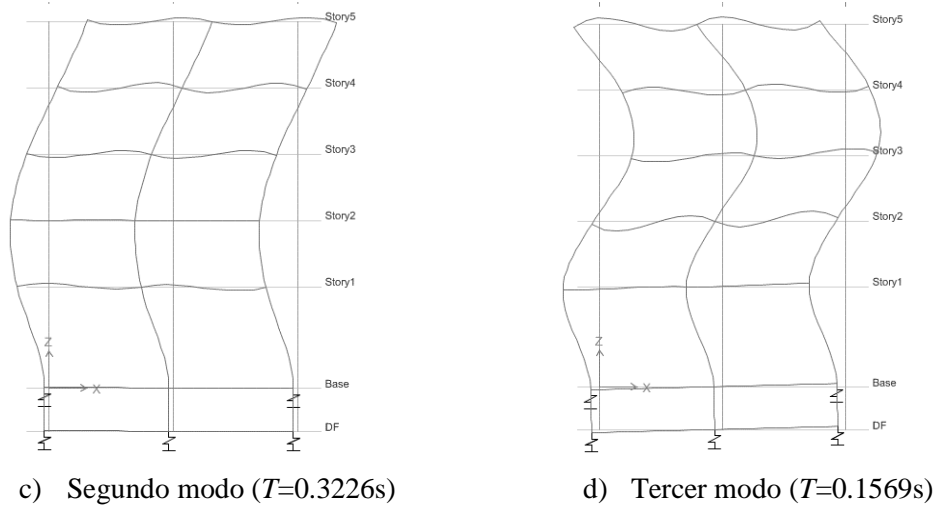


Figura 4.51. Modelo bidimensional y modos de vibrar para el edificio de cinco niveles considerando ISE para el estrato 1 (continuación)

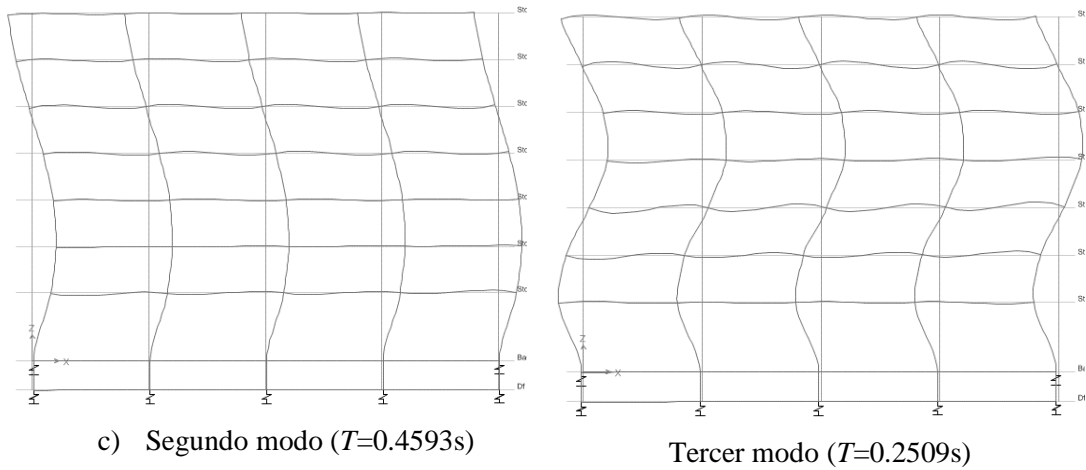
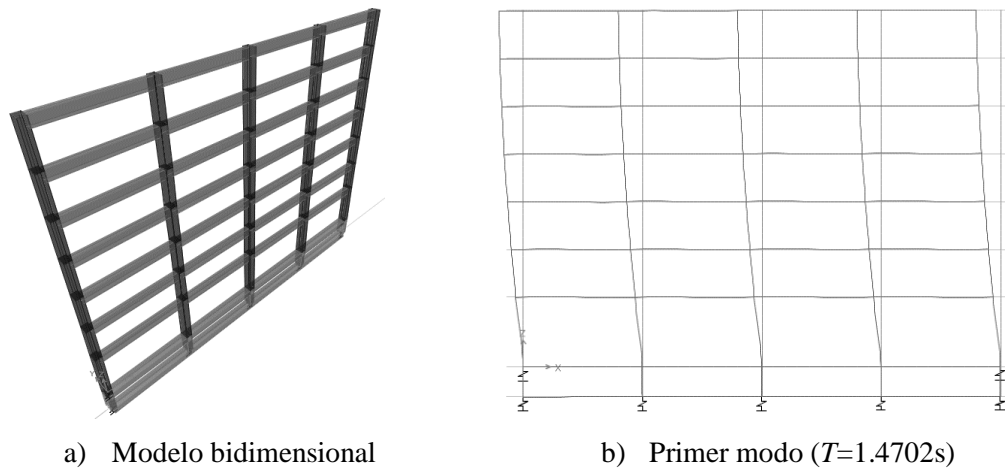
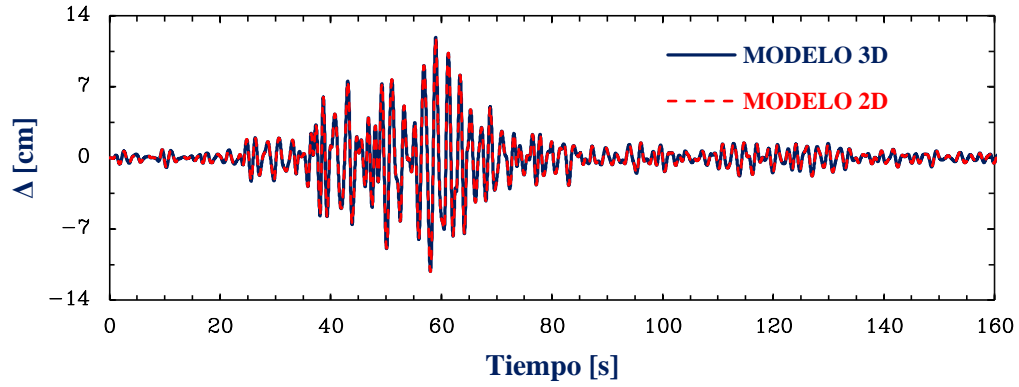
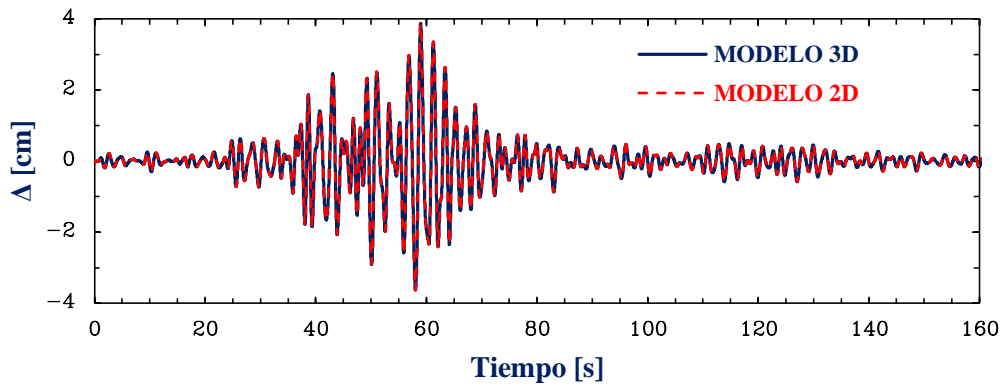


Figura 4.52. Modelo bidimensional y modos de vibrar para el edificio de siete niveles considerando ISE para el estrato 1



a) Desplazamientos totales en azotea



b) Desplazamientos totales en primer piso

Figura 4.53. Comparación de las respuestas en desplazamientos para los edificios de cinco niveles considerando ISE para el estrato 1

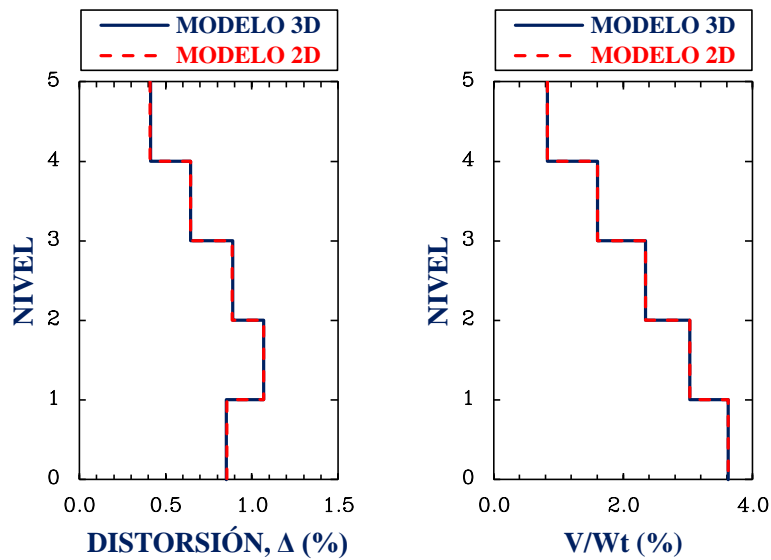
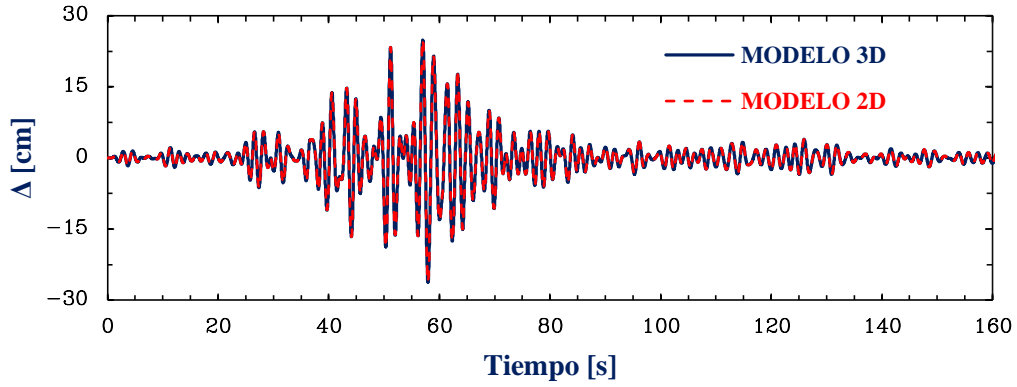
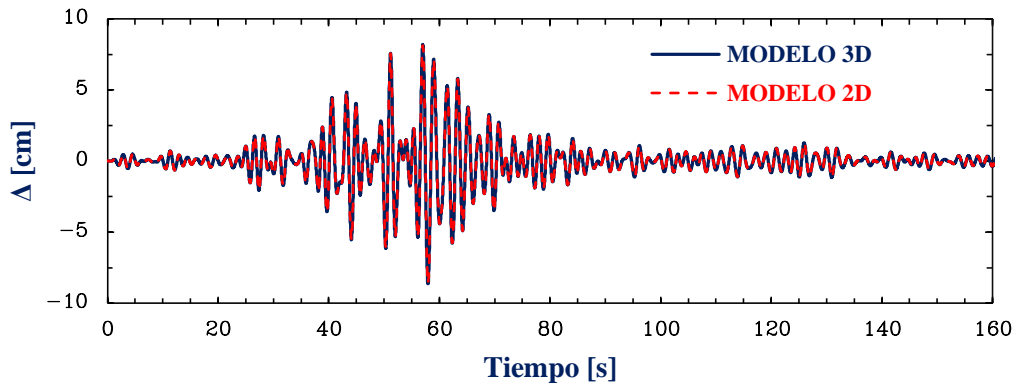


Figura 4.54. Comparación de las distorsiones y cortantes máximos para el edificio de cinco niveles considerando la ISE para el estrato 1, $W_T=673.76$ Ton



a) Desplazamientos totales en azotea



b) Desplazamientos totales en primer piso

Figura 4.55. Comparación de las respuestas en desplazamientos para los edificios de siete niveles considerando ISE para el estrato 1

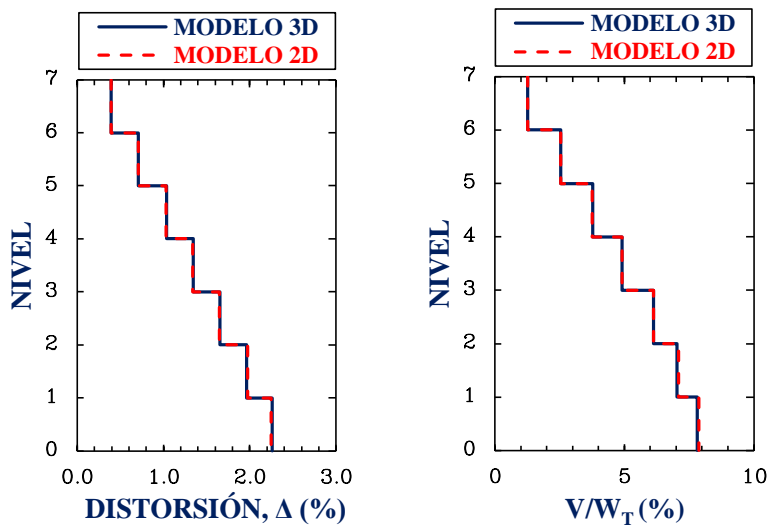


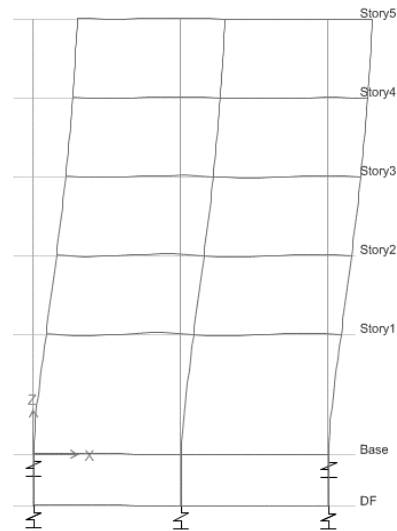
Figura 4.56. Comparación de las distorsiones y cortantes máximos para el edificio de siete niveles considerando la ISE para el estrato 1, $W_T = 5118.72$ Ton

Tabla 4.29. Comparación de los periodos obtenidos del modelo bidimensional considerando la ISE para el estrato 2

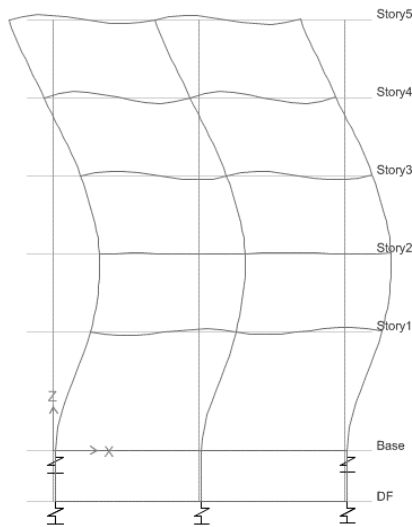
Periodos Modo	Edificio 5 niveles			Edificio 7 niveles		
	T_{3D} [s]	T_{2D} [s]	Diferencia (%)	T_{3D} [s]	T_{2D} [s]	Diferencia (%)
1. Primer modo traslación	1.1177	1.1173	0.04%	1.4453	1.4450	0.02%
2. Segundo modo traslación	0.3169	0.3168	0.03%	0.4559	0.4561	0.03%
3. Tercer modo traslación	0.1535	0.1536	0.01%	0.2497	0.2496	0.06%



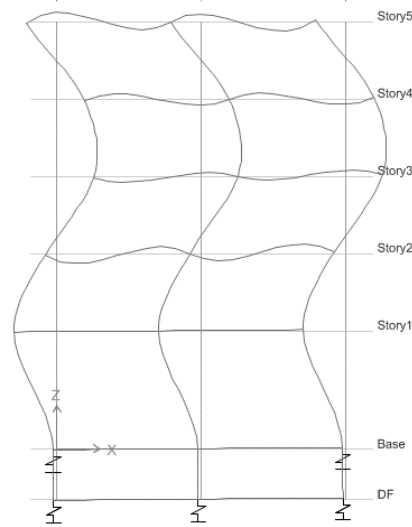
a) Modelo bidimensional



b) Primer modo ($T=1.1173s$)



c) Segundo modo ($T=0.3168s$)



d) Tercer modo ($T=0.1536s$)

Figura 4.57. Modelo bidimensional y modos de vibrar para el edificio de cinco niveles considerando ISE para el estrato 2

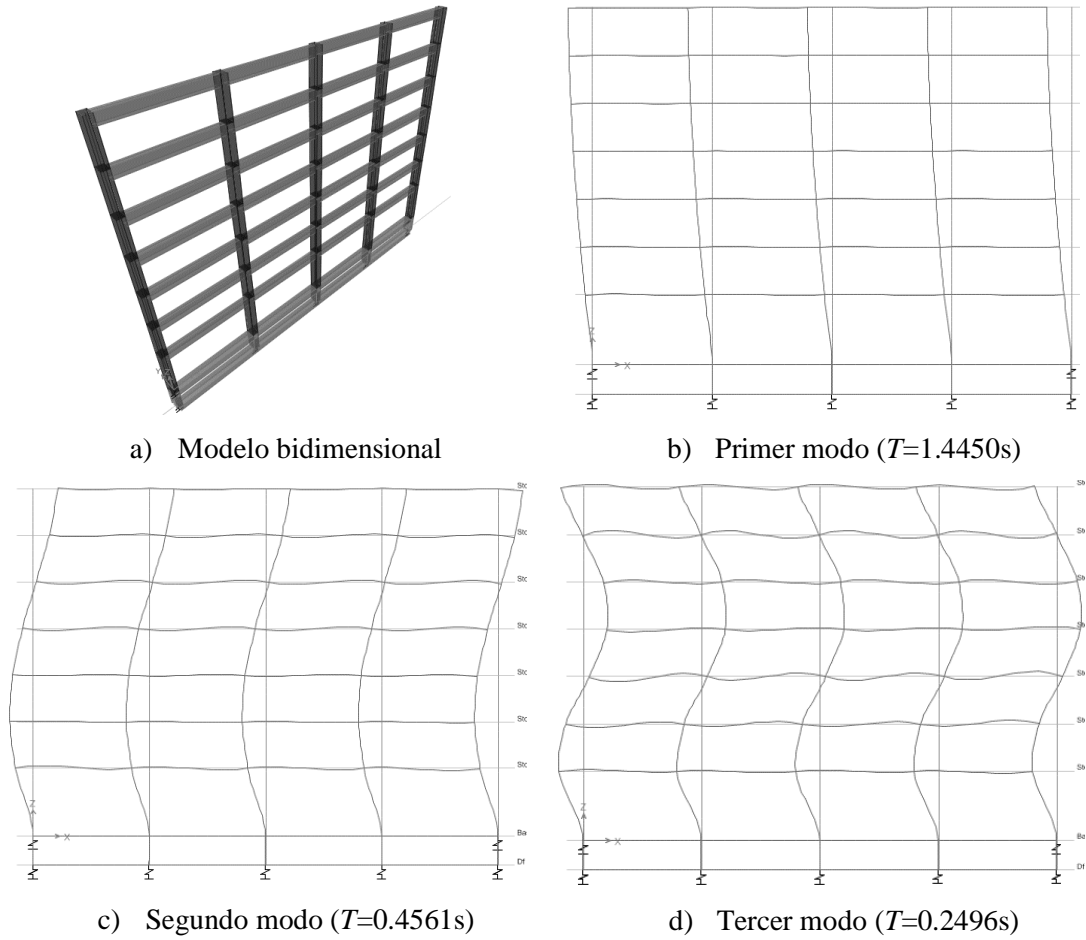


Figura 4.58. Modelo bidimensional y modos de vibrar para el edificio de siete niveles considerando ISE para el estrato 2

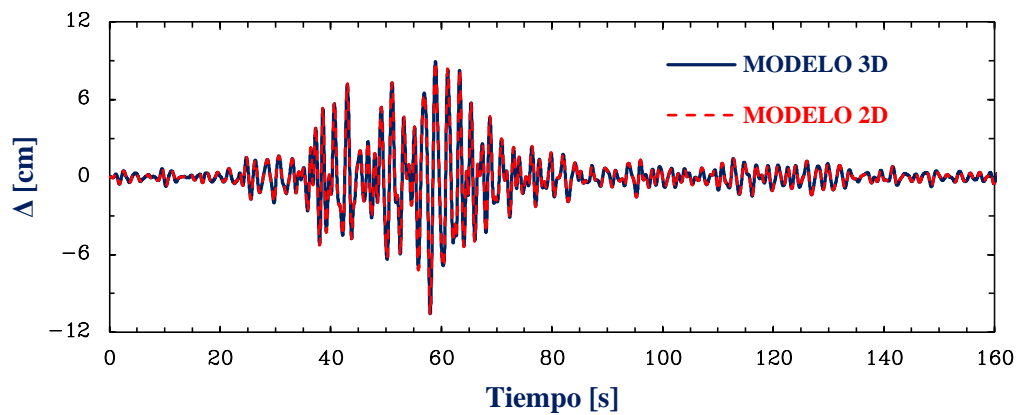
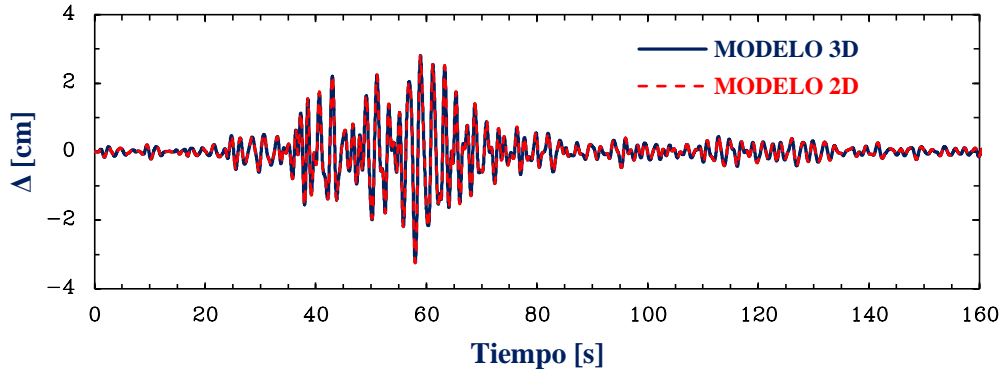


Figura 4.59. Comparación de las respuestas en desplazamientos para el edificio de cinco niveles considerando ISE para el estrato 2



b) Desplazamientos totales en el primer piso

Figura 4.59. Comparación de las respuestas en desplazamientos para el edificio de cinco niveles considerando ISE para el estrato 2 (continuación)

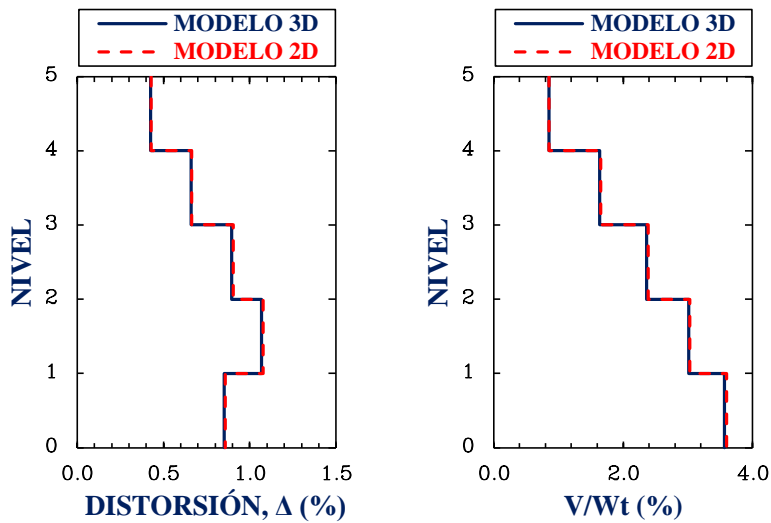
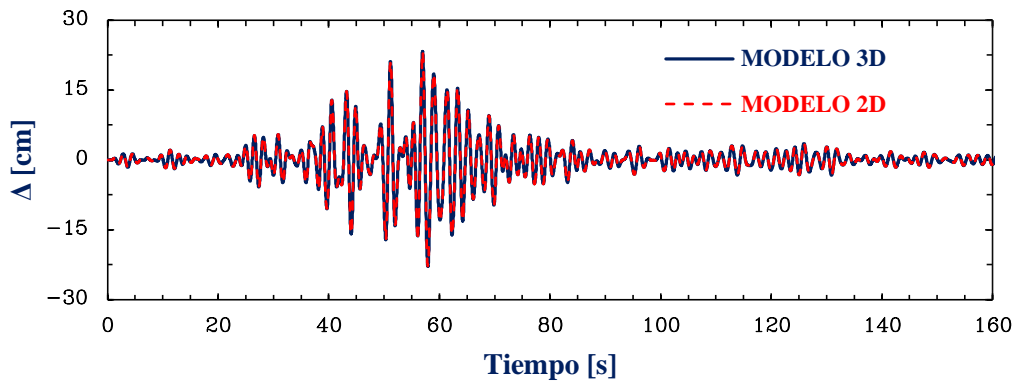
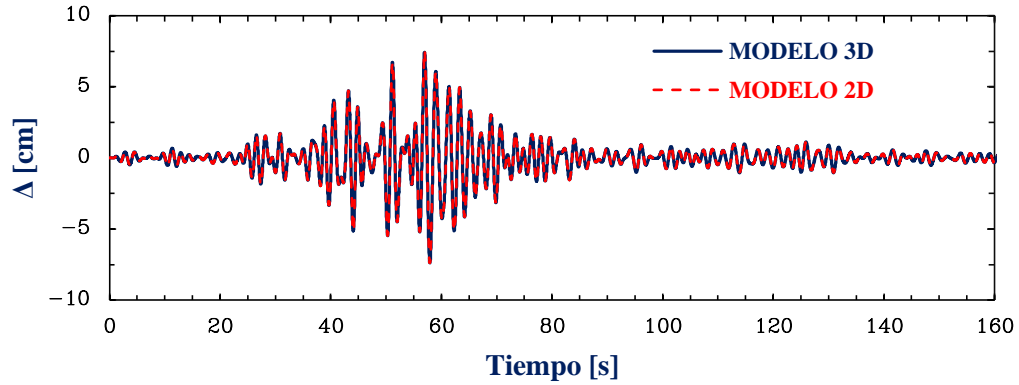


Figura 4.60. Comparación de las distorsiones y cortantes máximos para el edificio de cinco niveles considerando la ISE para el estrato 2, $W_T = 673.76$ Ton



a) Desplazamientos totales en azotea

Figura 4.61. Comparación de las respuestas en desplazamientos para el edificio de siete niveles considerando ISE para el estrato 2



b) Desplazamientos totales en el primer piso

Figura 4.61. Comparación de las respuestas en desplazamientos para el edificio de siete niveles considerando ISE para el estrato 2 (continuación)

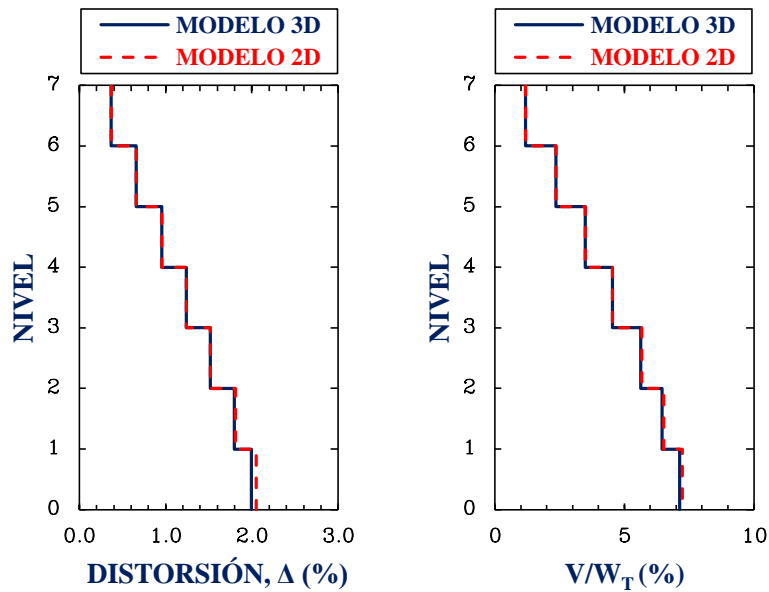


Figura 4.62. Comparación de las distorsiones y cortantes máximos para el edificio de siete niveles considerando la ISE para el estrato 2, $W_T=5118.72$ Ton

Con los resultados obtenidos, se demuestra que los marcos son dinámicamente equivalentes a los modelos tridimensionales, por lo que se concluye que si son representativos de todo el edificio.

5. REGISTROS DE ACELERACIÓN SELECCIONADOS PARA EL ESTUDIO

Los primeros registros de aceleraciones seleccionados, se encuentran cerca de los edificios de estudio, y fueron registrados en la estación Cibeles S05 durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 con una magnitud de $M_s = 7.1$. Para la componente E-W, tiene una aceleración máxima del terreno de 0.12g aproximadamente y cuenta con una duración de 329.01s, con una respuesta espectral máxima de 0.48g para un periodo dominante de 1.57s (fig. 5.1).

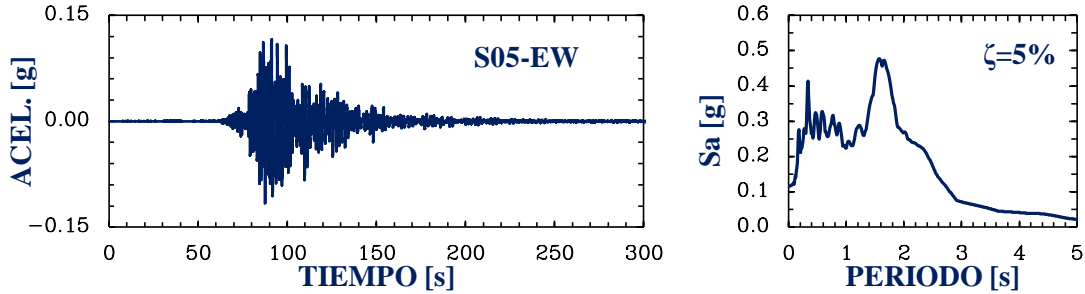


Figura 5.1. Registro de aceleración S05-EW obtenido durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 en la estación Cibeles operada por el CIRES y su correspondiente espectro de respuesta elástico para $\zeta=5\%$. Roma Norte, centro-oeste del lago de Texcoco

En la componente N-S para la misma estación Cibeles S05, se obtuvo una aceleración máxima del terreno de 0.12g aproximadamente y una respuesta espectral máxima de 0.49g para un periodo dominante de 1.57s (fig. 5.2).

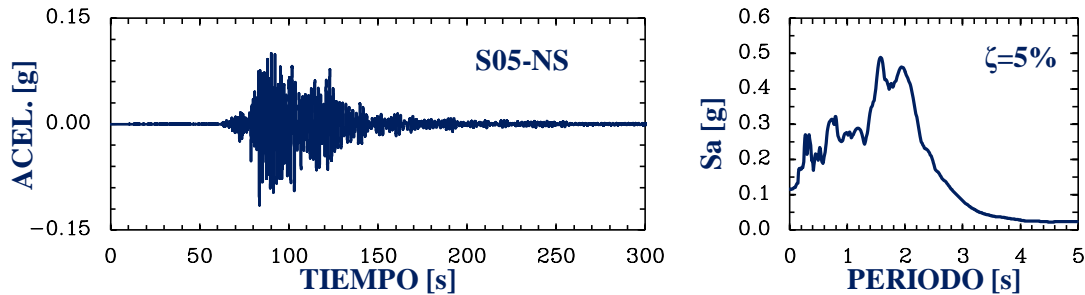


Figura 5.2. Registro de aceleración S05-NS obtenido durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 en la estación Cibeles operada por el CIRES y su correspondiente espectro de respuesta elástico para $\zeta=5\%$. Roma Norte, centro-oeste del lago de Texcoco

En la figura 5.3 se muestra un registro de aceleraciones artificial generado para la misma estación S05 y para un sismo similar al del 19 de septiembre de 2017. Este registro cuenta con una duración de un poco más de 240s, y una aceleración máxima del terreno de 0.18g aproximadamente, con una respuesta máxima espectral de 0.86g para un periodo dominante de 2.15s (fig. 5.3).

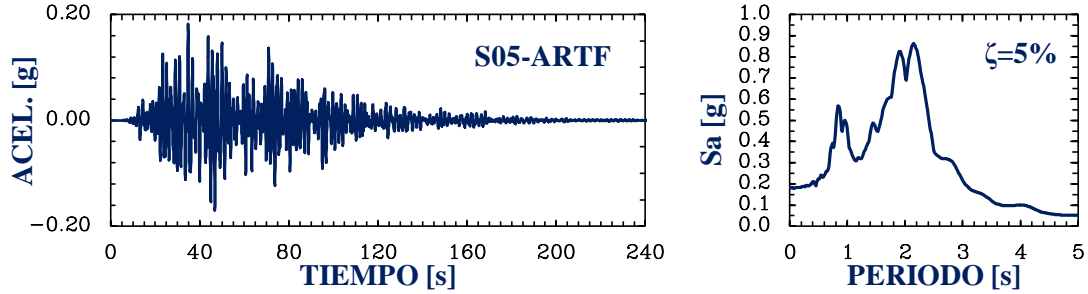


Figura 5.3. Registro de aceleración artificial para la estación S05 para un sismo similar al del 19 de septiembre de 2017 y su correspondiente espectro de respuesta elástico para $\zeta=5\%$. Cortesía del Dr. Luis Eduardo Pérez-Rocha.

5.1. Registro proyectado en la dirección y ángulo en que se ubicaban los edificios

Para realizar un análisis más realista de lo sucedido con los edificios en estudio, se generó un registro de aceleraciones que esté proyectado con la dirección y ángulo en que se encuentran, los cuales están inclinados a once grados respecto al Este, dado el ángulo y los registros en las direcciones NS y EW, el movimiento en la dirección longitudinal L se calcula como (Pérez Rocha 2020):

$$L = NS \cos \theta + EW \sin \theta \quad (5.1)$$

Mientras que en la dirección transversal T , se calcula como:

$$T = EW \cos \theta - NS \sin \theta \quad (5.2)$$

En la figura 5.4 se muestra el registro calculado para el ángulo de inclinación de once grados, el cual obtuvo una aceleración máxima de 0.11g con una respuesta espectral máxima de 0.44g para un periodo de 1.96s.

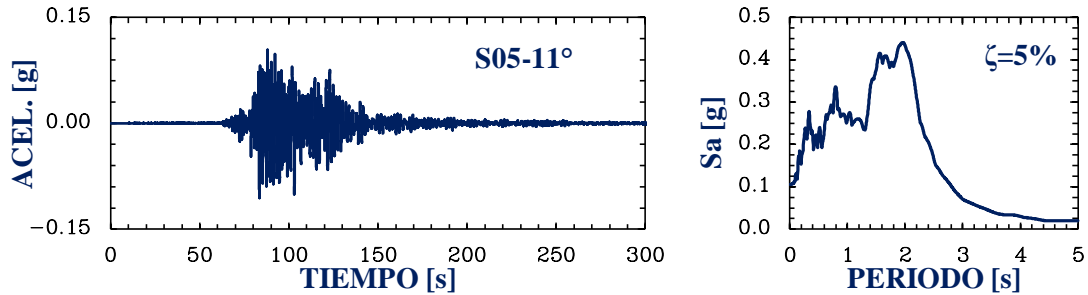


Figura 5.4. Registro de aceleración para un ángulo de inclinación de once grados, creado a partir de las componentes NS-EW de los registros de la Estación Cibele S05 durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 y su espectro de respuesta elástico para $\zeta=5\%$

5.2. Descripción y presentación de los otros registros seleccionados

En la figura 5.5 se presentan dos registros de aceleración obtenidos durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 ($M_s=7.1$) y sus respectivos espectros de respuesta elástica para un 5% de amortiguamiento. Las estaciones operadas por el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES) que fueron seleccionadas son las ubicadas al sur de la ciudad, en Tláhuac (TH35) en su componente N-S y la estación Culhuacán (CH84) en su componente E-W. El registro de Tláhuac en dirección N-S tiene una duración de 329s con una aceleración máxima de 0.19g, este registro tiene una respuesta espectral máxima de 0.70g para un periodo de dominante de 2.24s. El registro de la Culhuacán en la dirección E-W presenta aceleraciones máximas de 0.23g, duración de 338s aproximadamente y respuesta espectral máxima de 1.58g para un periodo dominante de 1.39s. Es por mucho el registro y la componente más intensa que fue registrada en terreno blando de la Ciudad de México durante este sismo.

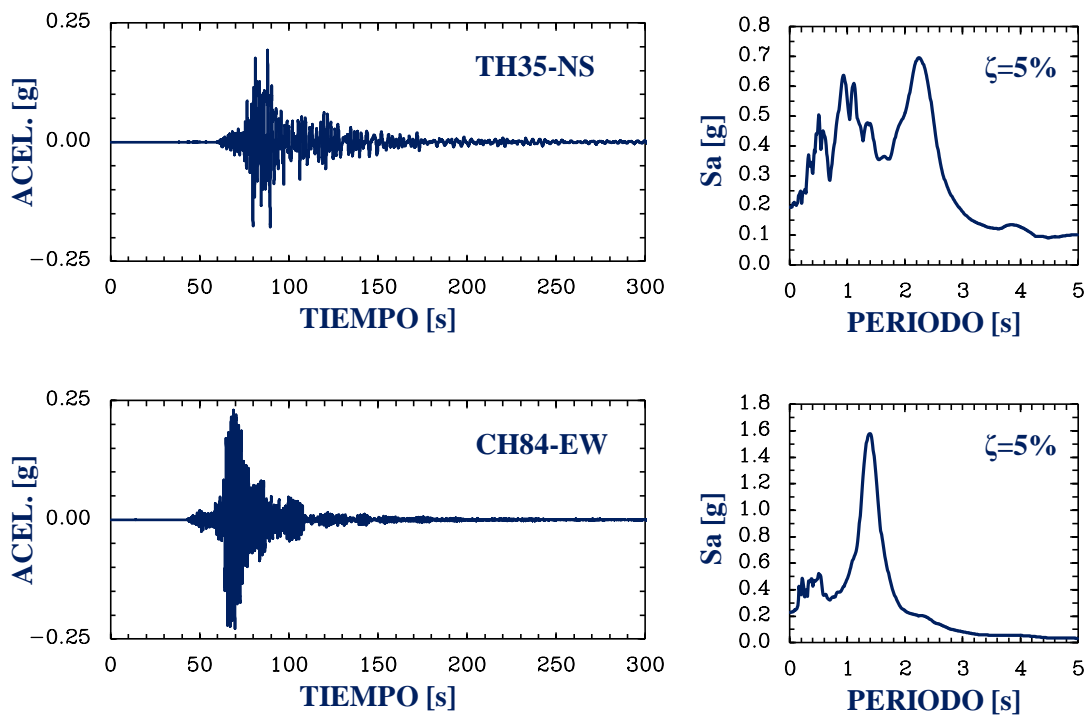


Figura 5.5. Registros de aceleración obtenidos durante el sismo de 19/09/2017 en la estación Tláhuac TH35-NS (lago Chalco) y en la estación Culhuacán CH84-EW (lago Xochimilco) con sus espectros de respuesta para $\zeta=5\%$. Las estaciones son operadas por el CIRES

En la figura 5.6 se muestra el registro de aceleración más intenso obtenido durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 ($M_s=8.1$) en la zona de terreno blando de la CDMX: el de la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT) en su componente E-W. Además, se muestra su respectivo espectro de respuesta elástica para un 5% de amortiguamiento. El registro de SCT en su dirección E-W tiene una aceleración máxima del terreno de 0.18g aproximadamente con una duración de 160s, con respuesta espectral máxima de 1.0g para un periodo de 2.0s.

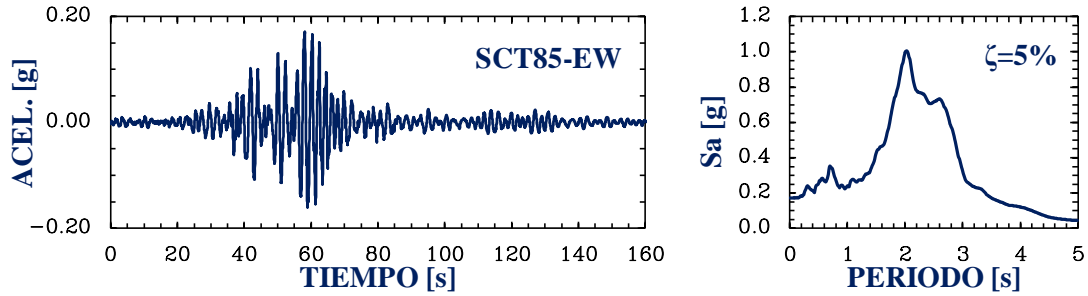


Figura 5.6. Registro de aceleración obtenido durante el sismo del 19/09/1985 en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en su componente E-W con su espectro de respuesta para $\zeta=5\%$ Narvarte Oriente, centro-sur del lago de Texcoco

Estos registros fueron seleccionados por sus diferentes características como duración, periodos dominantes, ubicación geográfica (centro-oeste y sur-oriente de la ciudad, en los antiguos lagos de Texcoco, Xochimilco y Chalco), contenidos de frecuencias y respuestas espectrales máximas, para poder demandar a las estructuras y poder evaluar los posibles choques entre los edificios ante estos registros de mayores intensidades.

6. ESTUDIO DE LA IMPORTANCIA DEL CHOQUE ESTRUCTURAL EN EL COLAPSO Y DAÑO DE LOS EDIFICIOS SELECCIONADOS

En este capítulo se presenta las simulaciones del comportamiento sísmico de los edificios en estudio, realizando análisis paso a paso no lineales con las geometrías y armados mostrados en capítulos anteriores. Para estos análisis se siguió utilizando el programa Etabs en su versión 17. Como se comentó en el capítulo anterior, para realizar un análisis más realista de lo sucedido con los edificios, se generó un registro de aceleraciones con la proyección en dirección y ángulo en que se encuentran, el cual fue once grados en la dirección longitudinal.

Para la determinación de las capacidades de las vigas y columnas, se determinaron las resistencias considerando un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo y el modelo de Mander (Mander *et al.* 1986) para el concreto confinado. El cálculo de las capacidades se llevó a cabo empleando el programa SAP 2000.

Para la interpretación de los resultados de los análisis, se consideraron los parámetros dinámicos de las curvas de histéresis de cada entrepiso, que relaciona la distorsión con el cortante de entrepiso, ya que nos permite saber si las estructuras se comportaron en el intervalo inelástico o no. Ambos parámetros se presentan normalizados, para el cortante se normalizó con respecto al peso total de la estructura (V/W_t) y la distorsión normalizada con respecto a la altura del entrepiso (Δ/h). Todos los resultados se presentan en porcentaje. De igual forma, se presentan las historias de distorsión contra tiempo, para poder visualizar de forma más clara cuando se presente un colapso numérico. Además, de manera puntual se muestra el mapeo de las articulaciones plásticas desarrolladas, las cuales fueron normalizadas en porcentaje con respecto a la máxima rotación teórica de cada elemento.

6.1. Respuesta dinámica no lineal probable de los edificios en estudio durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 sin modelar el choque estructural

6.1.1. Modelos en base rígida

La primera simulación de los edificios en estudio consistió en conocer su comportamiento sísmico en base rígida sin modelar el choque estructural. Los resultados de esta simulación, para el edificio de cinco niveles, se muestran en la figura 6.1, donde se presenta el detalle de la respuesta dinámica global, más los cinco niveles del edificio Álvaro Obregón 284 (AO284). En la figura 6.2, se muestran el mapeo de las articulaciones plásticas desarrolladas durante la simulación, donde se aprecia sólo el daño en las trabes, las cuales nunca alcanzan la rotación máxima teórica, lo que muestra que aunque hubo daños, el edificio debió haber sobrevivido al sismo pero con daño moderado.

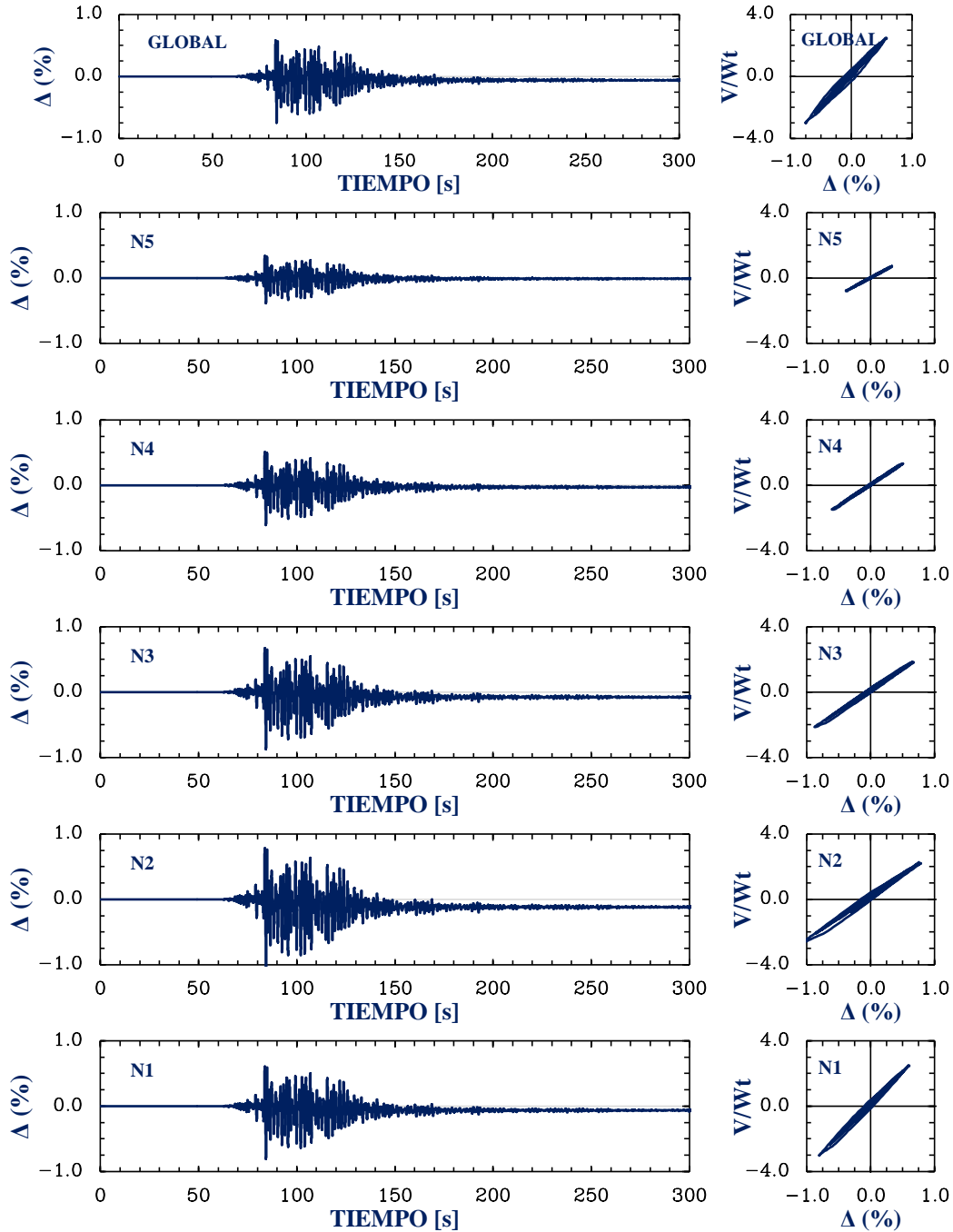
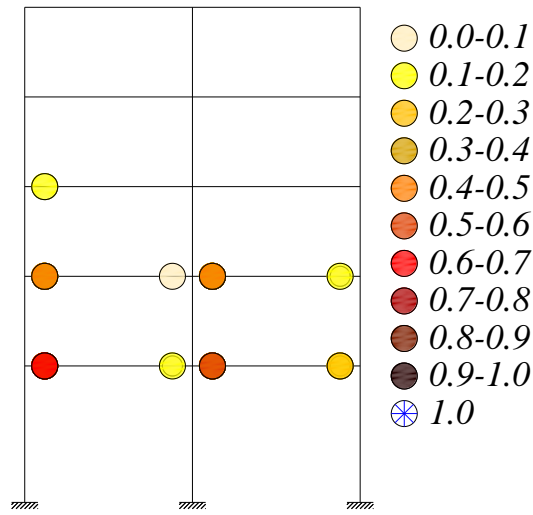


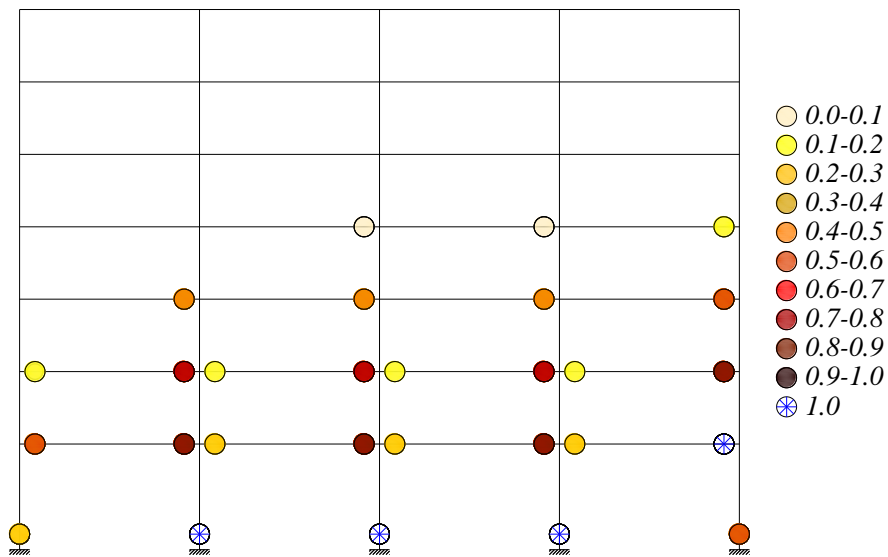
Figura 6.1. Respuesta dinámica de los entresijos para el edificio Álvaro Obregón 284 en base rígida

En la simulación del edificio Álvaro Obregón 286 (AO286) se obtiene el colapso de la estructura aun si no hubiese choque estructural, pues como se aprecia en el mapeo de las fluencias inelásticas desarrolladas (fig. 6.3), se forma un mecanismo de piso suave al llegar a su máxima rotación teórica las columnas en su base. A partir del análisis dinámico no lineal, se obtiene que el colapso numérico inició aproximadamente a los 86 segundos de su respuesta dinámica, el cual ocurrió en los niveles 1 a 4 (fig. 6.4).



Distorsión $\Delta=0.57\%$ (t=84.86 s)

Figura 6.2. Fluencias inelásticas normalizadas del modelo AO284 en base rígida



Distorsión $\Delta=0.70\%$ (t=83.80 s)

Figura 6.3. Fluencias inelásticas normalizadas para el edificio Álvaro Obregón 286 en base rígida

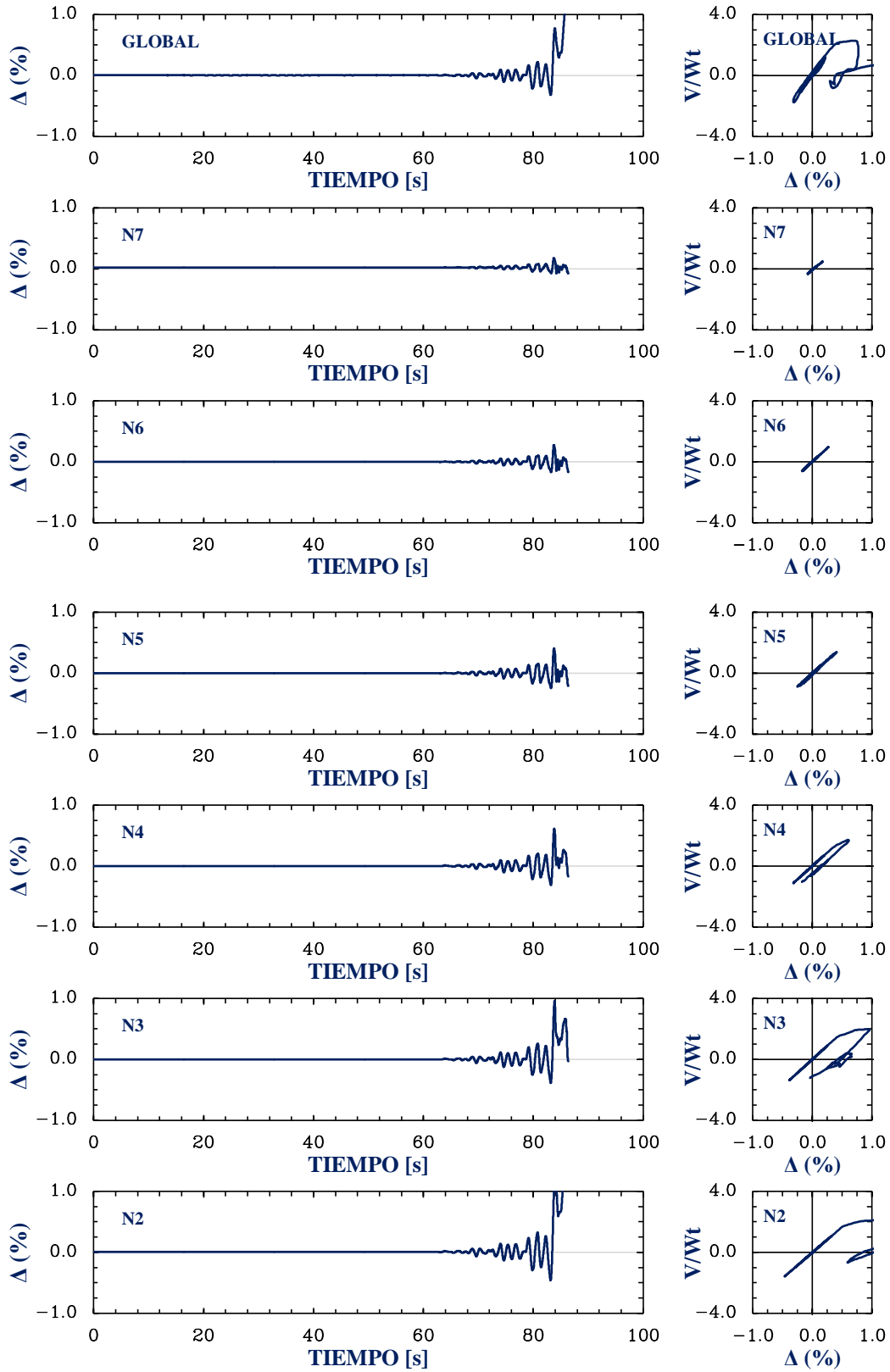


Figura 6.4. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del modelo AO286 en base rígida

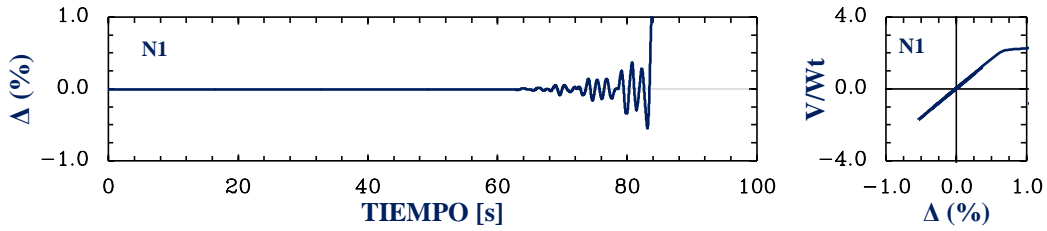


Figura 6.4. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del modelo AO286 en base rígida (continuación)

6.1.2. Modelos con interacción suelo estructura

La segunda simulación de los edificios en estudio se hizo para conocer su comportamiento sísmico en base flexible sin modelar el choque estructural, el cual se realizó para los dos estratos de suelos ya mencionados en el capítulo 4, el estrato 1, con las propiedades marcadas por la NTCS-2004 y el estrato 2, con las propiedades obtenidas por la mecánica de suelos.

A partir de los resultados de esta simulación para el estrato 1 se observa que el edificio AO284 desarrolla mayor comportamiento no lineal con respecto a su comportamiento en base rígida, ya que presenta mayores rotaciones plásticas desarrolladas (fig. 6.5) y mayores deformaciones en la estructura. En la figura 6.6 se muestra la respuesta dinámica de los cinco niveles, más su respuesta global, y como se observa, aunque hubo daños, la estructura no llegaría al colapso. Para el edificio AO286, a partir de las gráficas de tiempo y de histéresis (fig. 6.7) se observa que no fue capaz de resistir la acción del sismo, ya que se presenta una inestabilidad dinámica que lleva a la estructura al colapso, al formarse un mecanismo de piso suave en las columnas de planta baja en su base, al llegar a su máxima rotación teórica (fig. 6.8), igual se puede observar que la inestabilidad dinámica ocurrió en todos los niveles.

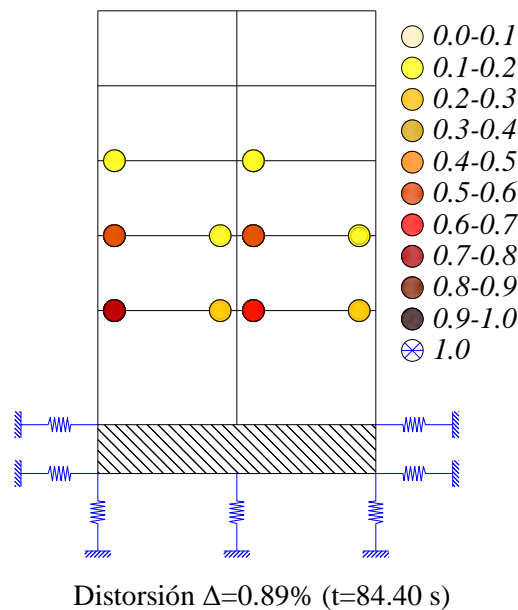


Figura 6.5. Fluencias inelásticas desarrolladas para el edificio Álvaro Obregón 284, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 1

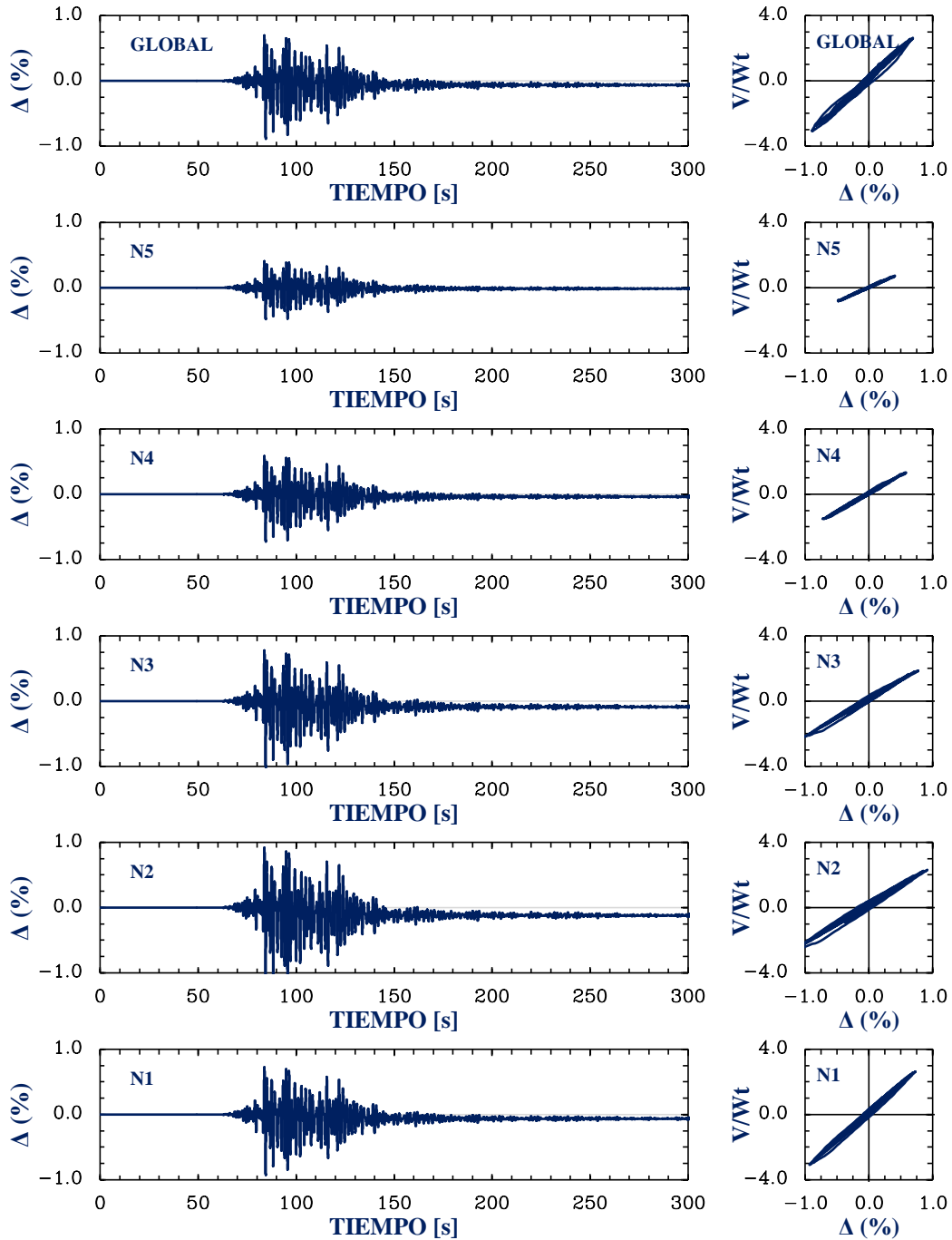


Figura 6.6. Detalles de la respuesta dinámica de los entresijos del edificio Álvaro Obregón 284, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 1

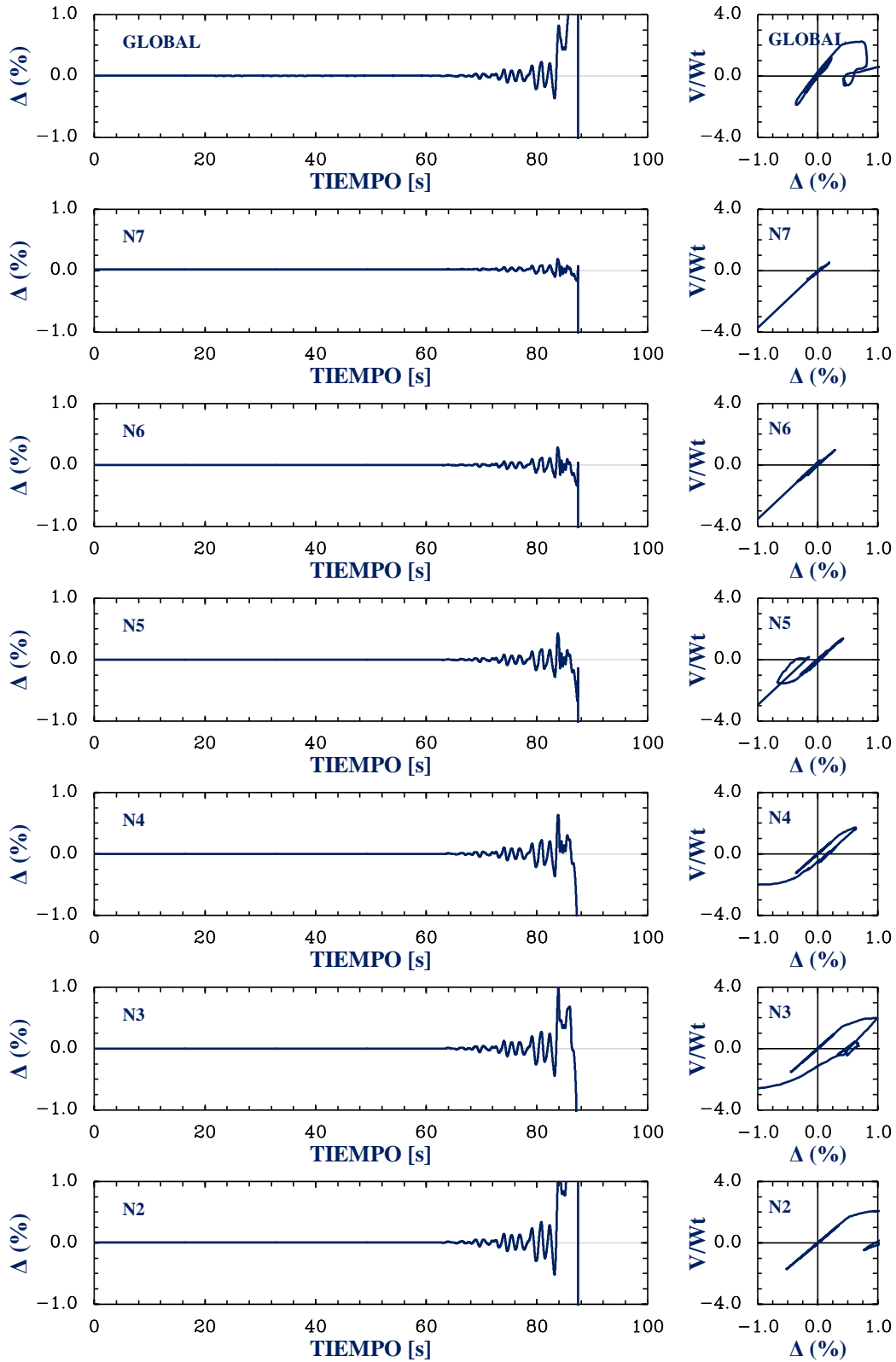


Figura 6.7. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 286, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 1

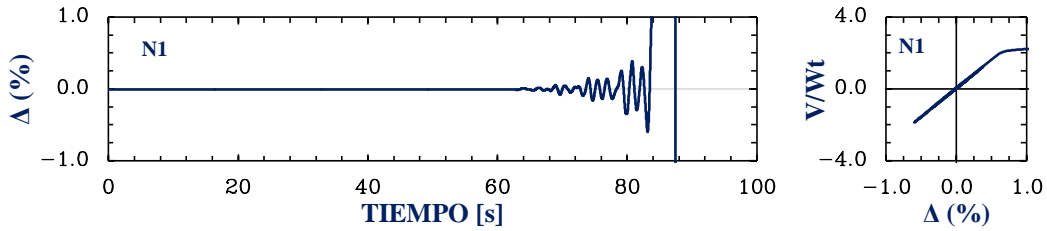
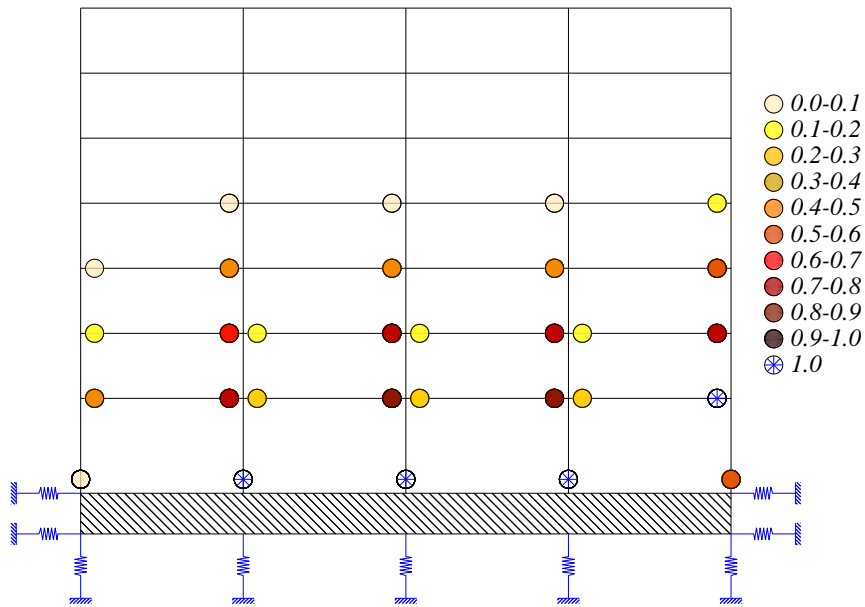


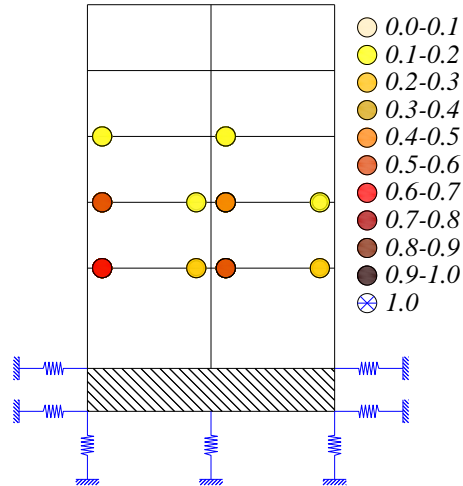
Figura 6.7. Detalles de la respuesta dinámica de los entresijos del edificio Álvaro Obregón 286, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 1 (continuación)



Distorsión $\Delta=0.71\%$ ($t=83.80$ s)

Figura 6.8. Fluencias inelásticas desarrolladas para el edificio Álvaro Obregón 286, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 1

Como se mostró en el capítulo 4, al modelar la interacción suelo-estructura con el estrato 2 con comportamiento elástico, los cambios en los edificios (periodo y amortiguamiento) fueron mínimos, por lo que se podría pensar que su respuesta sería igual a la de base rígida, pero como se mostrará, en la respuesta dinámica no lineal, al modelar la base flexible con este estrato, se presentan mayores respuestas. En la figura 6.9 se presentan las fluencias inelásticas desarrolladas para el edificio AO284, que fueron mayores a su contraparte en base rígida; se puede observar el daño, pero no el colapso de la estructura. En la figura 6.10 se presenta la respuesta dinámica de los cinco niveles, más su respuesta global. Para el edificio AO286, a partir de las gráficas de serie de tiempo y de histéresis (fig. 6.11), se aprecia que la estructura se colapsó, al formarse un mecanismo de piso suave en las columnas de planta baja en su base, al llegar a su máxima rotación teórica (fig. 6.12).



Distorsión $\Delta=0.79\%$ ($t=84.32$ s)

Figura 6.9. Fluencias inelásticas desarrolladas para el edificio Álvaro Obregón 284, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 2

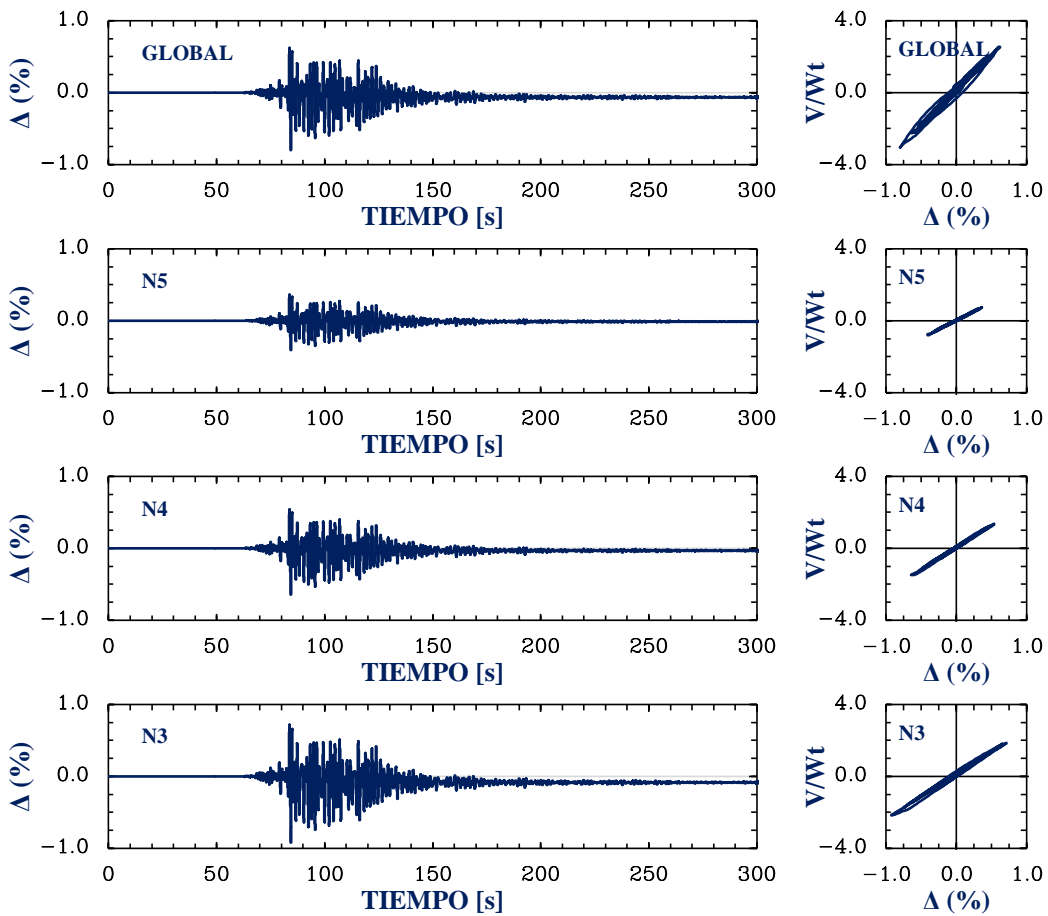


Figura 6.10. Detalles de la respuesta dinámica de los entresijos del edificio Álvaro Obregón 284, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 2

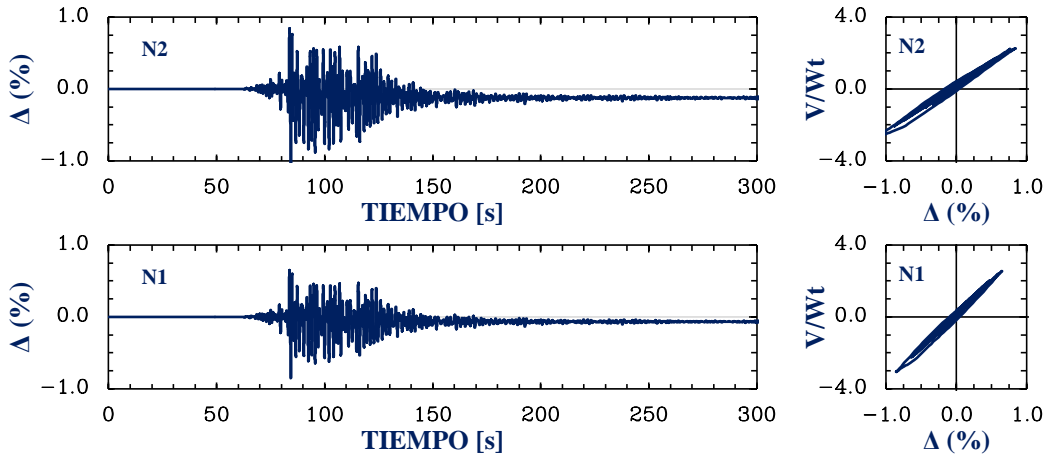


Figura 6.10. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 284, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 2 (continuación)

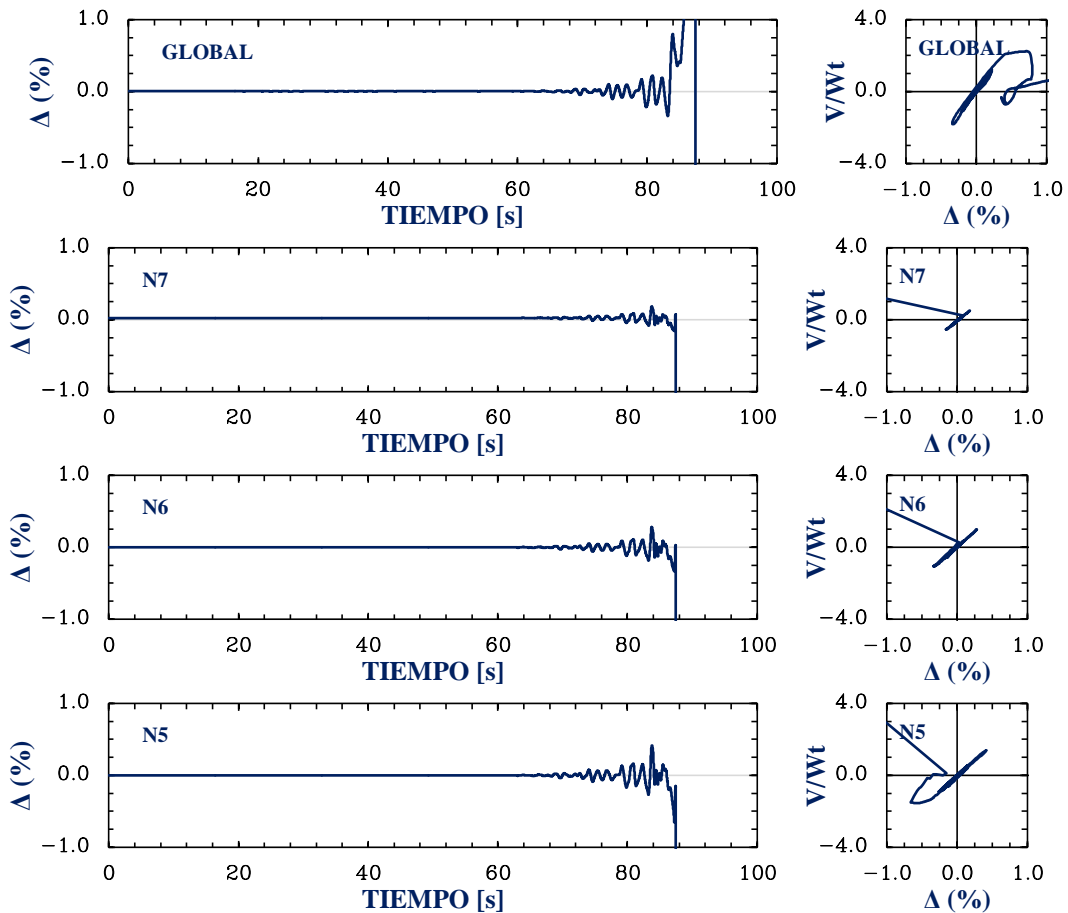


Figura 6.11. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 286, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 2

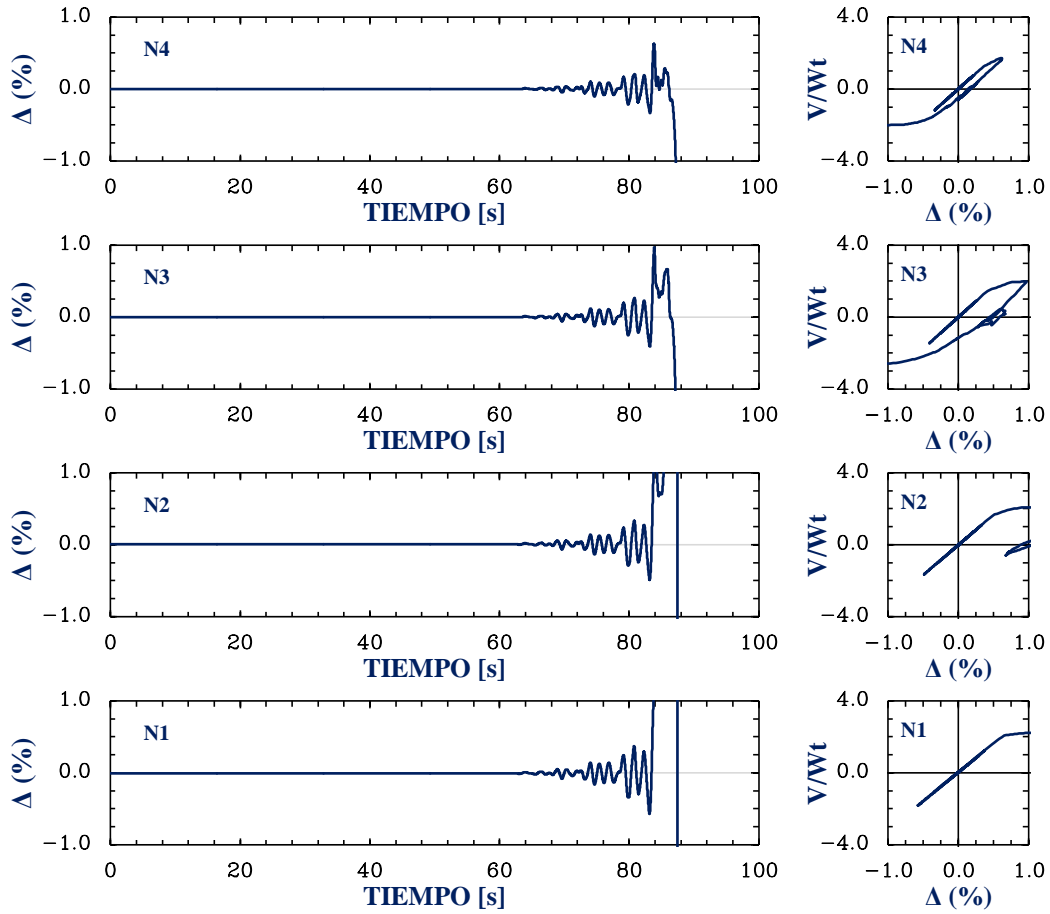


Figura 6.11. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 286, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 2 (continuación)

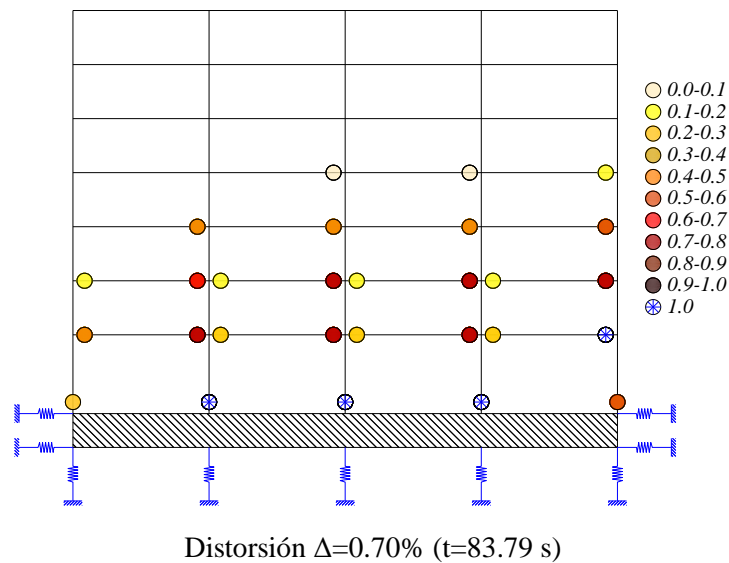


Figura 6.12. Fluencias inelásticas desarrolladas para el edificio Álvaro Obregón 286, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 2

6.1.3. Modelos que toman en cuenta el desplomo existente en base rígida

Los edificios en estudio tenían una inclinación en sentidos contrarios, o sea, se acercaban en las azoteas (fig. 6.13a), por eso se realizó simulaciones de los edificios considerando esos desplomos. Como se muestra en la figura 6.13b, los edificios estaban casi pegados en la azotea de AO284 y en el entrepiso 5 de AO286, y como ya se mencionó, estos tenían una separación de aproximadamente 5 cm en planta baja, así que para tomar estos desplomos en los análisis, se consideró que ambos edificios tuvieran una inclinación de aproximadamente 2.5 cm, ya que es difícil saber con exactitud el valor real del desplomo. Dicho desplomo se consideró rotando la cimentación y la superestructura por medio de desplazamientos prescritos.

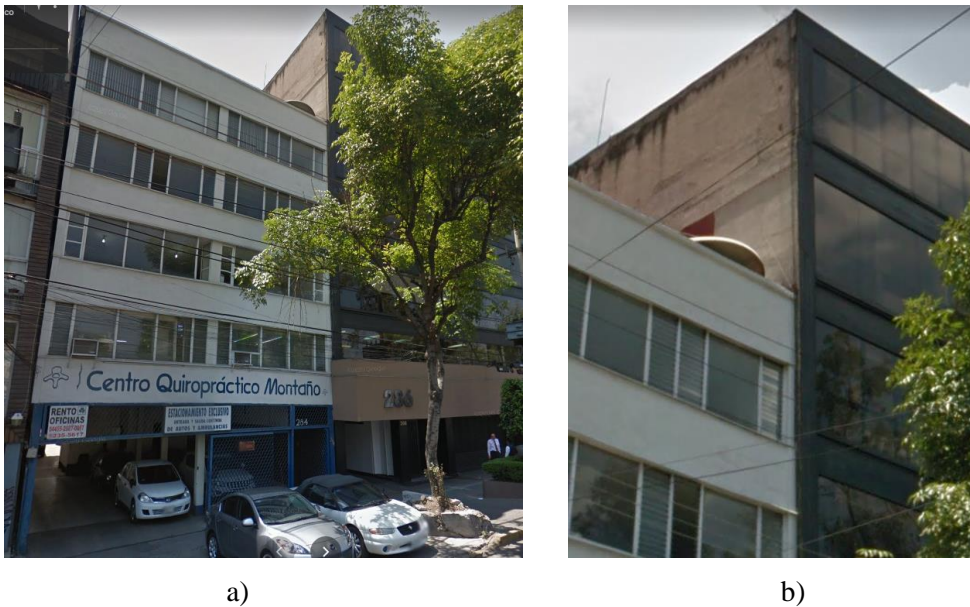


Figura 6.13. Desplomos existentes en los edificios Álvaro Obregón 284 y 286, se muestra como estaban inclinados, acercándose entre sí (imágenes obtenidas de Google Maps)

Los resultados de este análisis para el edificio AO284, se muestran en la figura 6.14, donde se presentan las curvas de histéresis normalizadas (cortante vs distorsión) y las series de tiempo de distorsiones normalizadas de todos los entrepisos, más su respuesta global, en el que se refleja claramente el efecto del desplomo y el daño ocurrido en la estructura, por la formación de articulaciones plásticas en las trabes (fig. 6.15), aunque hubo daño, la estructura no se colapsó, al no llegar ninguna trabe a su máxima capacidad de deformación y resistencia teórica calculada.

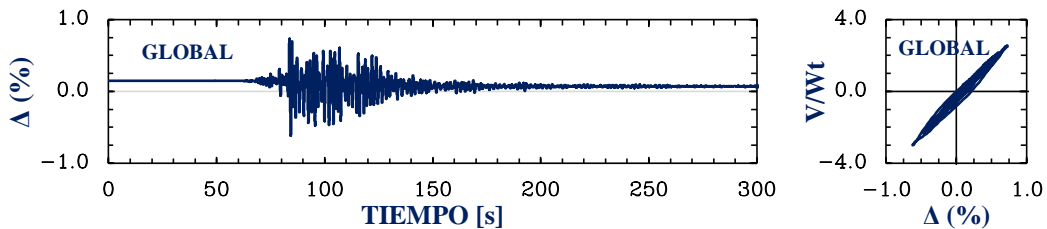


Figura 6.14. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 284 en base rígida, considerando el desplomo existente

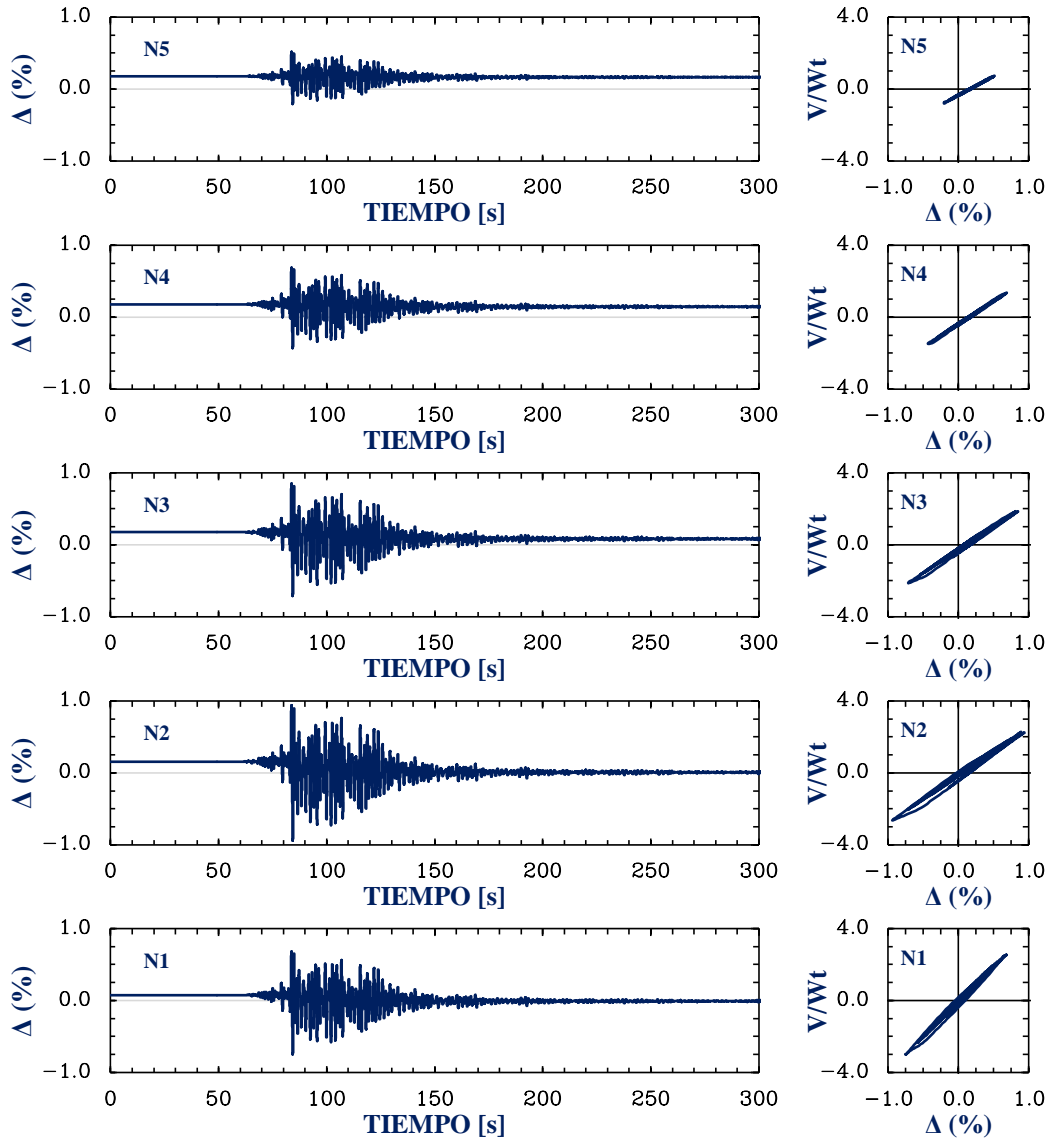


Figura 6.14. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 284 en base rígida, considerando el desplomo existente (continuación)

Con los resultados obtenidos del análisis para el edificio AO286 se muestra nuevamente que el edificio se colapsaría aun sin modelar el choque estructural, y que debido al desplomo existente, en el primer nivel, algunas travesas alcanzan su máxima rotación teórica calculada (es decir, la definición de una articulación plástica), que son mayores a las obtenidas en el análisis considerando el edificio a plomo, además de la formación del mecanismo de piso suave (fig. 6.16). En la figura 6.17 se presentan las respuestas dinámicas de los siete niveles, más su respuesta global. Se observa el desplomo existente y que se produce una inestabilidad dinámica que lo llevó a su colapso numérico y que ocurrió en todos los niveles.

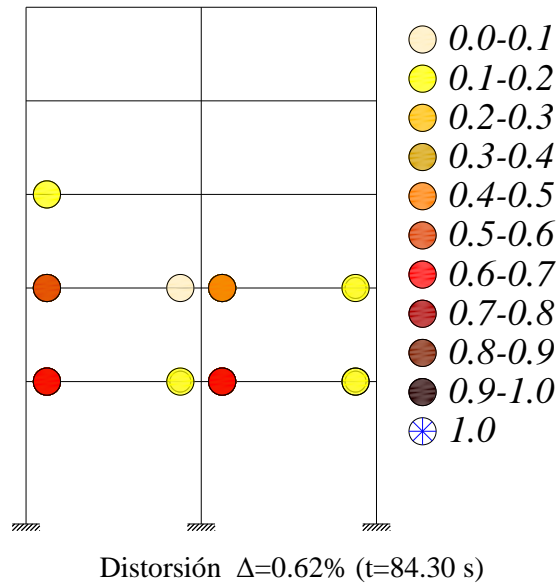


Figura 6.15. Fluencias inelásticas desarrolladas para el edificio Álvaro Obregón 284 en base rígida, considerando el desplomo existente

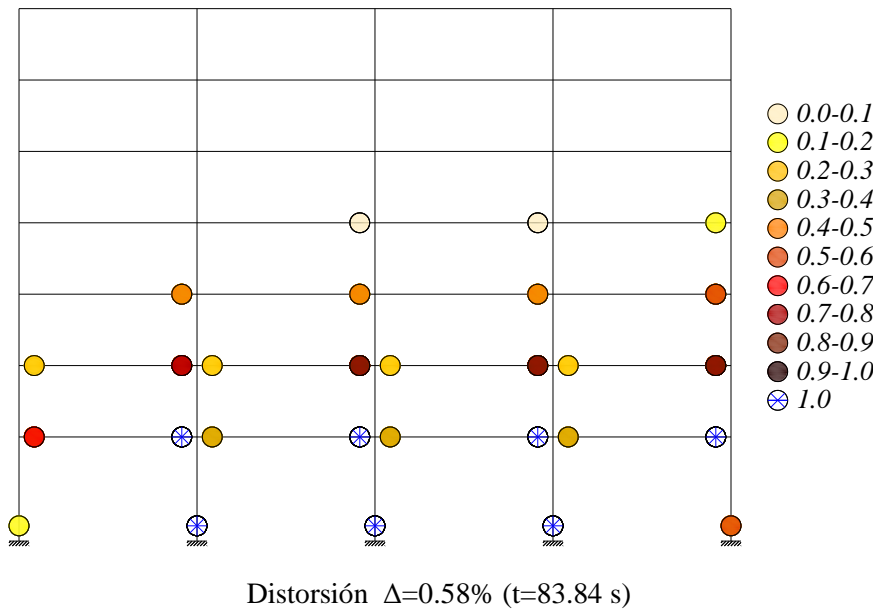


Figura 6.16. Fluencias inelásticas y articulaciones plásticas desarrolladas para el edificio Álvaro Obregón 284 en base rígida, considerando el desplomo existente

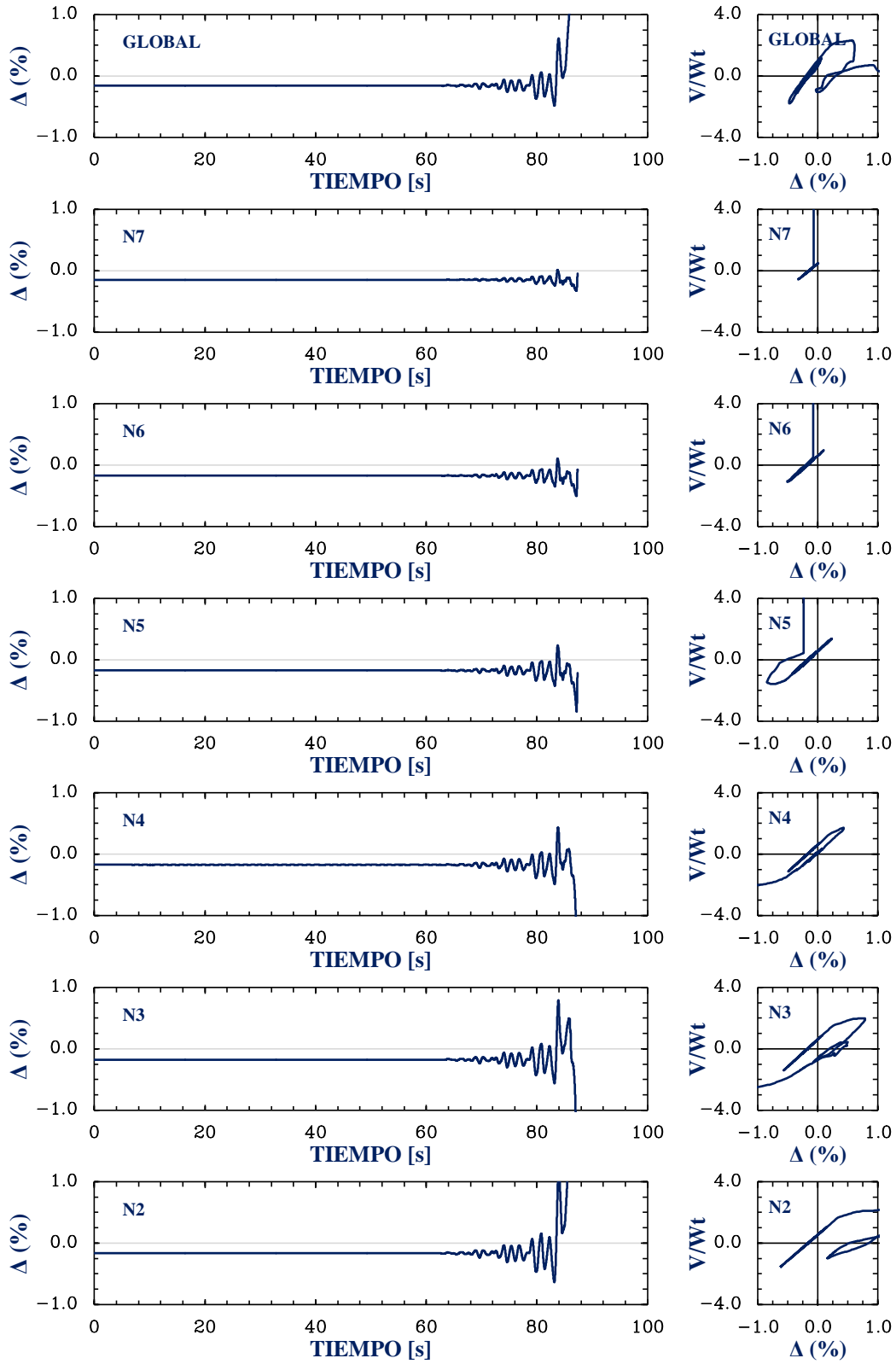


Figura 6.17. Detalles de la respuesta dinámica de los entresijos del edificio Álvaro Obregón 286 en base rígida, considerando el desplomo existente

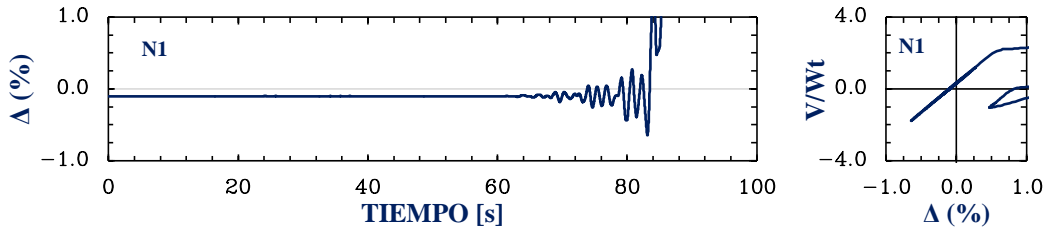


Figura 6.17. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 286 en base rígida, considerando el desplomo existente (continuación)

6.1.4. Modelos que toman en cuenta el desplomo existente en base flexible

A partir de los resultados de este análisis considerando la interacción suelo-estructura para el estrato 1, se obtiene que el edificio AO284 desarrolla mayor comportamiento no lineal con respecto a su comportamiento en base rígida a plomo e inclinado, ya que presenta mayores fluencias inelásticas desarrolladas en los tres primeros niveles (fig. 6.18) y mayores deformaciones en la estructura, pero no presentó mayores rotaciones al modelo en base rígida a plomo. En la figura 6.19 se muestra la respuesta dinámica de los cinco niveles, más su respuesta global, en la que se observa el desplome y el daño moderado ocasionado. Para el edificio AO286, su comportamiento sísmico es de colapso, tal como lo muestra las gráficas de tiempo y de histéresis (fig. 6.20), ya que se presenta una inestabilidad dinámica que lleva a la estructura al colapso numérico, al formarse un mecanismo de piso suave en las columnas de planta baja en su base, ya que llegan a su máxima rotación teórica (fig. 6.21), pero no presenta rotaciones máximas en las traveses del primer nivel, como fue el caso en base rígida con desplomo, igual se puede observar que la inestabilidad dinámica ocurrió en todos los niveles.

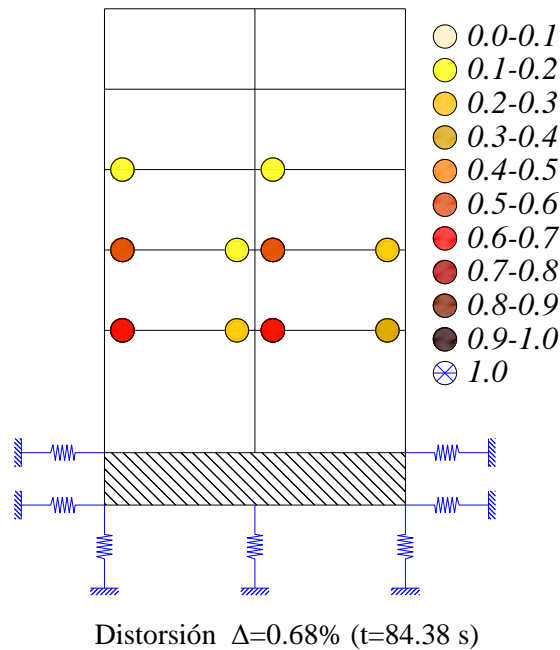


Figura 6.18. Fluencias inelásticas desarrolladas para el edificio Álvaro Obregón 284, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 1 y el desplomo existente

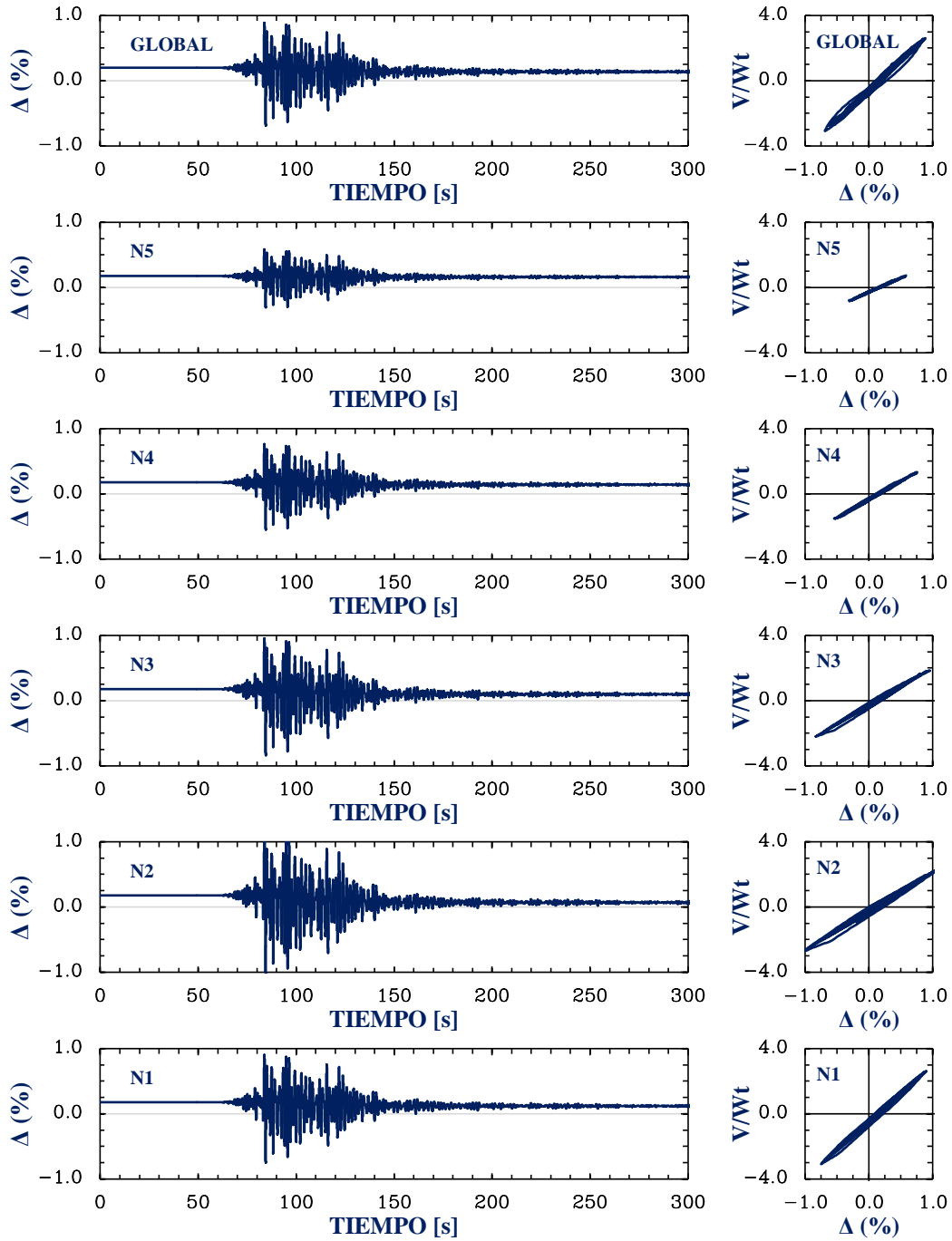


Figura 6.19. Detalles de la respuesta dinámica de los entresijos del edificio Álvaro Obregón 284, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 1 y el desplomo existente

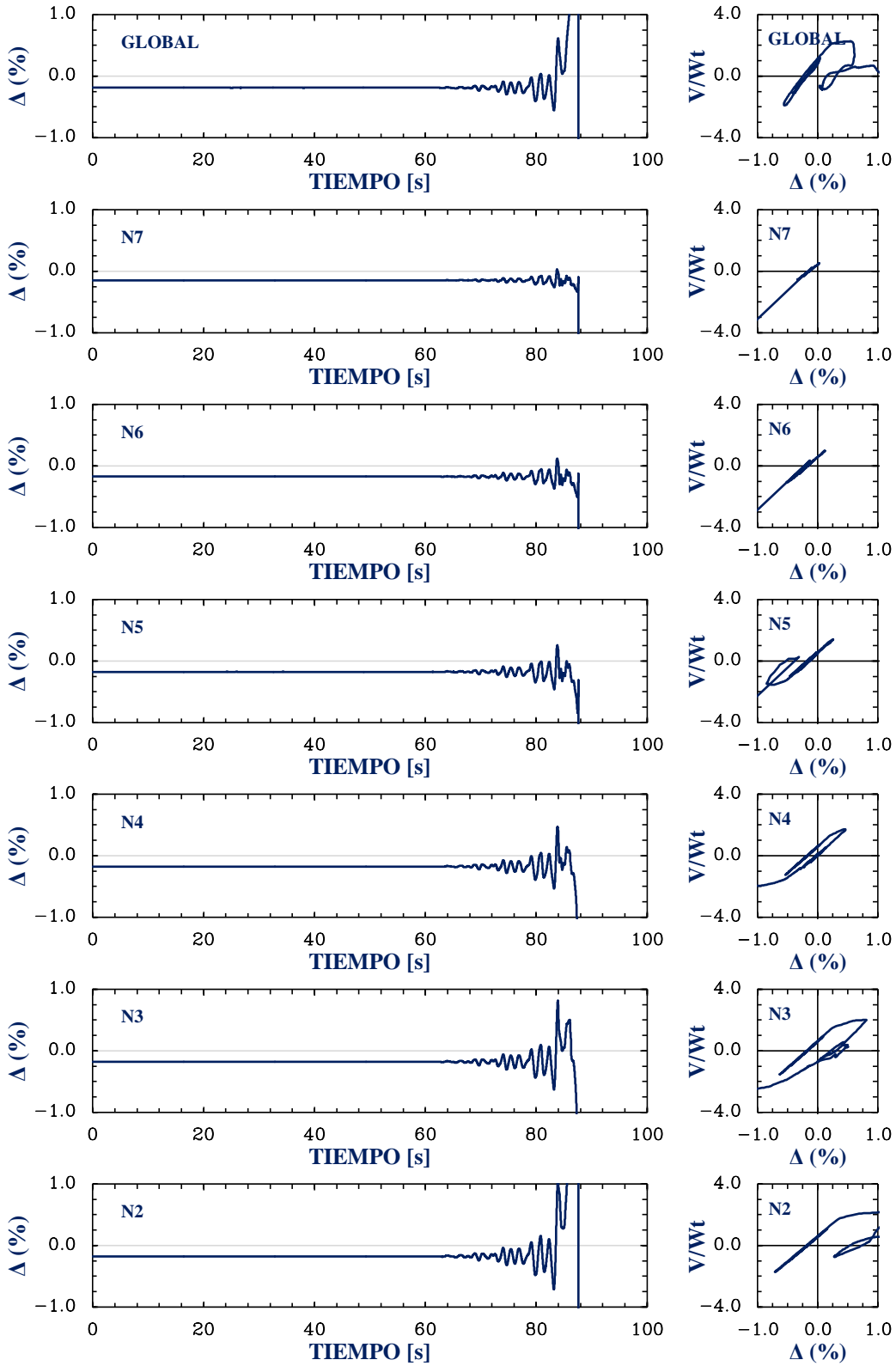


Figura 6.20. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 286, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 1 y el desplomo existente

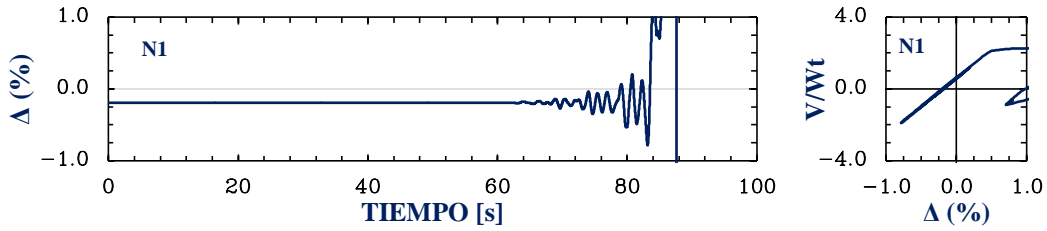


Figura 6.20. Detalles de la respuesta dinámica de los entresijos del edificio Álvaro Obregón 286, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 1 y el desplome existente (continuación)

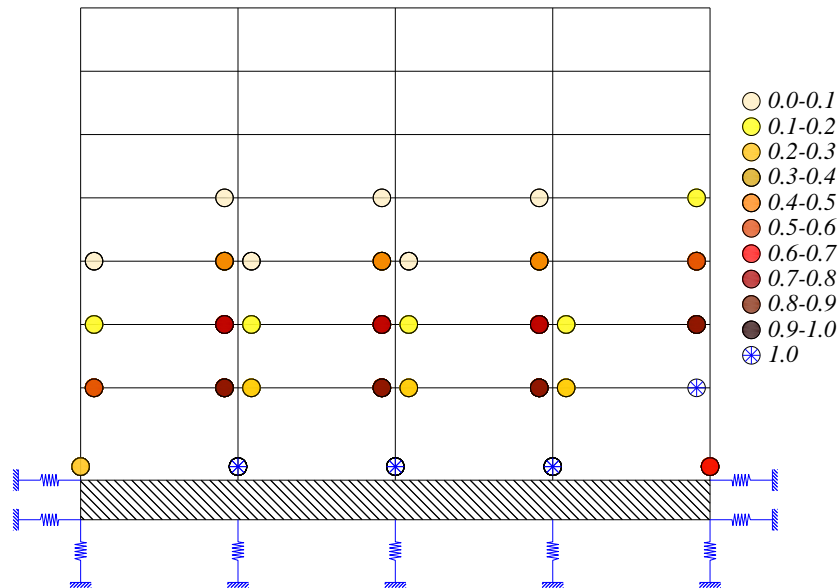


Figura 6.21. Fluencias inelásticas y articulaciones plásticas desarrolladas para el edificio Álvaro Obregón 286, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 1 y el desplome existente

Para el estrato 2, los resultados de esta simulación muestran que el edificio AO284 presentó menores fluencias inelásticas en el primer nivel que en la simulación en base rígida a desplomo, pero presentó mayores rotaciones en el tercer nivel (fig. 6.22). En la figura 6.23 se muestran las curvas de histéresis normalizadas (cortante vs distorsión) y las series de tiempo de distorsiones normalizadas de todos los entresijos, más su respuesta global, dónde se refleja claramente el efecto del desplomo y el daño ocurrido en la estructura.

A partir de los resultados del análisis para el edificio AO286 se obtiene nuevamente que el edificio se colapsaría aun sin modelar el choque estructural, también se presentan mayores rotaciones inelásticas que en el modelo a plomo, además de la formación del mecanismo de piso suave (fig. 6.24). En la figura 6.25 se presentan las respuestas dinámicas de los siete niveles, más su respuesta global. Se observa el desplomo existente y que se produce una inestabilidad dinámica que lo llevó a su colapso numérico el cual ocurrió en todos los niveles.

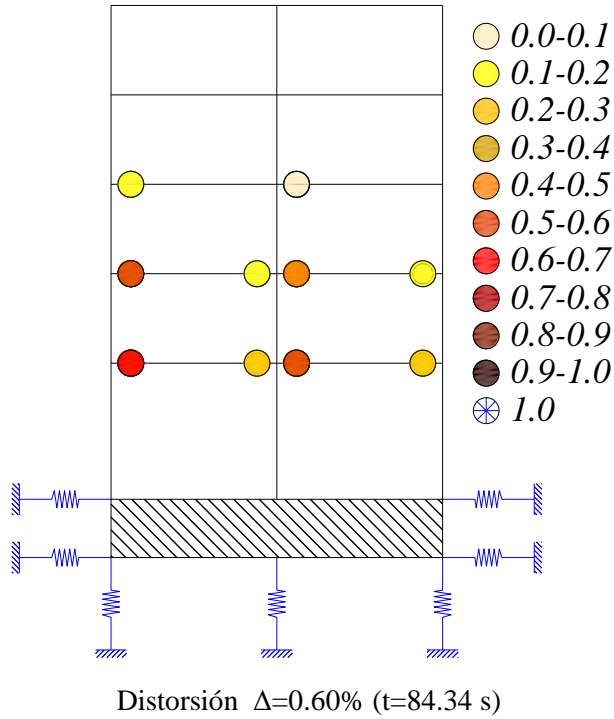


Figura 6.22. Fluencias inelásticas desarrolladas para el edificio Álvaro Obregón 284, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 2 y el desplome existente

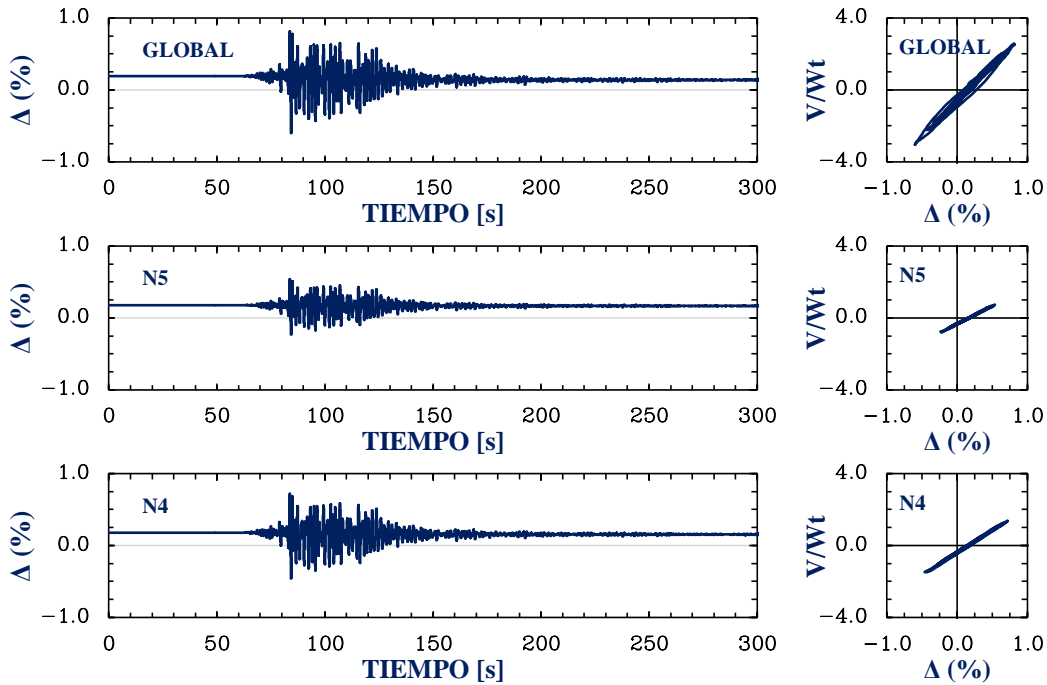


Figura 6.23. Detalles de la respuesta dinámica de los entresijos del edificio Álvaro Obregón 284, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 2 y el desplome existente

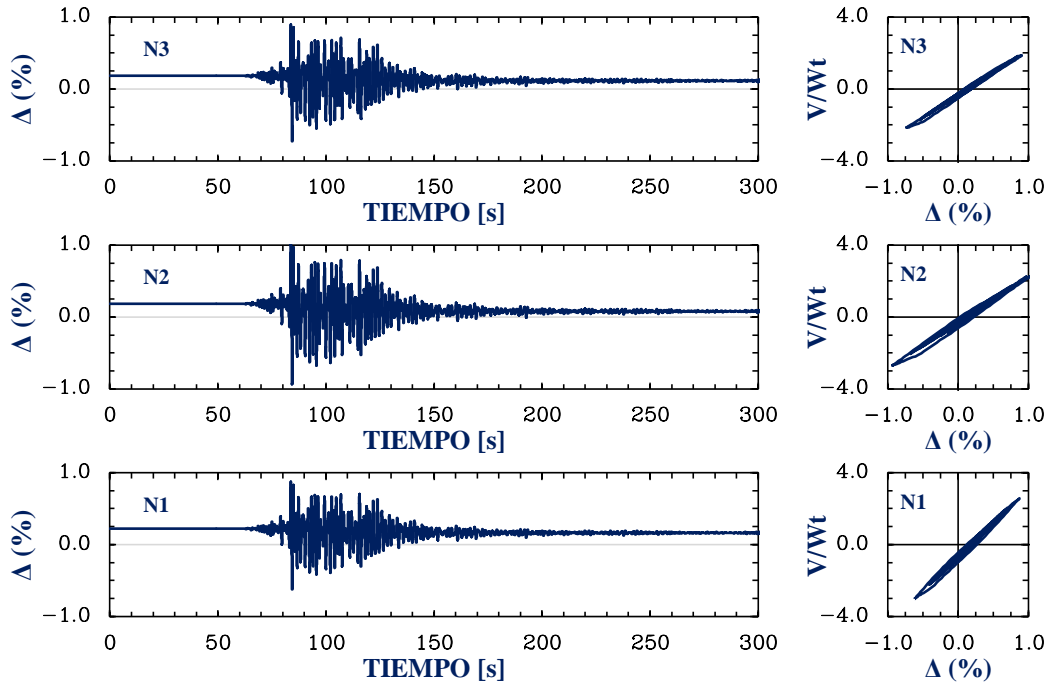


Figura 6.23. Detalles de la respuesta dinámica de los entresijos del edificio Álvaro Obregón 284, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 2 y el desplome existente (continuación)

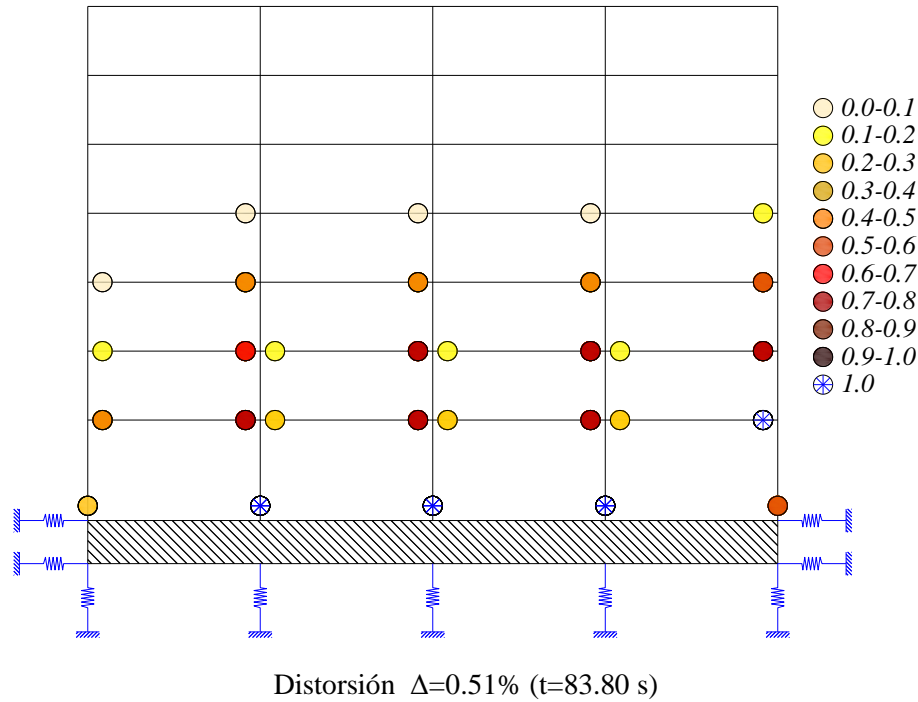


Figura 6.24. Fluencias inelásticas y articulaciones plásticas desarrolladas para el edificio Álvaro Obregón 286, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 2 y el desplome existente

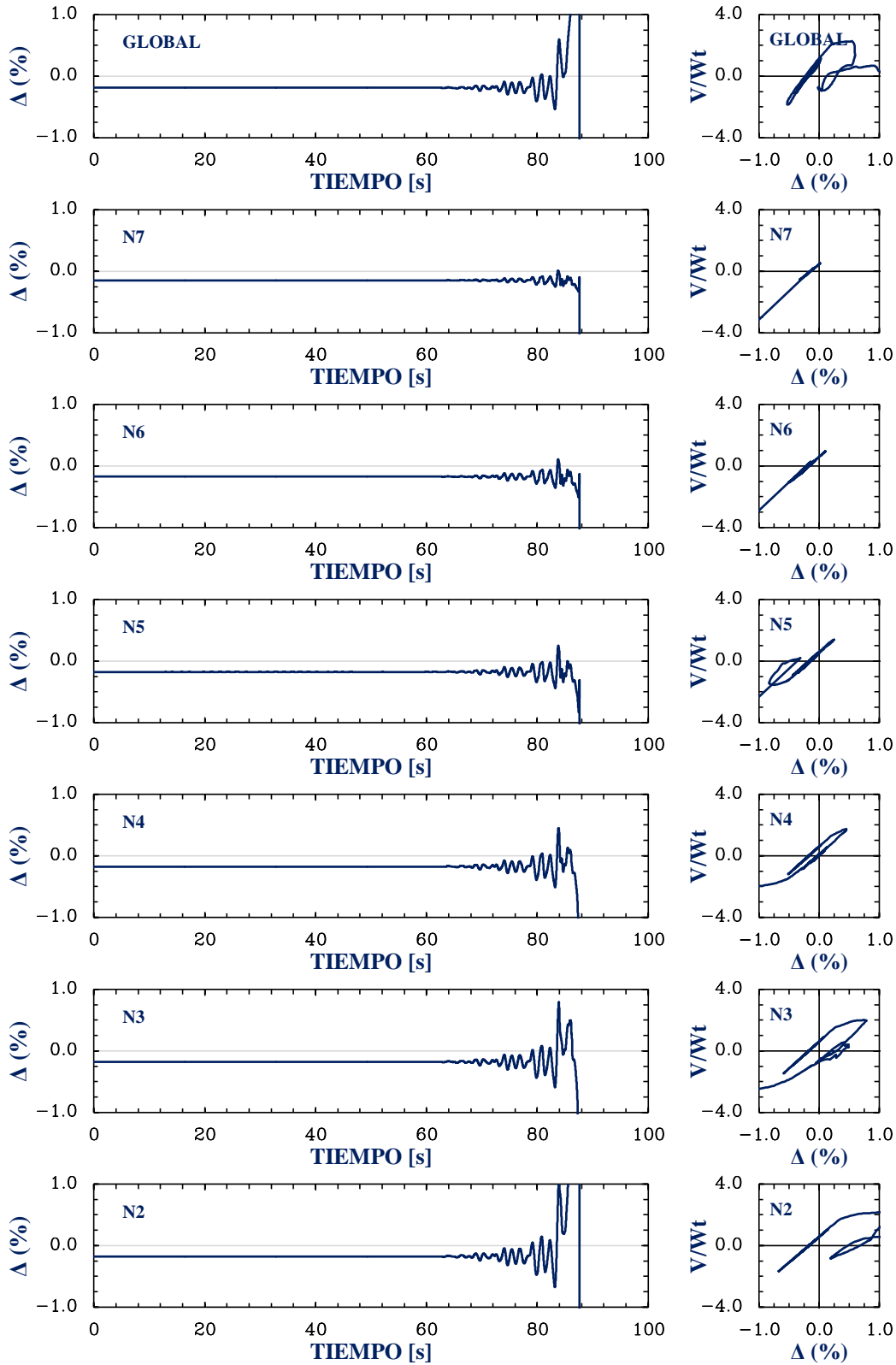


Figura 6.25. Detalles de la respuesta dinámica de los entresijos del edificio Álvaro Obregón 286, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 2 y el desplomo existente

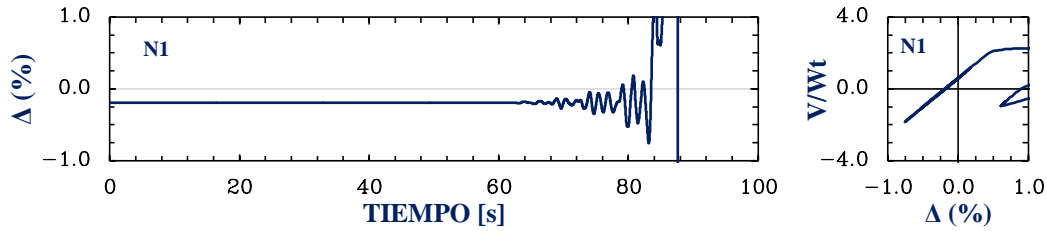


Figura 6.25. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 286, considerando el modelado de la interacción suelo-estructura para el estrato 2 y el desplomo existente (continuación)

6.2. Respuesta dinámica no lineal probable de los edificios en estudio durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 modelando el choque estructural

Para estos análisis, como se comentó en el capítulo 4, se realizó el modelo del choque estructural utilizando la propuesta de Muthukumar (2003) para no exagerar la magnitud del impacto y así tomar en cuenta la cantidad de energía que se disipa durante los impactos. Los valores de las constantes de rigideces de los elementos gap y de los elementos de armadura inelástica equivalente se presentaron en el capítulo 4.

6.2.1. Modelos en base rígida

A partir de la simulación del choque estructural de los edificios en base rígida se obtuvo que sólo hubo golpeteo entre los dos edificios en el gap 8 (azotea de AO284 y entrepiso cinco de AO286) con una fuerza de choque de $F_{max-gap8} = 25.32$ ton (fig. 6.26), lo suficiente como para que el gran daño observado en el edificio AO284 se deba a la progresión del colapso de AO286, pues como se muestra en las curvas de histéresis del edificio de cinco niveles (fig. 6.27), fue mayormente demandado a la simulación individual del edificio. Para el edificio AO286, se presentó el colapso al formarse el mecanismo de piso suave y al alcanzar las rotaciones máximas teóricas las columnas de planta baja en la base (fig. 6.28). En la figura 6.29 se presenta el detalle de la respuesta dinámica de los siete niveles, más la respuesta global, donde se observa la inestabilidad dinámica que lleva a la estructura al colapso, y al igual que en el caso sin choque, la inestabilidad ocurrió en los niveles 4 a 1.

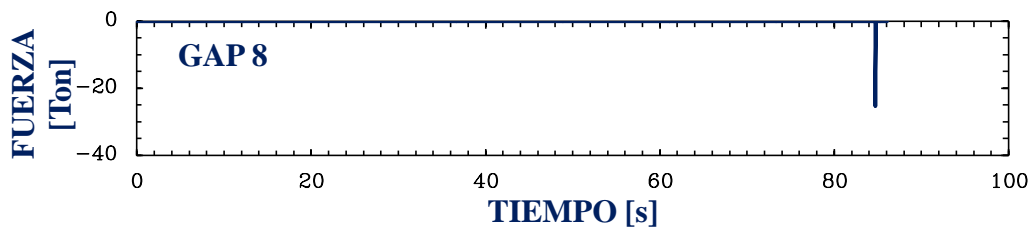


Figura 6.26. Fuerza de golpeteo presentada en la simulación del choque estructural para los edificios en estudio en base rígida

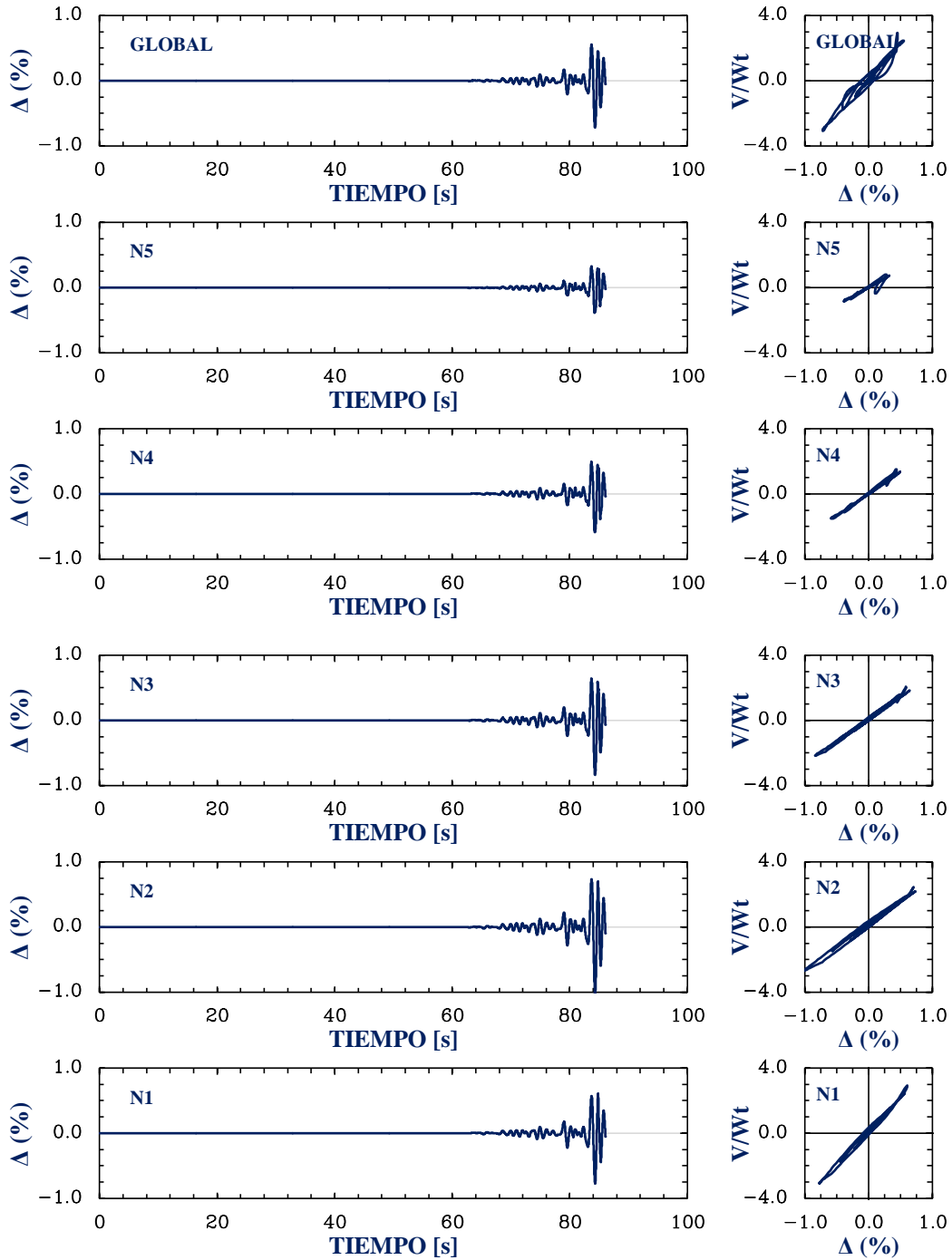


Figura 6.27. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 284, modelando el choque estructural en base rígida

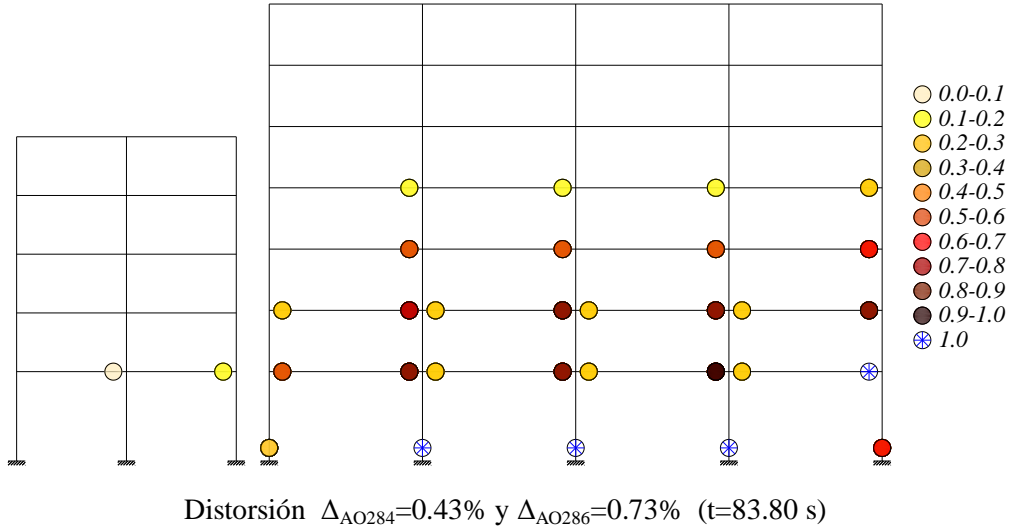


Figura 6.28. Fluencias inelásticas y articulaciones plásticas desarrolladas para los edificios en estudio, modelando el choque estructural en base rígida

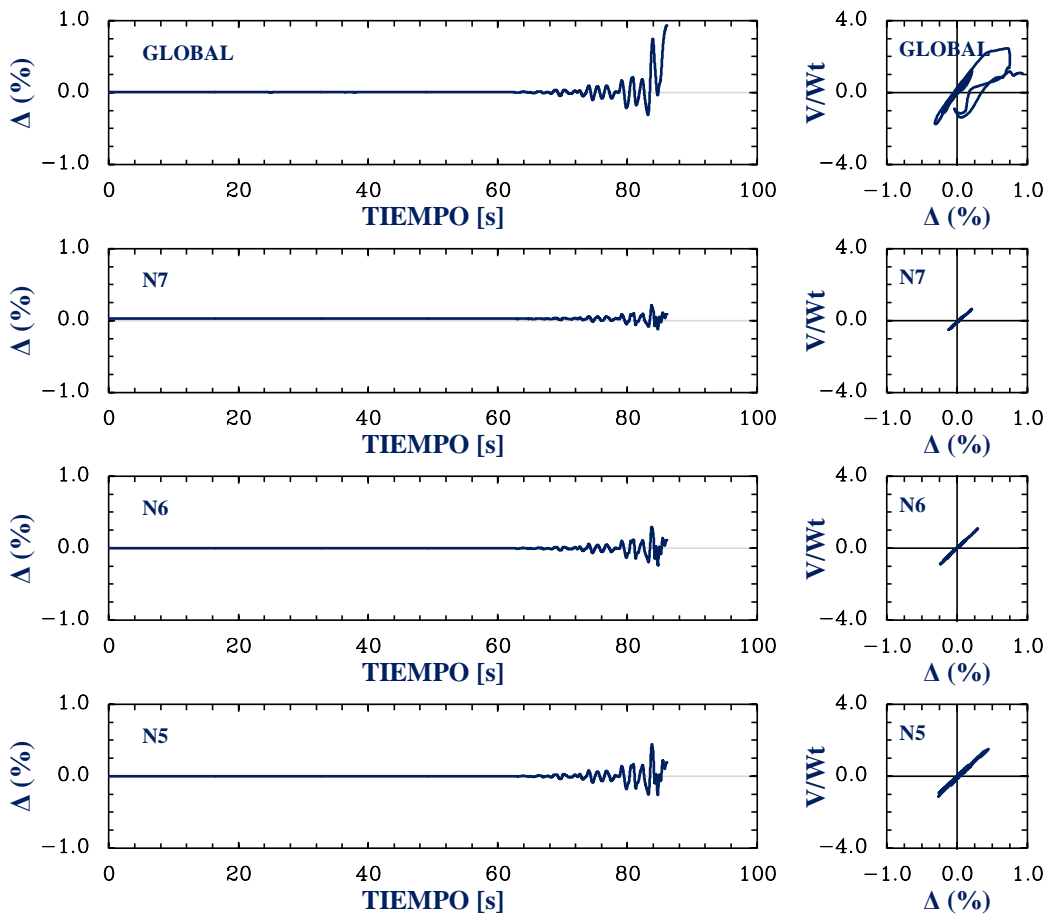


Figura 6.29. Detalles de la respuesta dinámica de los entresijos del edificio Álvaro Obregón 286, modelando el choque estructural en base rígida

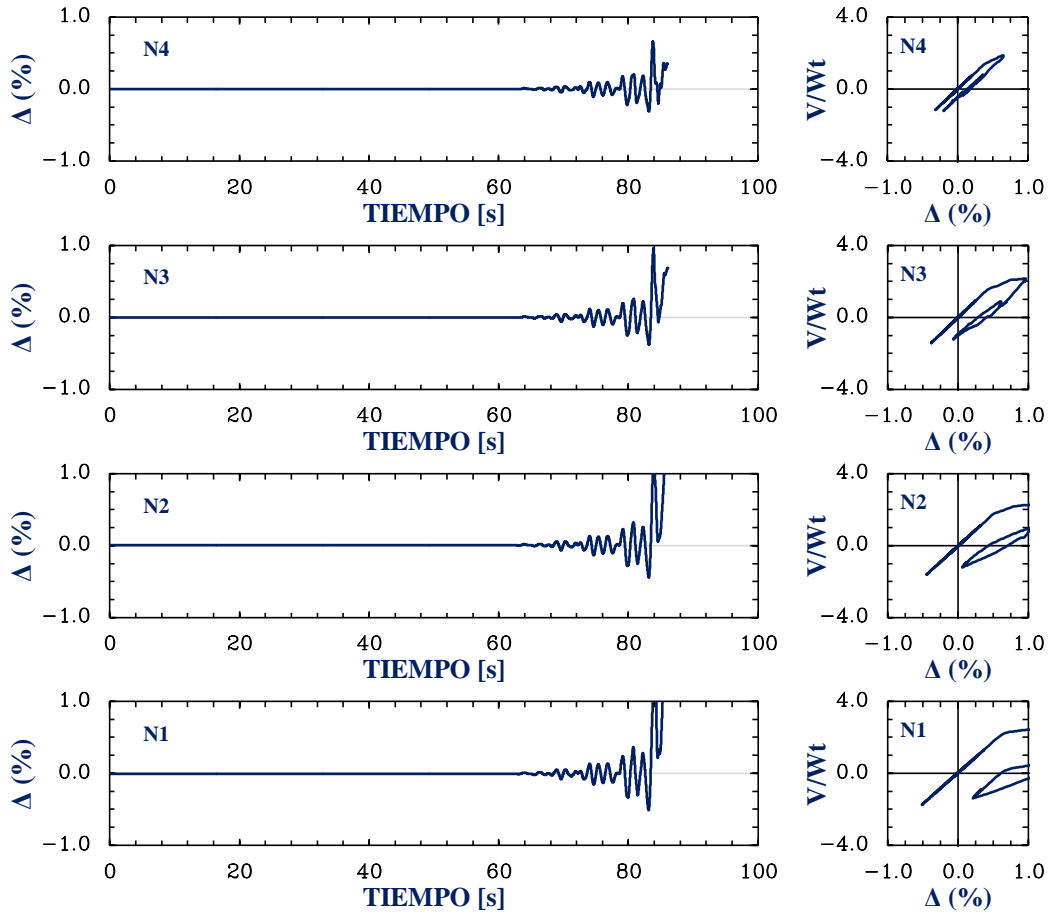


Figura 6.29. Detalles de la respuesta dinámica de los entresijos del edificio Álvaro Obregón 286, modelando el choque estructural en base rígida (continuación)

6.2.2. Modelos con interacción suelo-estructura

Al igual que el modelo en base rígida, sólo se presentó golpeteo en los edificios en el gap 8 (azotea de AO284 y entresijo cinco de AO286) con una fuerza de choque de $F_{max-gap8} = 163.31$ ton (fig. 6.30) cuando se modela la interacción suelo-estructura para el estrato 1, la cual fue mayor que en base rígida. En este análisis, el edificio AO284 se ve que tiene mayores demandas inelásticas por el golpeteo (fig. 6.31), pero no lo suficiente para llevar a la estructura al colapso. En el edificio AO286 igual se observa un mayor comportamiento inelástico al obtenido en base rígida, presentándose de igual forma un mecanismo de piso suave (fig. 6.32), y como se observa en las series de tiempo de distorsión y curvas de histéresis de los siete niveles, más su respuesta global (fig. 6.33), existe una inestabilidad dinámica.

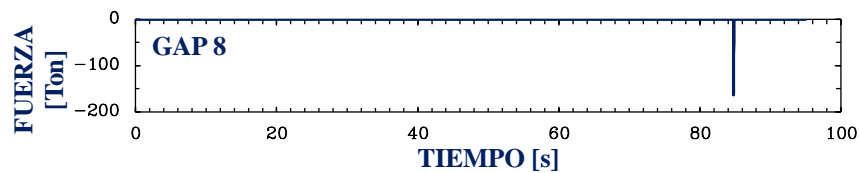


Figura 6.30. Fuerza de golpeteo presentada en la simulación del choque estructural para los edificios en estudio modelando la interacción suelo-estructura para el estrato 1

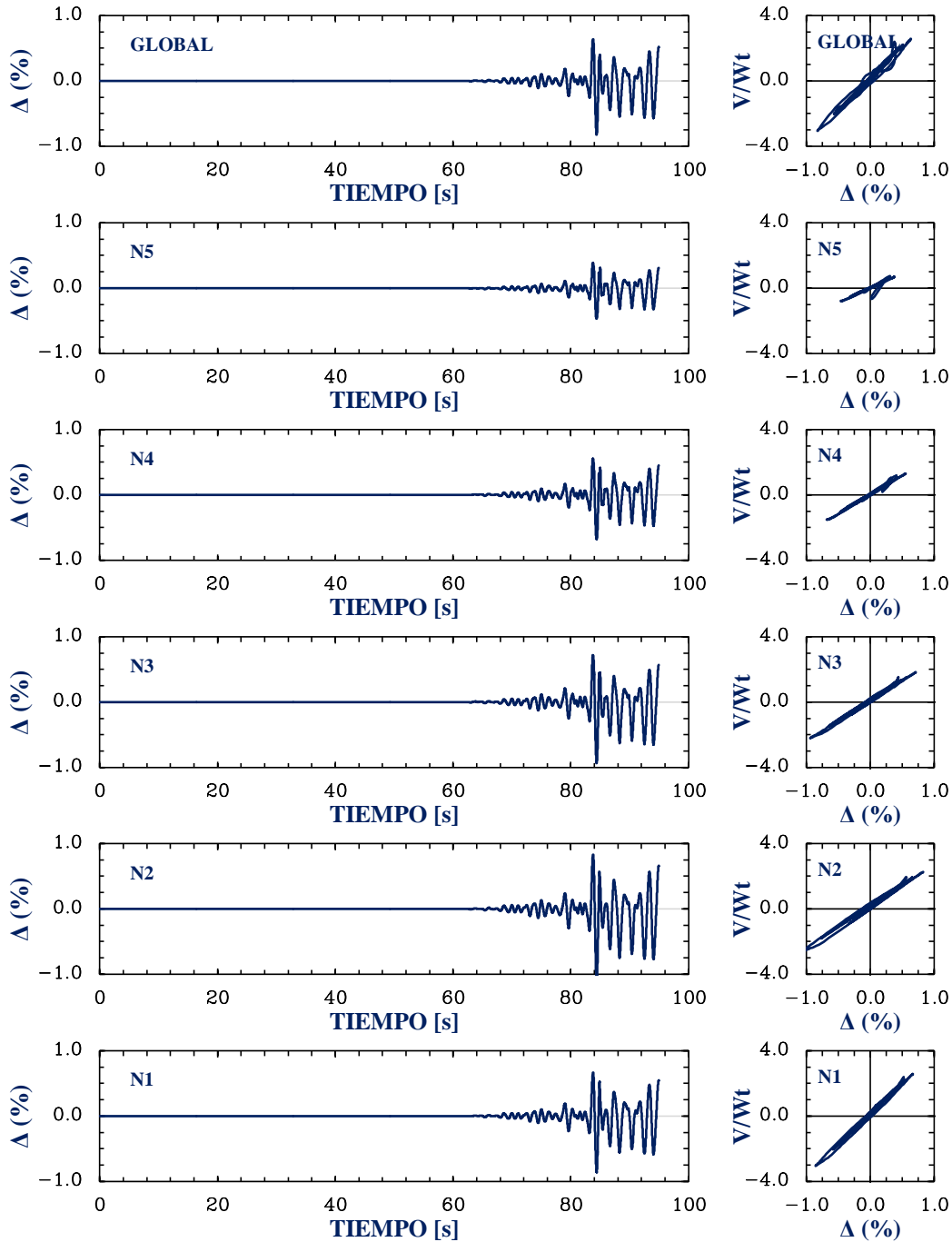


Figura 6.31. Detalles de la respuesta dinámica de los entresijos del edificio Álvaro Obregón 284, modelando el choque estructural con interacción suelo-estructura para el estrato 1

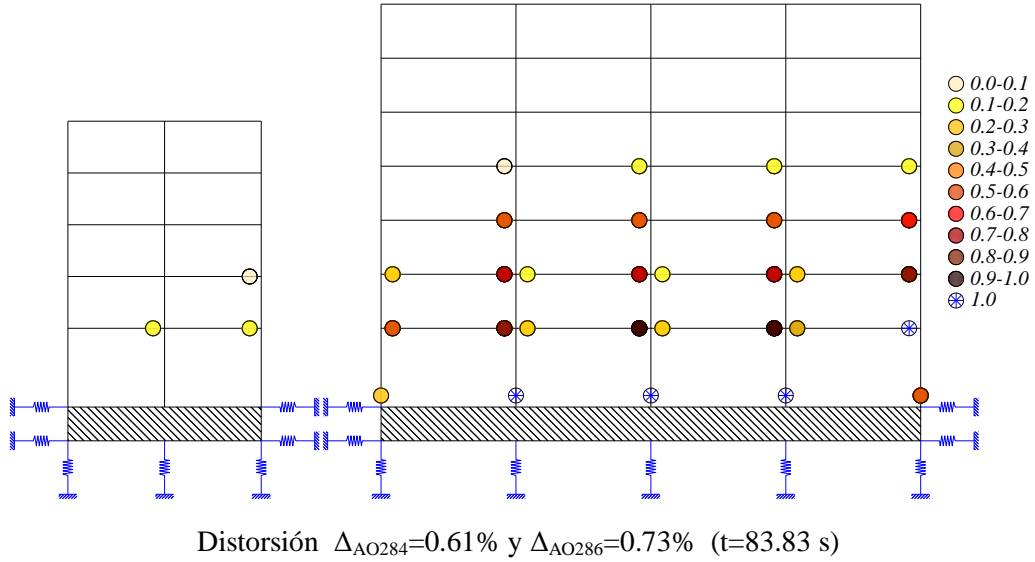


Figura 6.32. Fluencias inelásticas y articulaciones plásticas desarrolladas para los edificios en estudio, modelando el choque estructural con interacción suelo estructura para el estrato 1

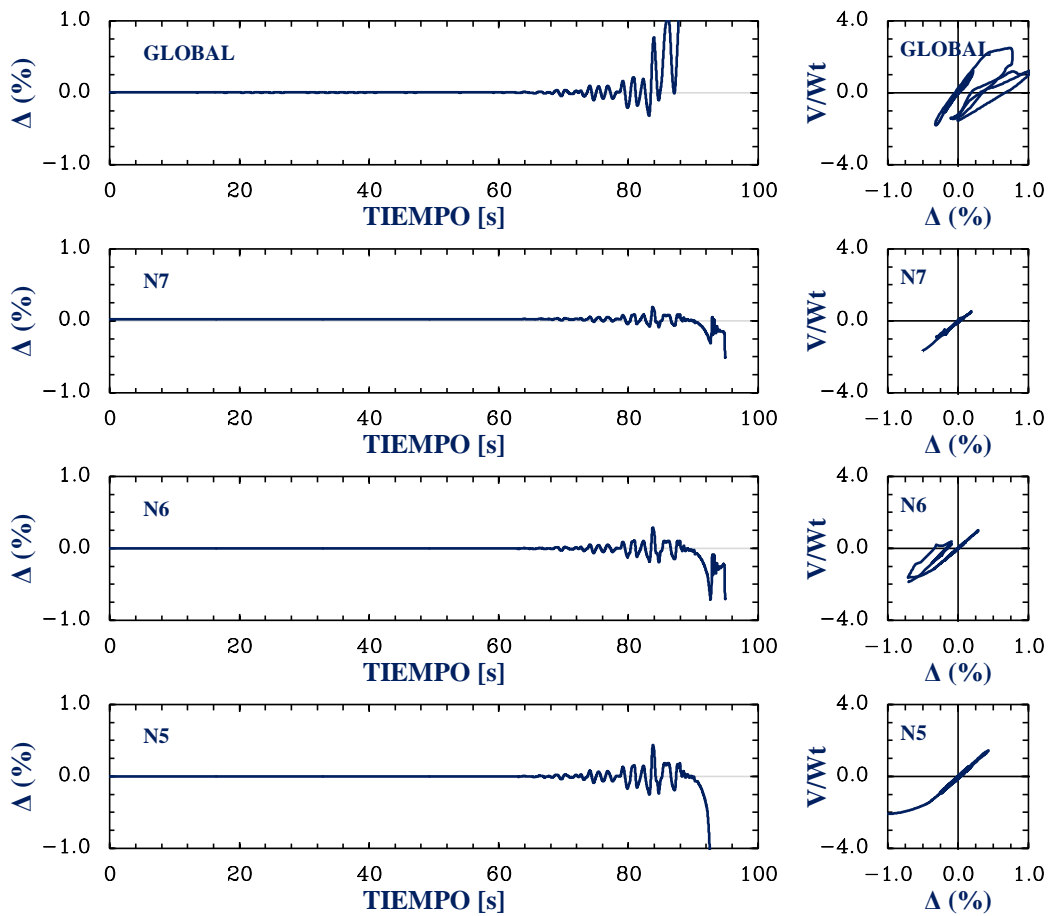


Figura 6.33. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 286, modelando el choque estructural con interacción suelo-estructura para el estrato 1

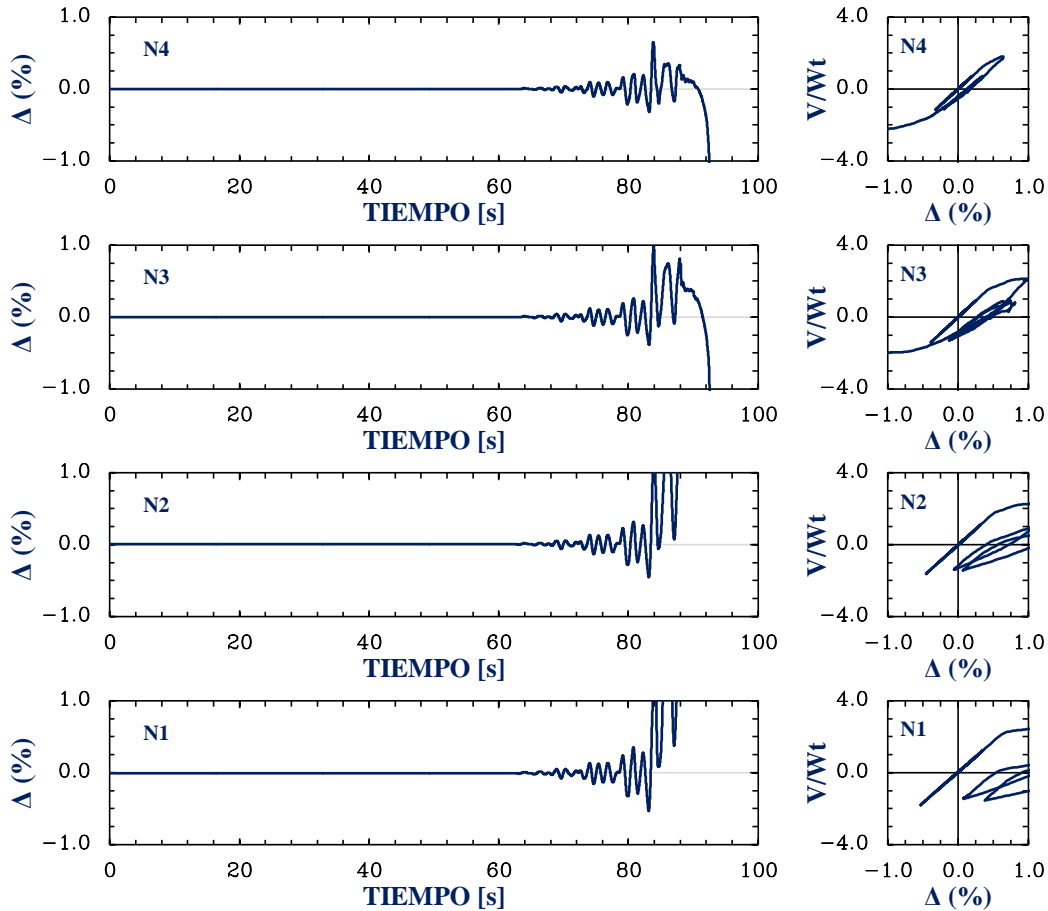


Figura 6.33. Detalles de la respuesta dinámica de los entresijos del edificio Álvaro Obregón 286, modelando el choque estructural con interacción suelo-estructura para el estrato 1 (continuación)

A partir de los resultados de los análisis obtenidos para el estrato 2, se aprecia que los edificios chocaron en diferentes niveles, en el gap 8 (azotea de AO284 y entresijo cinco de AO286) con una fuerza de choque de $F_{max-gap8} = 130.40$ ton, en el gap 7 (entresijo cinco de AO284 y nivel 4 de AO286) con una fuerza de choque de $F_{max-gap7} = 58.03$ ton y en el gap 6 (nivel 4 de AO284 y entresijo cuatro de AO286) con una fuerza de choque de $F_{max-gap6} = 52.47$ ton (fig. 6.34). En la figura 6.35 se presenta el detalle de la respuesta dinámica de los cinco entresijos del edificio AO284, más su respuesta global, dónde se observa que los efectos de la interacción suelo-estructura lideran a los edificios a mayores demandas inelásticas y distorsiones (fig. 6.36) que para las simulaciones en base rígida, pero sin llevar al edificio al colapso. Para el edificio AO286 se presentaron menores distorsiones y menores demandas inelásticas (fig. 6.36) por los efectos de interacción suelo estructura al modelar el choque estructural. De las gráficas de serie de tiempo y de histéresis (fig. 6.37), se aprecia el colapso de la estructura, pues con la formación del piso suave, hizo que el edificio tuviera una inestabilidad dinámica, lo cual se aprecia que ocurrió en los niveles 1 a 5.

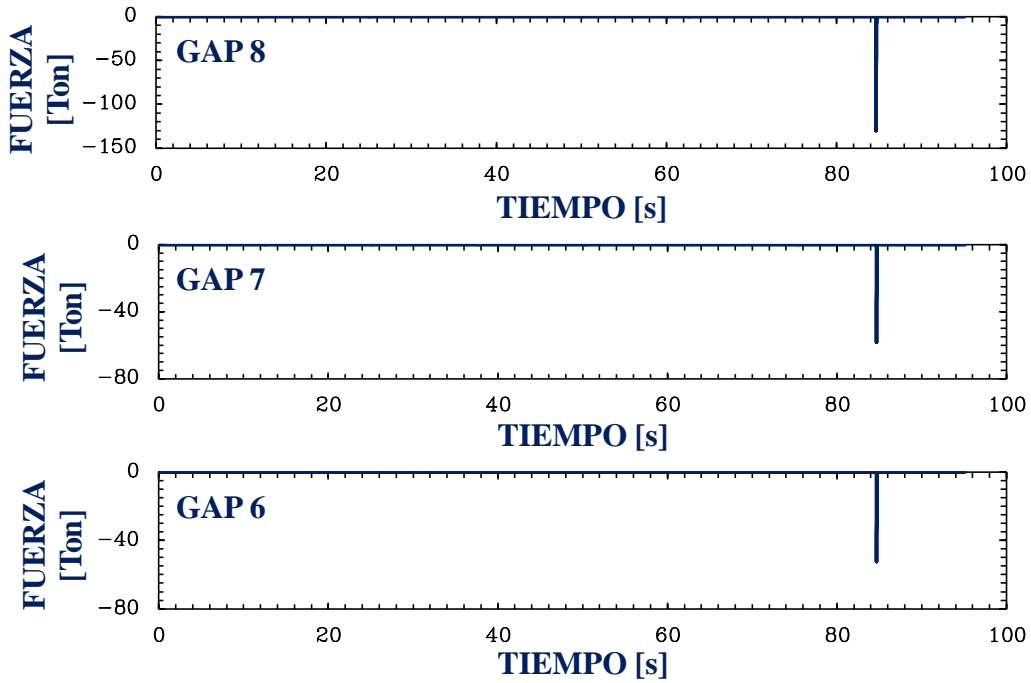


Figura 6.34. Fuerzas de golpeteo presentadas en la simulación del choque estructural para los edificios en estudio modelando la interacción suelo-estructura para el estrato 2

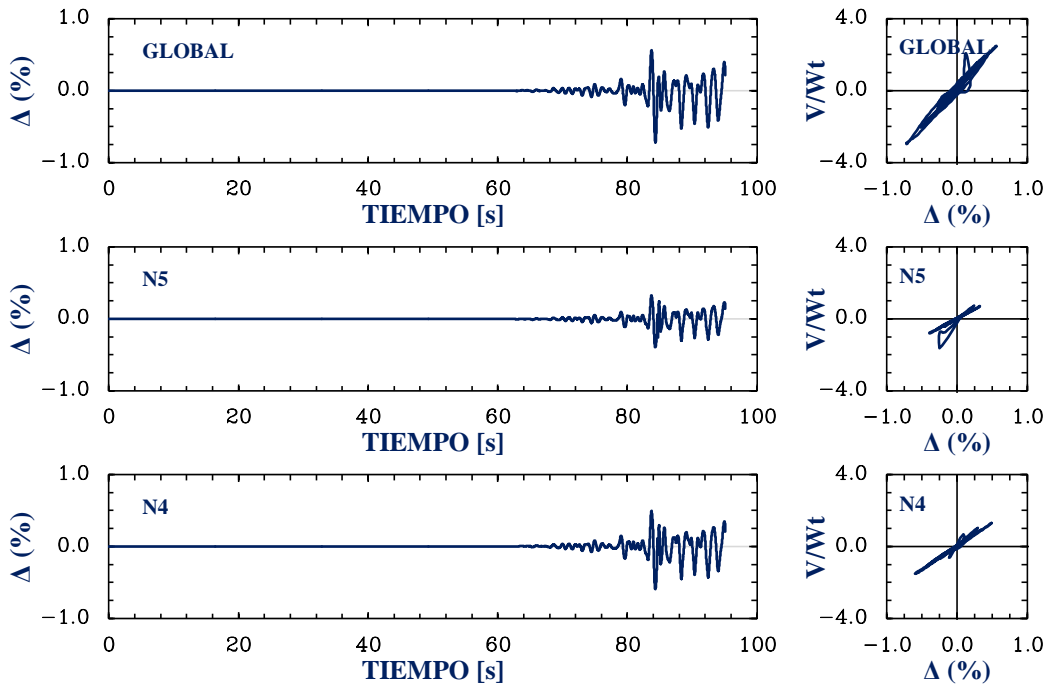


Figura 6.35. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 284, modelando el choque estructural con interacción suelo-estructura para el estrato 2

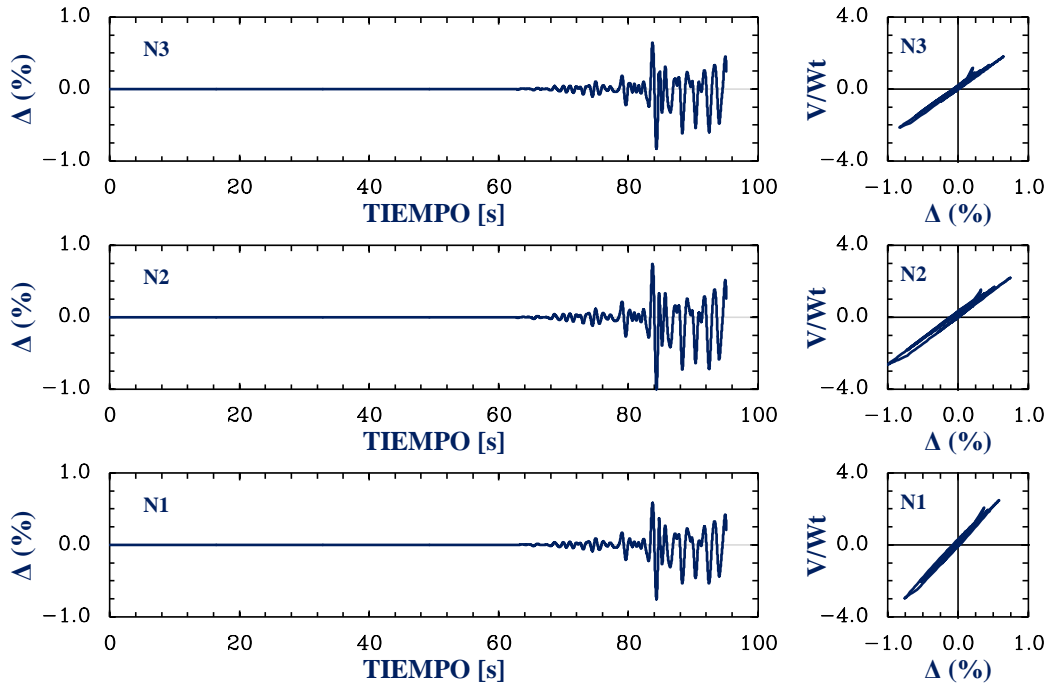


Figura 6.35. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 284, modelando el choque estructural con interacción suelo-estructura para el estrato 2 (continuación)

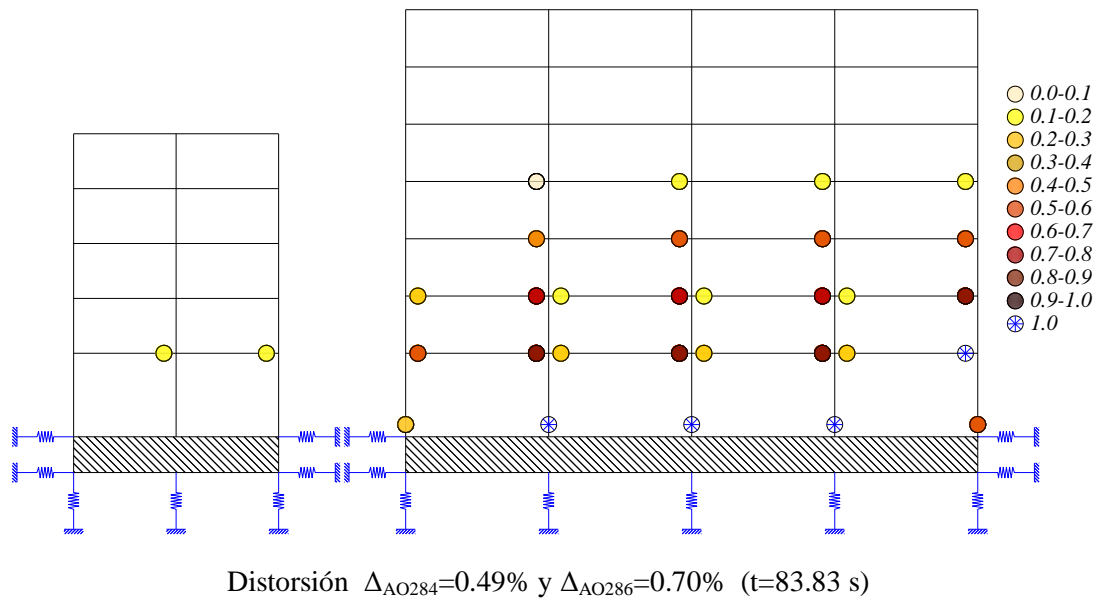


Figura 6.36. Fluencias inelásticas y articulaciones plásticas desarrolladas para los edificios en estudio, modelando el choque estructural con interacción suelo estructura para el estrato 2

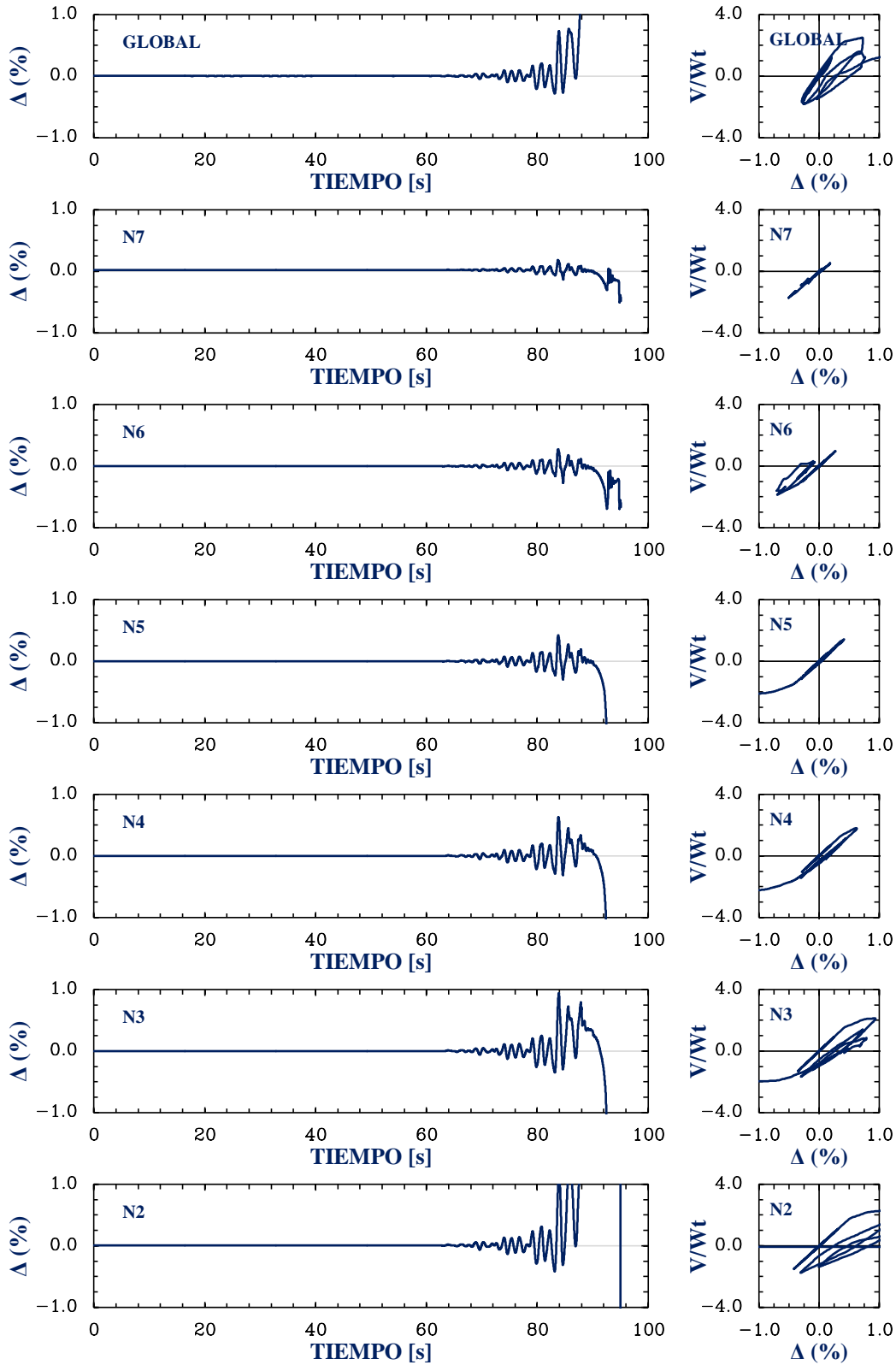


Figura 6.37. Detalles de la respuesta dinámica de los entresijos del edificio Álvaro Obregón 286, modelando el choque estructural con interacción suelo-estructura para el estrato 2

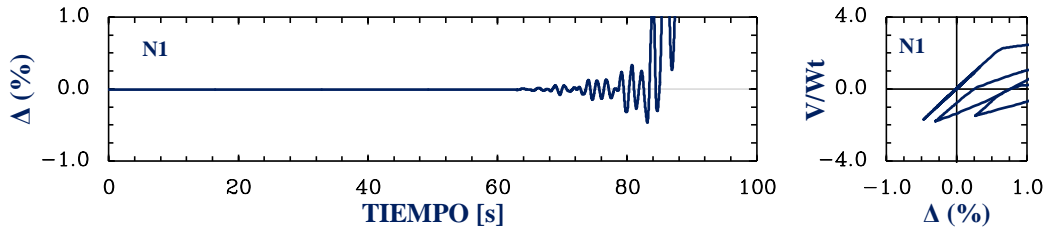


Figura 6.37. Detalles de la respuesta dinámica de los entresijos del edificio Álvaro Obregón 286, modelando el choque estructural con interacción suelo-estructura para el estrato 2 (continuación)

6.2.3. Modelos que toman en cuenta el desplomo existente en base rígida

A partir de la simulación del choque estructural de los edificios en base rígida se obtuvo que los edificios chocaron en diferentes niveles, en el gap 8 (azotea de AO284 y entresijo cinco de AO286) con una fuerza de choque de $F_{max-gap8} = 108.48$ ton, en el gap 7 (entresijo cinco de AO284 y nivel 4 de AO286) con una fuerza de choque de $F_{max-gap7} = 6.35$ ton y en el gap 6 (nivel 4 de AO284 y entresijo cuatro de AO286) con una fuerza de choque de $F_{max-gap6} = 10.01$ ton (fig. 6.38). Debido al golpeteo y al desplomo existente, se modificó la respuesta dinámica del edificio AO284 (fig. 6.39), haciendo que el edificio tuviera daños más severos, aunque este no se colapsó. A partir de los resultados obtenidos de este análisis para el edificio AO286, se aprecia que no se alcanzaron las rotaciones máximas teóricas en las columnas en la base, pero si en las traveses del primer nivel (fig. 6.40), pero se sigue formando un piso suave. En la figura 6.41 se presenta el detalle de la respuesta dinámica de los siete niveles, más la respuesta global, donde se observa la inestabilidad dinámica que lleva a la estructura al colapso.

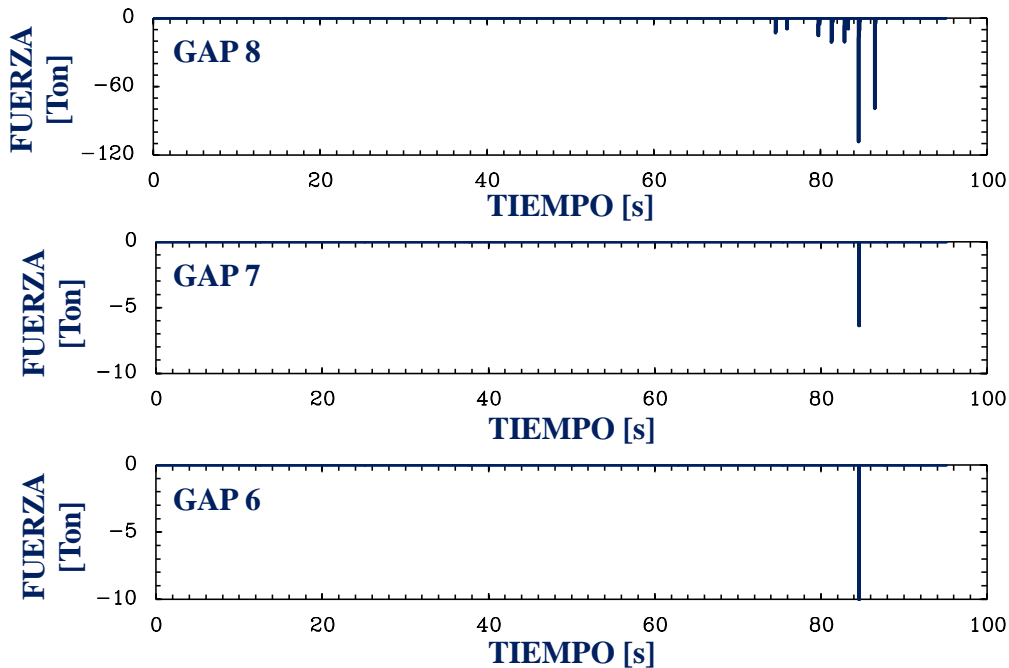


Figura 6.38. Fuerzas de golpeteo presentadas en la simulación del choque estructural para los edificios en estudio en base rígida, tomando en cuenta el desplomo existente

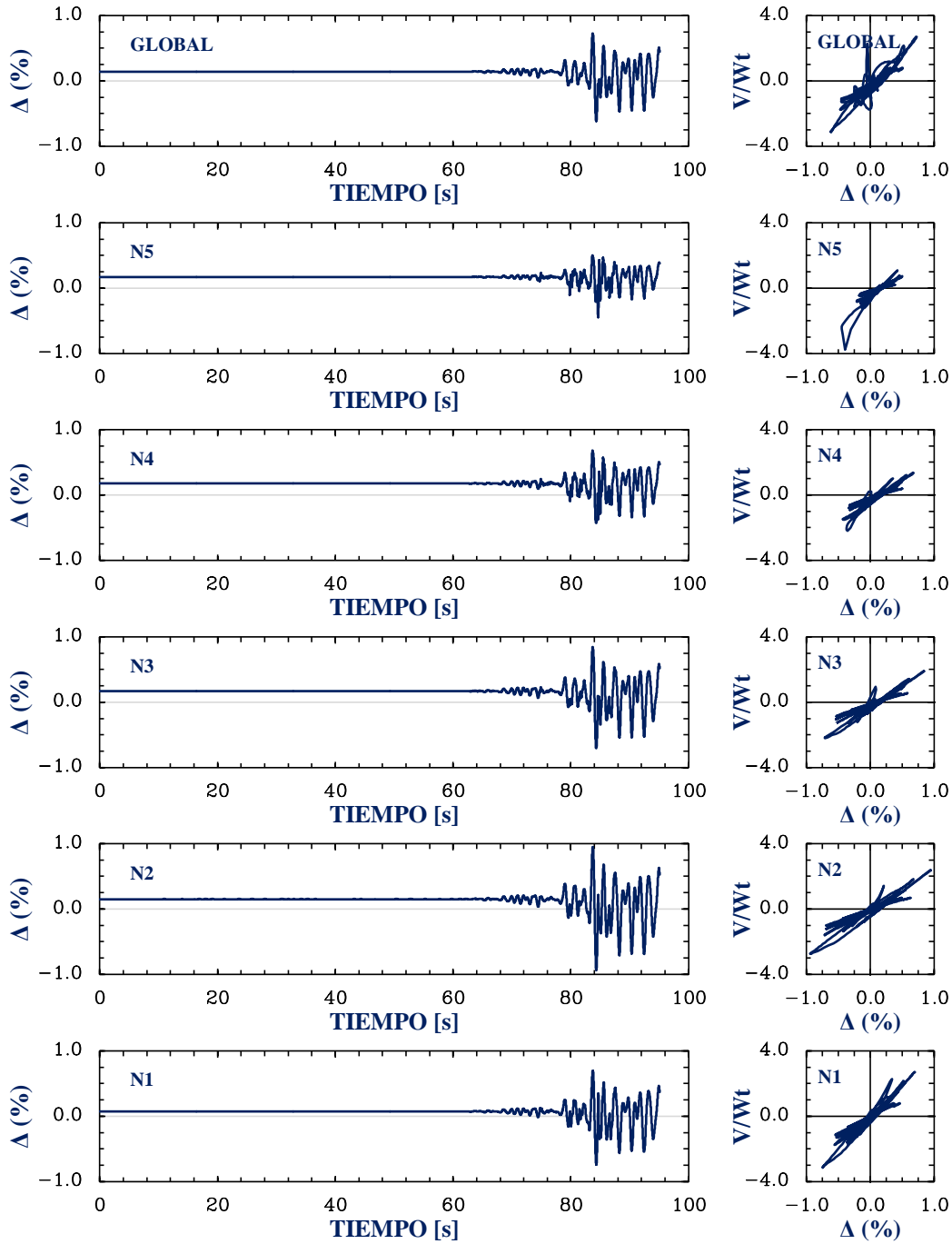


Figura 6.39. Detalles de la respuesta dinámica de los entresijos del edificio Álvaro Obregón 284, modelando el choque estructural en base rígida considerando el desplomo existente

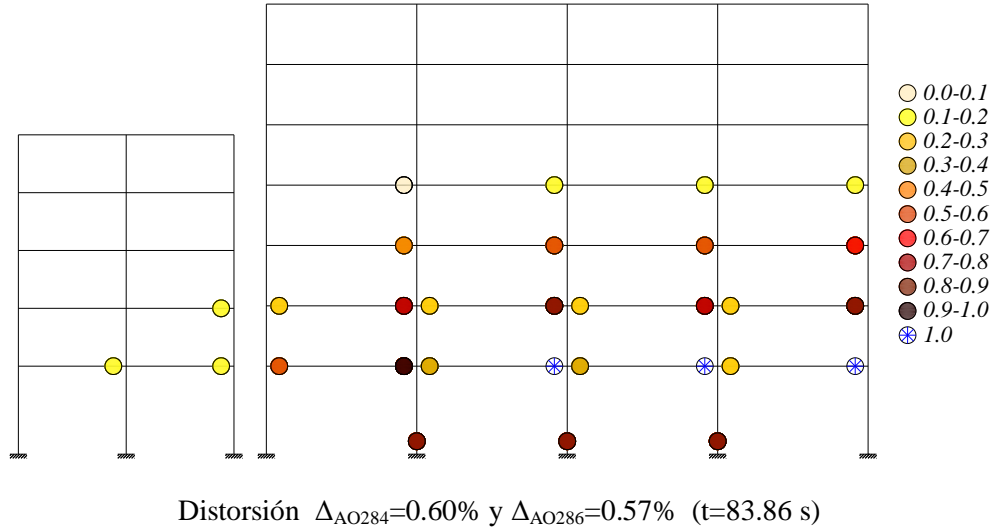


Figura 6.40. Fluencias inelásticas y articulaciones plásticas desarrolladas para los edificios en estudio, modelando el choque estructural en base rígida considerando el desplomo existente

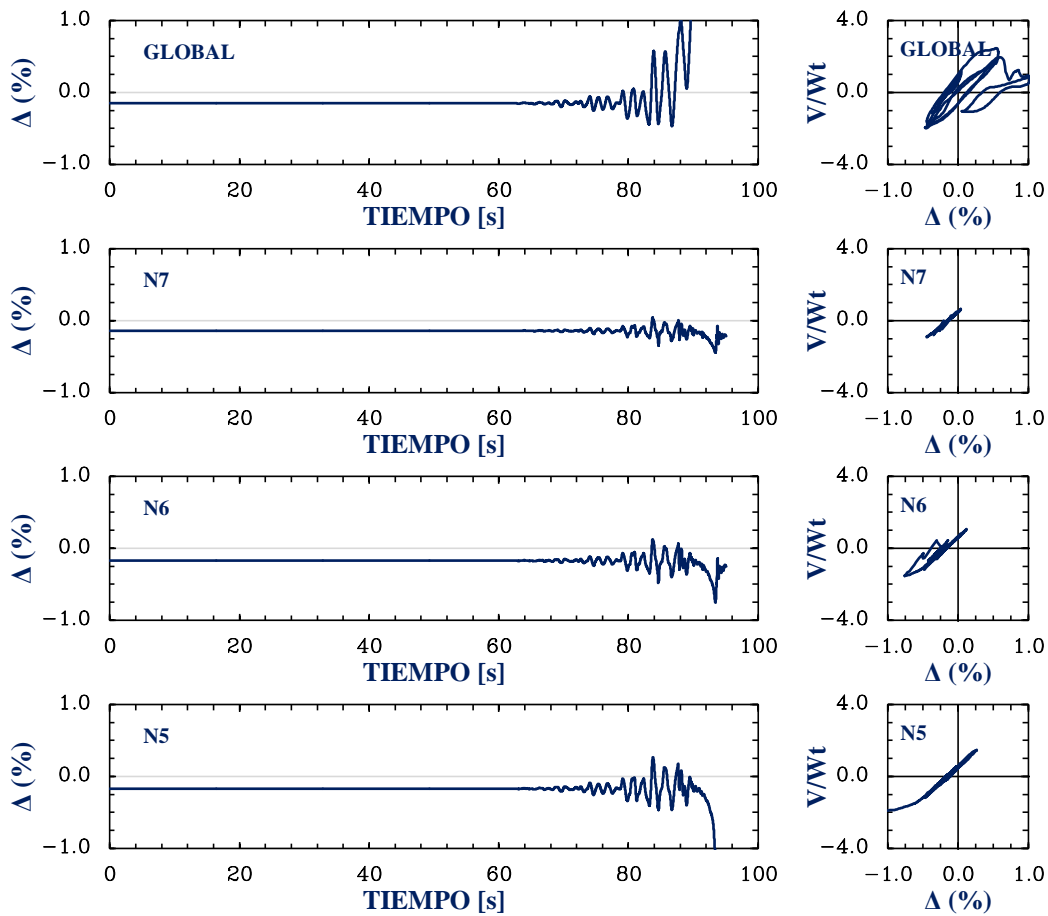


Figura 6.41. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 286, modelando el choque estructural en base rígida considerando el desplomo existente

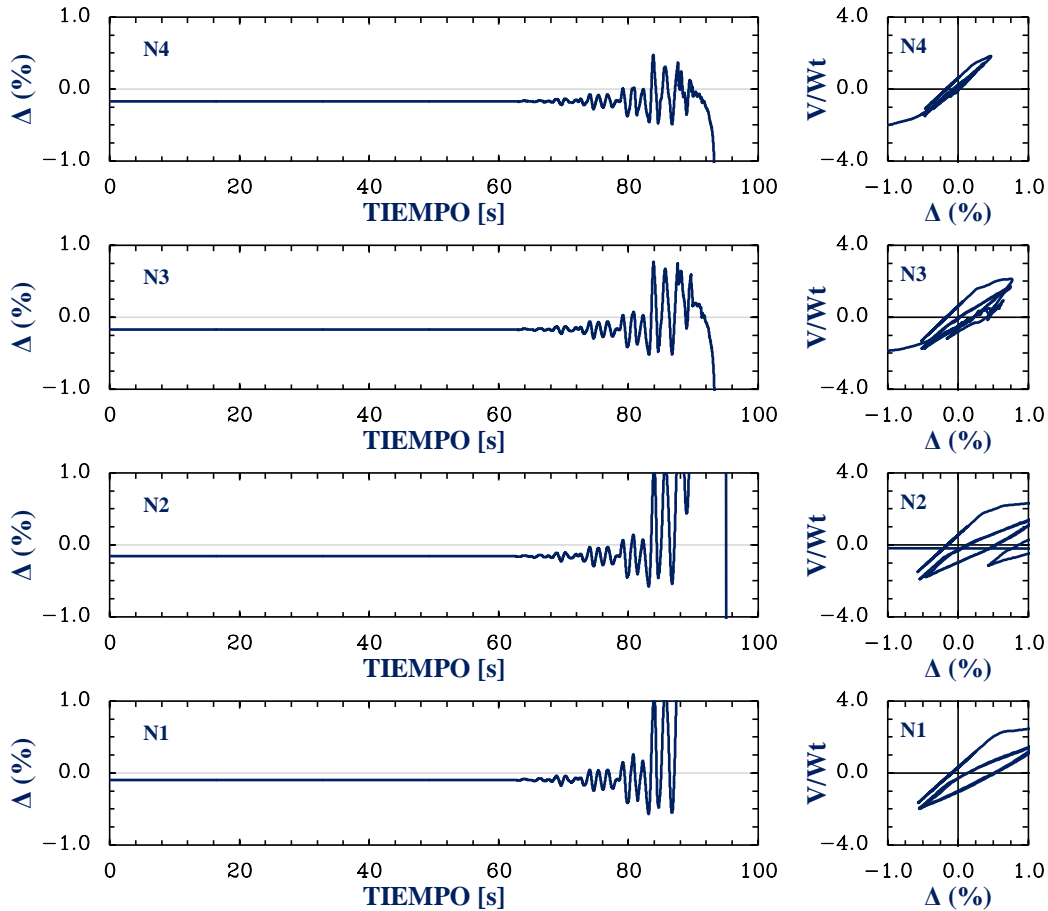


Figura 6.41. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 286, modelando el choque estructural en base rígida considerando el desplomo existente (continuación)

6.2.4. Modelos que toman en cuenta el desplomo existente en base flexible

A partir de la simulación del choque estructural de los edificios en base flexible considerando el desplomo existente para el estrato 1, se obtiene que los edificios chocaron en diferentes niveles, en el gap 8 (azotea de AO284 y entrepiso cinco de AO286) con una fuerza de choque de $F_{max-gap8} = 27.87$ ton, en el gap 7 (entrepiso cinco de AO284 y nivel 4 de AO286) con una fuerza de choque de $F_{max-gap7} = 52.67$ ton y en el gap 6 (nivel 4 de AO284 y entrepiso cuatro de AO286) con una fuerza de choque de $F_{max-gap6} = 57.91$ ton (fig. 6.42). Debido al golpeteo y al desplomo existente, se modificó la respuesta dinámica local del edificio AO284 (fig. 6.43), haciendo que el edificio tuviera daños más severos, aunque este no se colapsó. Para el edificio AO286 se obtuvo que éste no fue capaz de resistir la acción del sismo, tal como se muestra en las gráficas de tiempo y de histéresis (fig. 6.44), ya que se presenta una inestabilidad dinámica que lleva a la estructura al colapso, al formarse un mecanismo de piso suave en las columnas de planta baja en su base, al llegar a su máxima rotación teórica (fig. 6.45), e igual se observa que la inestabilidad dinámica ocurrió en todos los niveles.

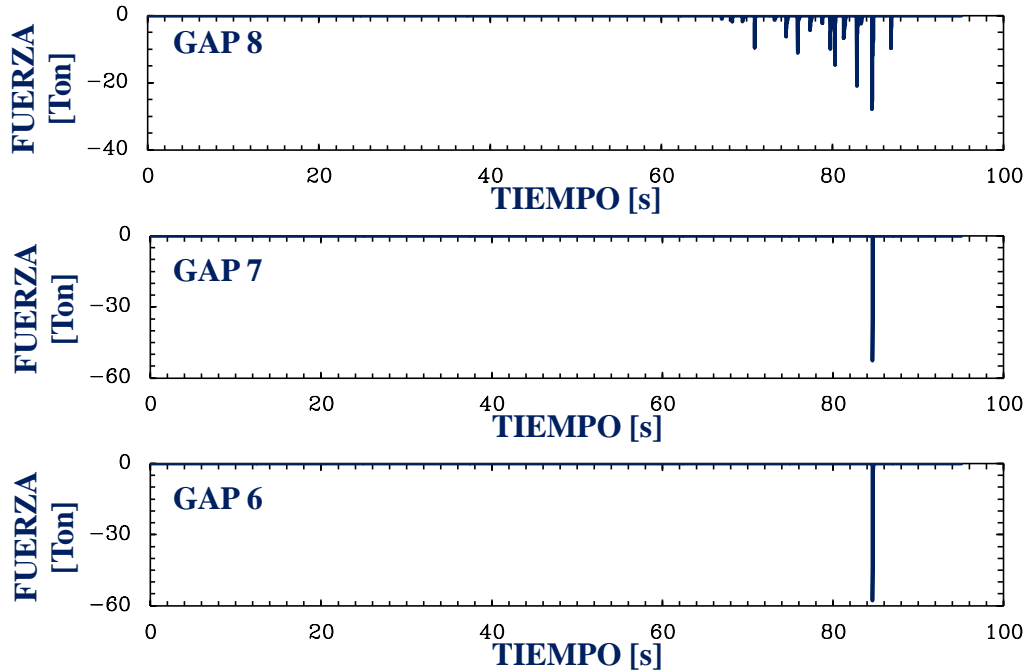


Figura 6.42. Fuerzas de golpeteo presentadas en la simulación del choque estructural para los edificios en estudio modelando la interacción suelo-estructura para el estrato 1, tomando en cuenta el desplomo existente

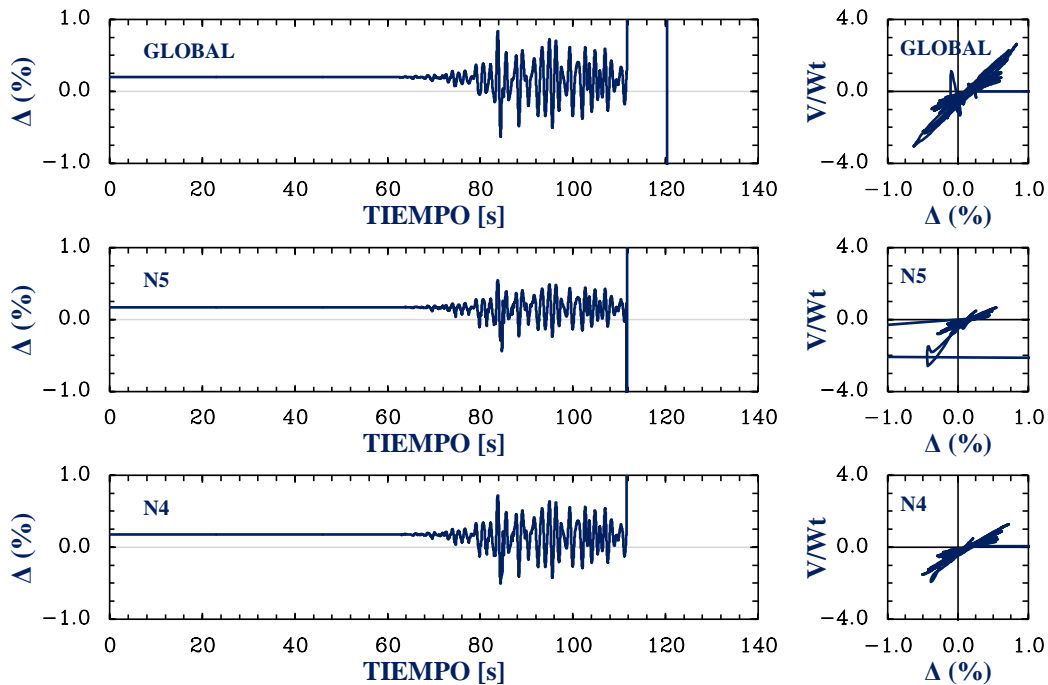


Figura 6.43. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 284, modelando el choque estructural considerando la interacción suelo-estructura y el desplomo existente para el estrato 1

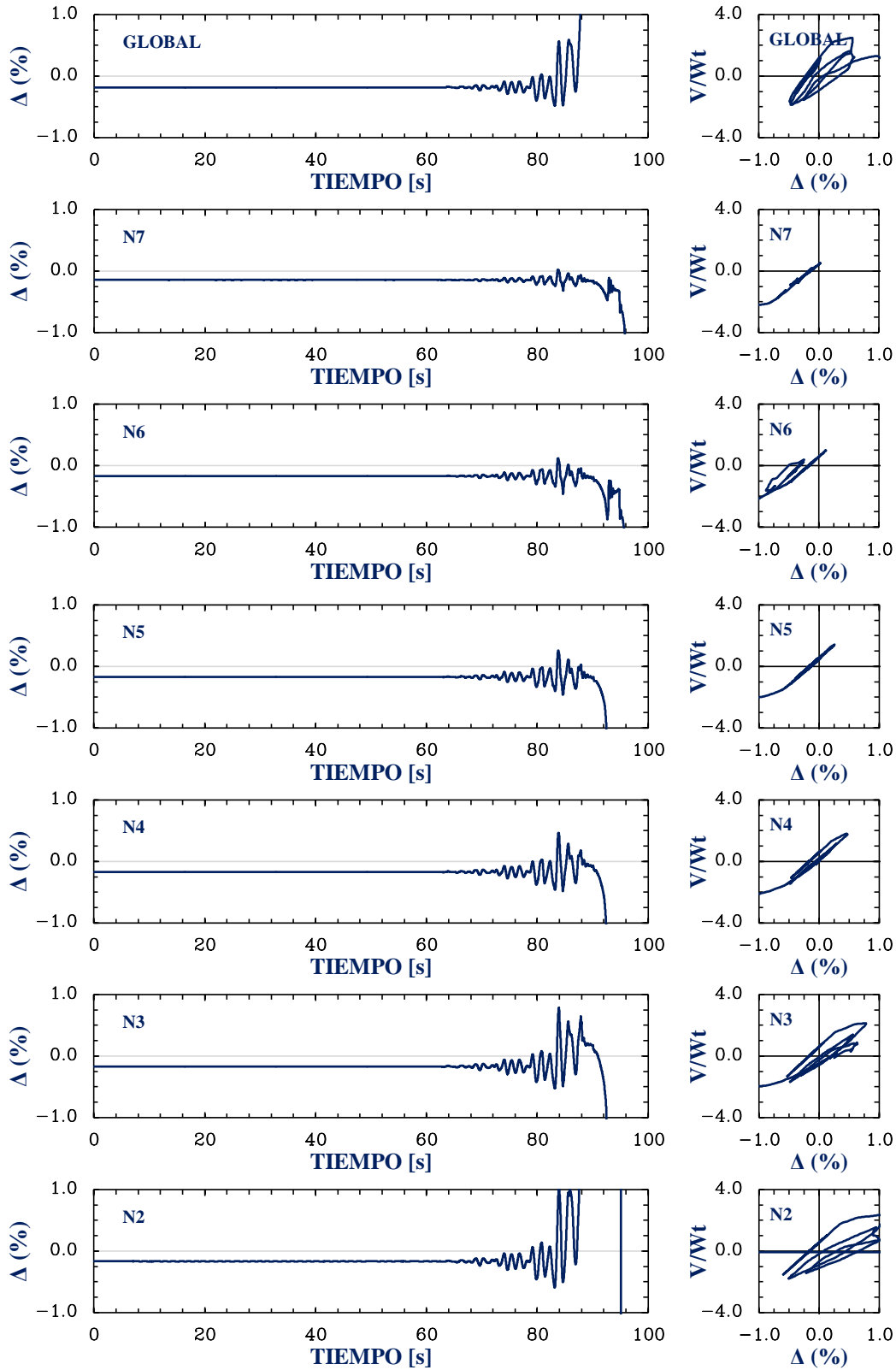


Figura 6.44. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 286, modelando el choque estructural considerando la interacción suelo-estructura y el desplomo existente para el estrato 1

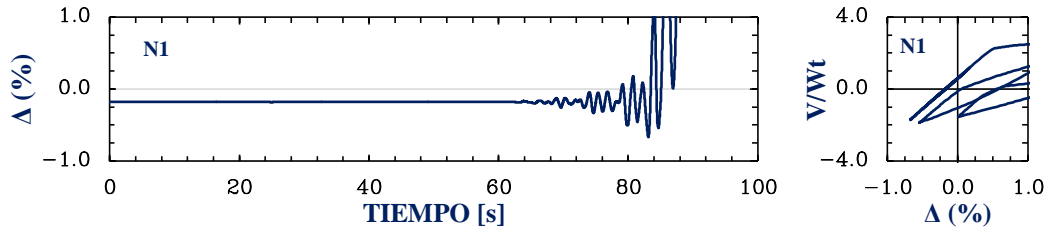


Figura 6.44. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 286, modelando el choque estructural considerando la interacción suelo-estructura y el desplomo existente para el estrato 1 (continuación)

A partir de la simulación del choque estructural de los edificios en base flexible considerando el desplomo existente para el estrato 2, se obtiene que los edificios chocaron en diferentes niveles, en el gap 8 (azotea de AO284 y entrepiso cinco de AO286) con una fuerza de choque de $F_{max-gap8} = 283.05$ ton, en el gap 7 (entrepiso cinco de AO284 y nivel 4 de AO286) con una fuerza de choque de $F_{max-gap7} = 4.46$ ton, en el gap 6 (nivel 4 de AO284 y entrepiso cuatro de AO286) con una fuerza de choque de $F_{max-gap6} = 16.49$ ton, en el gap 5 (entrepiso cuatro de AO284 y nivel 3 de AO286) con una fuerza de choque de $F_{max-gap5} = 1.92$ ton y en el gap 4 (nivel 3 de AO284 y entrepiso tres de AO286) con una fuerza de choque de $F_{max-gap4} = 7.48$ ton (fig. 6.46). Debido al golpeteo y al desplomo existente, se modificó la respuesta dinámica local del edificio AO284 (fig. 6.47), haciendo que el edificio tuviera daños más severos. Para el edificio AO286, se obtuvo que éste no fue capaz de resistir la acción del sismo, tal como se muestra en las gráficas de tiempo y de histéresis (fig. 6.48), ya que se presenta una inestabilidad dinámica que lleva a la estructura al colapso, al formarse un mecanismo de piso suave en las columnas de planta baja en su base, al llegar a su máxima rotación teórica (fig. 6.49), e igual se observa que la inestabilidad dinámica ocurrió en todos los niveles.

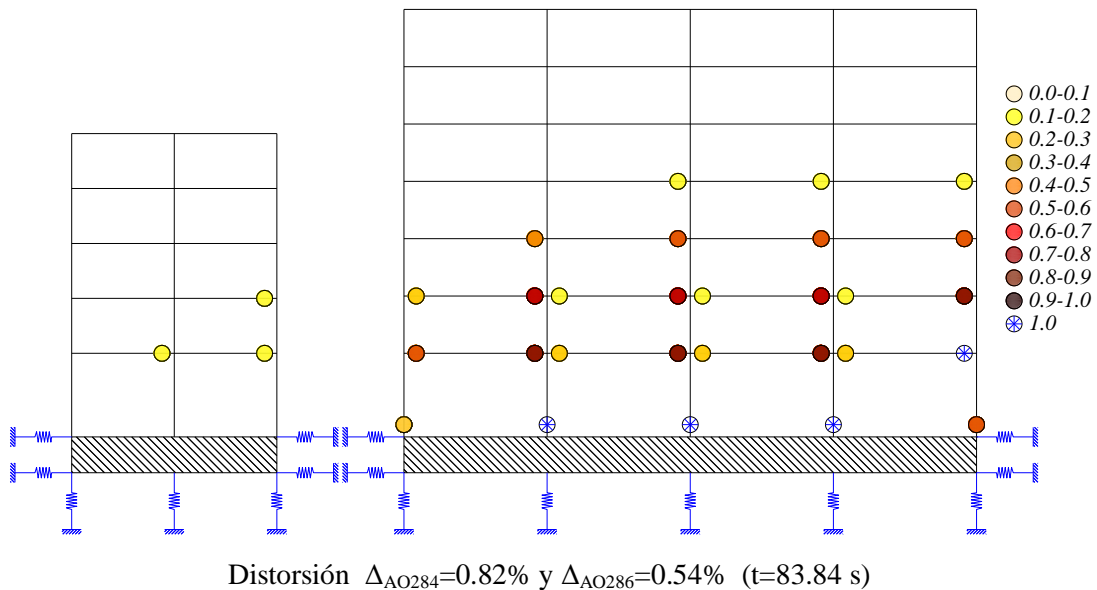


Figura 6.45. Fluencias inelásticas y articulaciones plásticas desarrolladas para los edificios en estudio, modelando el choque estructural considerando la interacción suelo-estructura y el desplomo existente para el estrato 1

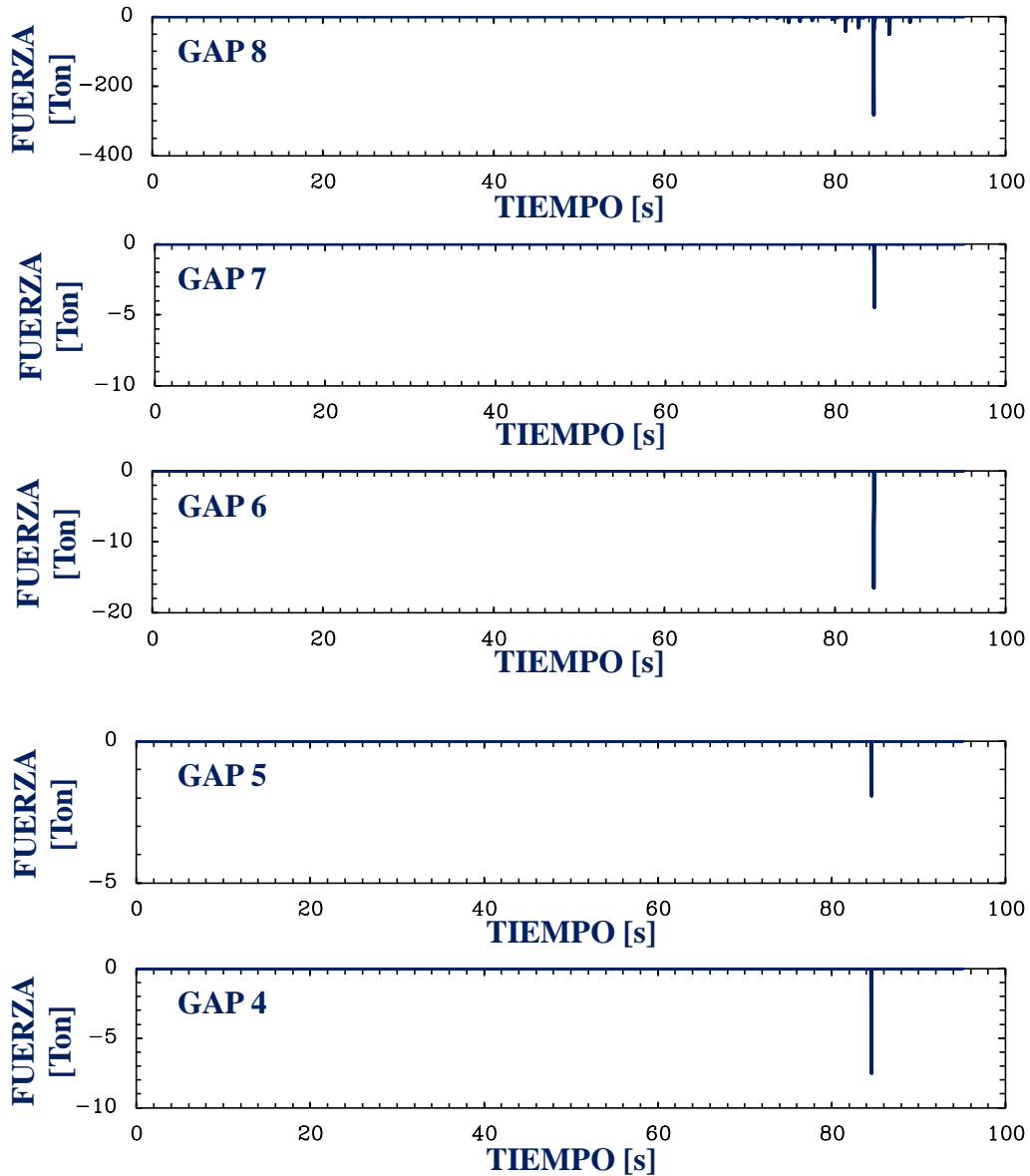


Figura 6.46. Fuerzas de golpeo presentadas en la simulación del choque estructural para los edificios en estudio modelando la interacción suelo-estructura para el estrato 2, tomando en cuenta el desplomo existente

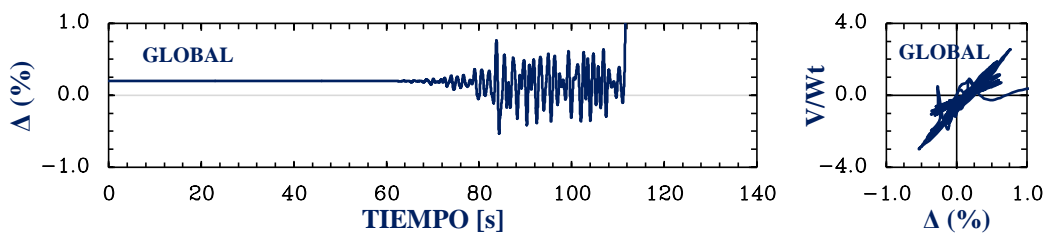


Figura 6.47. Detalles de la respuesta dinámica de los entresijos del edificio Álvaro Obregón 284, modelando el choque estructural considerando la interacción suelo-estructura y el desplomo existente para el estrato 2

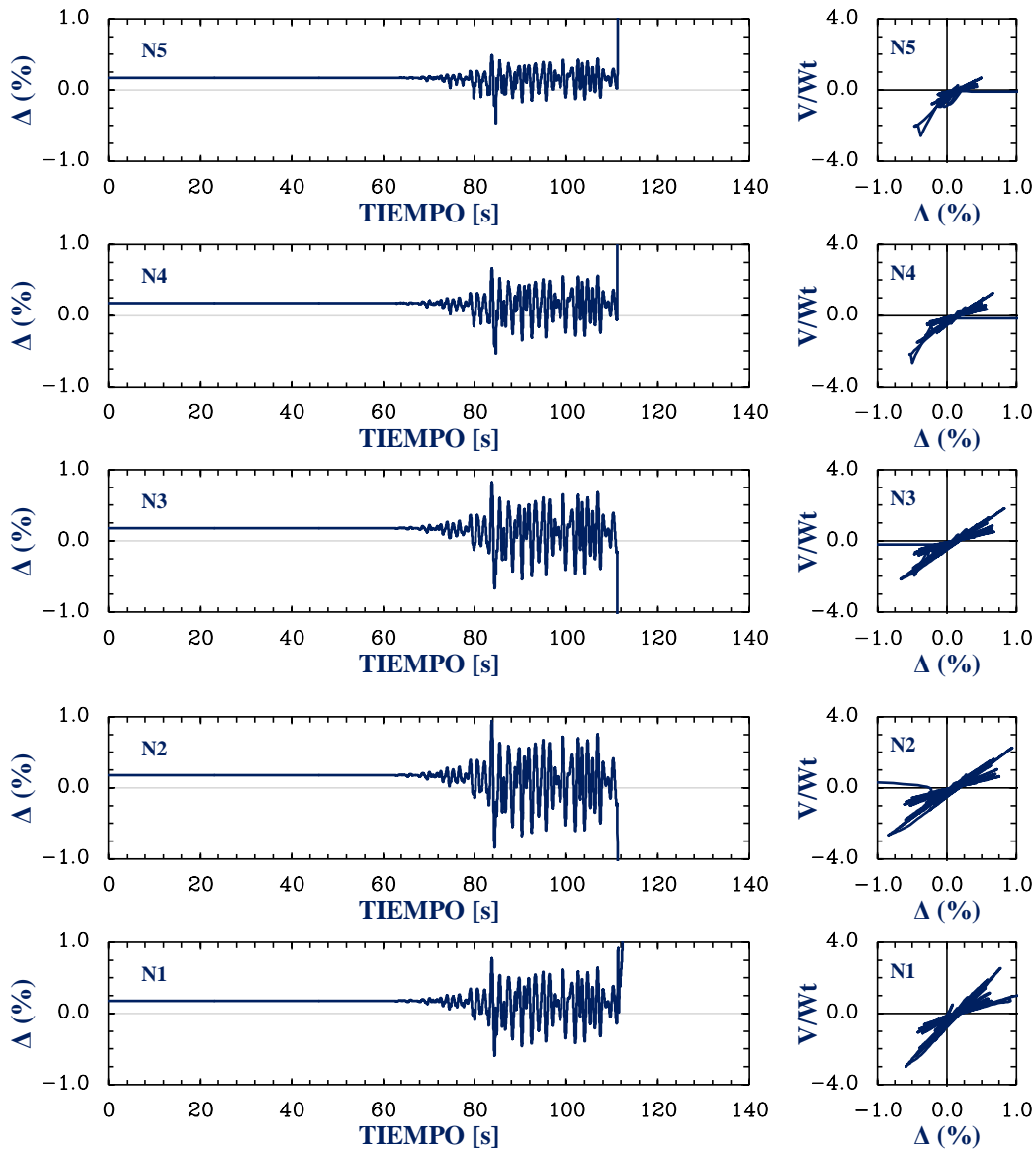


Figura 6.47. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 284, modelando el choque estructural considerando la interacción suelo-estructura y el desplomo existente para el estrato 2 (continuación)

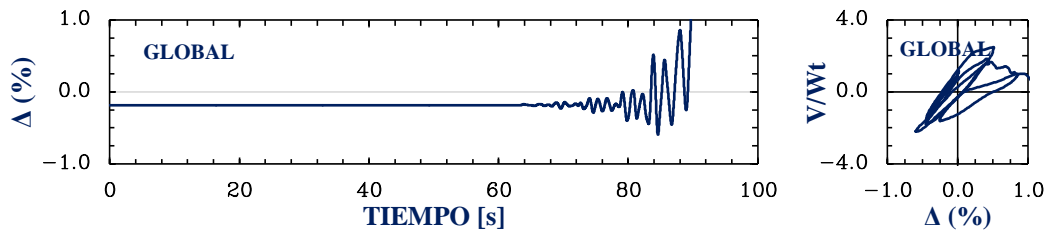


Figura 6.48. Detalles de la respuesta dinámica de los entrepisos del edificio Álvaro Obregón 286, modelando el choque estructural considerando la interacción suelo-estructura y el desplomo existente para el estrato 2

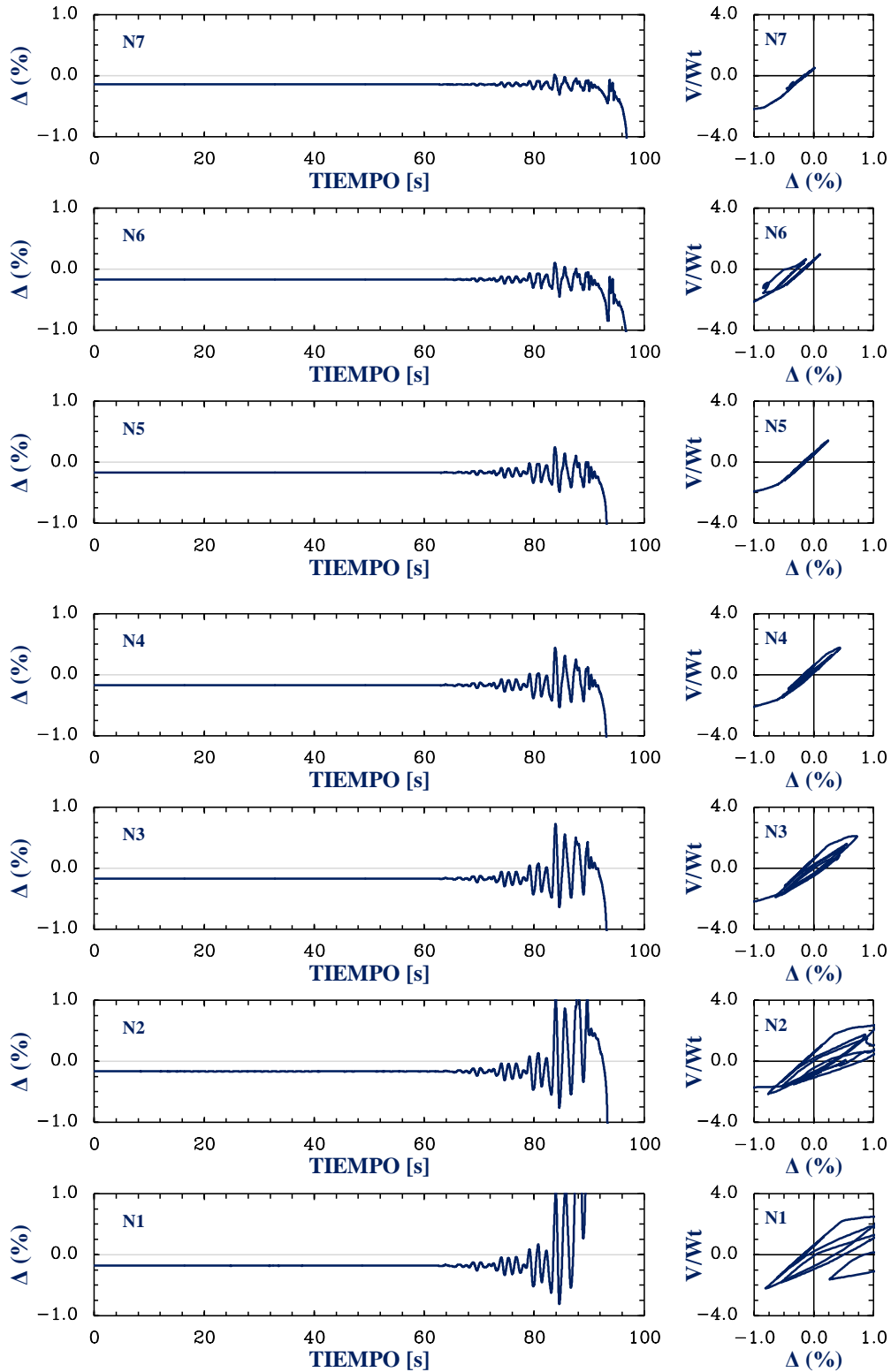


Figura 6.48. Detalles de la respuesta dinámica de los entresijos del edificio Álvaro Obregón 286, modelando el choque estructural considerando la interacción suelo-estructura y el desplomo existente para el estrato 2 (continuación)

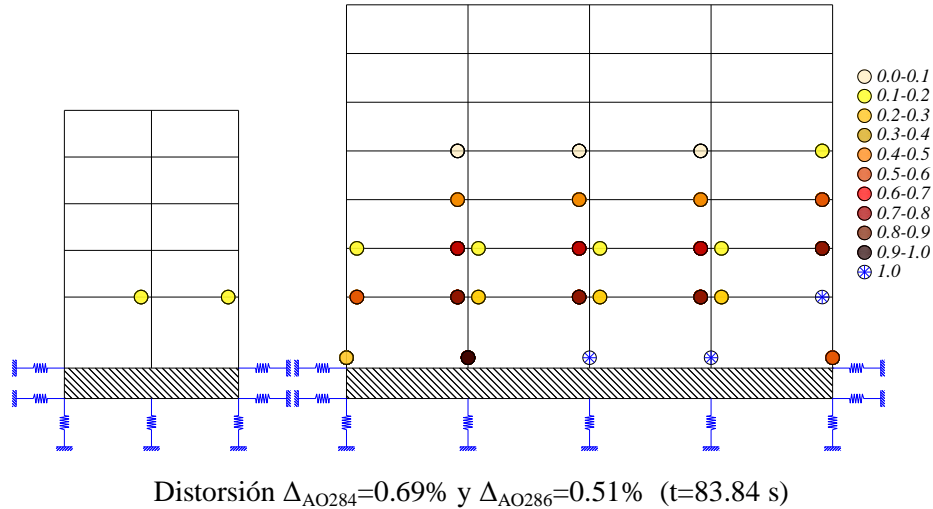


Figura 6.49. Fluencias inelásticas y articulaciones plásticas desarrolladas para los edificios en estudio, modelando el choque estructural considerando la interacción suelo-estructura y el desplomo existente para el estrato 2

En resumen, se presentaron las simulaciones realizadas que se sintetizan esquemáticamente en la figura 6.50 y, conforme a los resultados obtenidos de cada análisis dinámico no lineal de los edificios en estudio, con o sin choque estructural, con o sin interacción suelo-estructura y con o sin desplomo existente, se puede concluir que el edificio Álvaro Obregón 286 tenía que colapsar de cualquier forma, debido a que las demandas inelásticas que le impuso el sismo del 19 de septiembre de 2017 rebasaron considerablemente su capacidad de deformación inelástica conforme a su probable diseño estructural, confirmando que las demandas dinámicas máximas asociadas al sismo del 19 de septiembre de 2017 en esa zona de la ciudad rebasaron notablemente a las consideradas en las normas de aquella época. Para el edificio Álvaro Obregón 284, se concluye que éste debió haber sobrevivido el sismo con daño importante si los edificios hubiesen estado separados, pero que el mayor daño sufrido por esta estructura en efecto se debió en gran parte al choque estructural con AO286, potenciado por los efectos de la interacción suelo-estructura y el desplomo existente, y muy notablemente a la progresión del colapso de AO286 sobre AO284, dado que terminó cayéndose sobre AO284.

Por otra parte, con estos estudios se muestra nuevamente que, en suelos blandos como los de la colonia Hipódromo Condensa, los edificios desarrollan mayores respuestas dinámicas inelásticas cuando se considera los efectos de la interacción suelo estructura, ya sea modelando o no el choque estructural, aun cuando este efecto sea aparentemente pequeño en el aumento del periodo fundamental de vibrar de las estructuras y aumento o disminución del amortiguamiento, pues como se mostró en las gráficas de fuerzas de golpeteo, el choque puede ser intensificado notablemente por la ISE. Es por eso que es muy importante estudiar los efectos que tiene el choque estructural cuando cualquier edificio está desplantado en un suelo blando incluyendo a la interacción suelo-estructura.

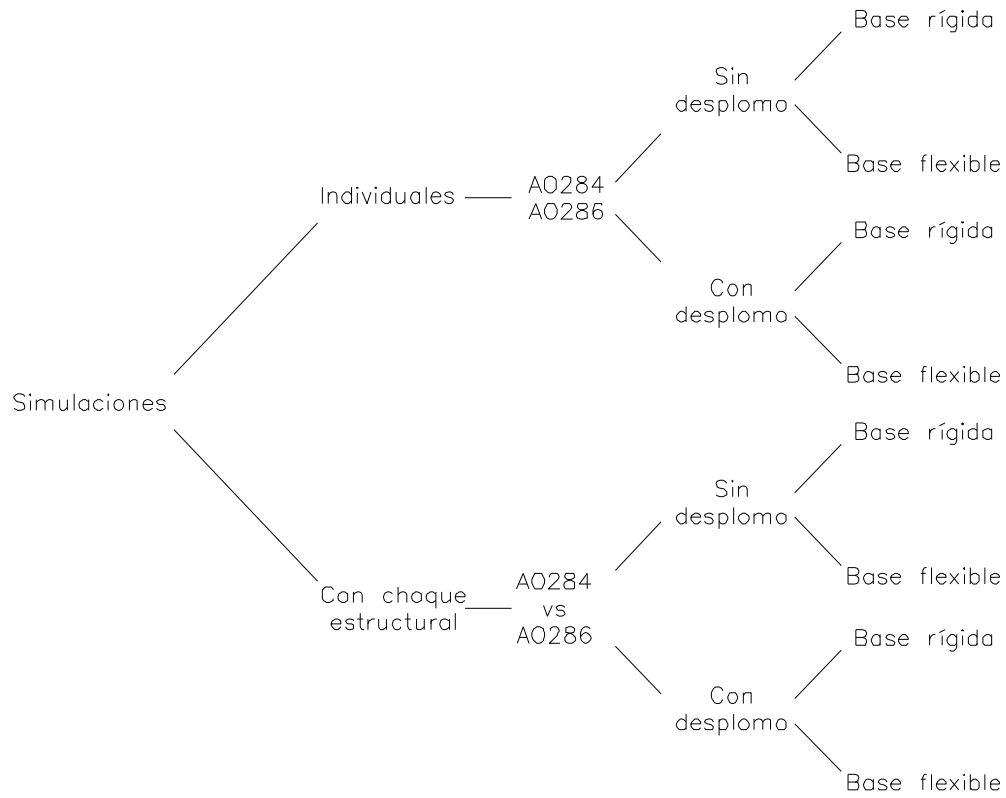


Figura 6.50. Simulaciones numéricas realizadas para estudiar el colapso del edificio AO-286 y su choque con AO-284 mediante análisis dinámicos paso a paso no lineales

7. ESTUDIO PARAMÉTRICO DE LOS MODELOS EN BASE RÍGIDA QUE SIMULAN EL CHOQUE ESTRUCTURAL

7.1. Descripción de la variación de parámetros en estudio

Para los análisis paramétricos, se consideró que para los edificios en estudio las masas de cada estructura se mantuvieran constantes, haciendo variar la rigidez de los edificios en función del módulo de elasticidad, ya que se tomó como parámetro principal la variación de los periodos fundamentales, y con ello, el cambio en los desplazamientos (aumento o disminución) de los edificios por el efecto de desacoplar las características dinámicas de las estructuras contiguas en estudio. Para realizar la variación de la rigidez, se fue modificando el módulo de elasticidad en un intervalo de $0.2E$ a $1.5E$ del valor nominal. Estos intervalos se consideraron tomando como referencia a un espectro de diseño representativo de suelo blando conforme al Apéndice A de las NTCS-04, que tiene aproximadamente un periodo dominante de $T_s=2.0s$ (fig. 7.1), para que las estructuras puedan estar en cualquier rama de dicho espectro y así poder considerar el mayor número de escenarios posibles.

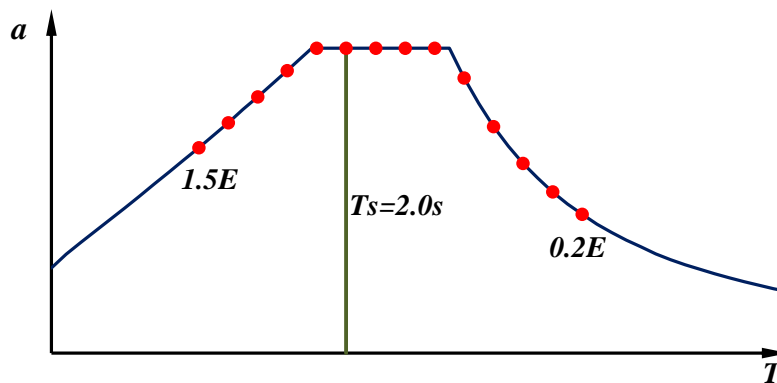


Figura 7.1. Representación esquemática de la variación del parámetro dinámico en estudio (periodos fundamentales) en función del módulo de elasticidad, tomando como referencia a un espectro de diseño representativo de suelo blando con periodo dominante de $T_s=2.0s$ conforme al Apéndice A de las NTCS-04.

Una vez establecido el intervalo del cambio de rigidez, se aplicó primero manteniendo al edificio de siete niveles con módulo de elasticidad nominal E con respecto a un intervalo entre $0.2E$ y $1.5E$ del edificio de cinco niveles ($0.2EAO284$ vs $1.0EAO286$, $0.3EAO284$ vs $1.0EAO286$, $0.4EAO284$ vs $1.0EAO286$, etc.). Posteriormente, se mantiene con módulo de elasticidad nominal E al edificio de cinco niveles con respecto a un intervalo entre $0.2E$ y $1.5E$ del edificio de siete niveles ($1.0EAO284$ vs $0.2EAO286$, $1.0EAO284$ vs $0.3EAO286$, $1.0EAO284$ vs $0.4EAO286$, etc.). Para cada análisis se consideró que las estructuras tuvieran un comportamiento elástico y se realizaron para los registros presentados en el capítulo 5.

Otro parámetro que se consideró en el estudio de los edificios en base rígida, fue la separación entre las estructuras. La separación mínima considerada, es la establecida en las normas para diseño por sismo de la Ciudad de México desde 1966 hasta la fecha (cinco centímetros) y se aumentó progresivamente de 5 cm en 5 cm hasta que los edificios dejaron de chocar. Así por ejemplo, para el caso de $0.2EAO284$ vs $1.0AO286$ y el registro de SCT85-

EW, se inició con $S = 5$ cm y se terminó con $S = 165$ cm. Para el registro de S05-EW, se inició con $S = 5$ cm y se terminó con $S = 45$ cm. Se realizó el mismo procedimiento para todos los registros y para todos los intervalos de cambio de rigidez.

7.2. Particularidades del modelado lineal del choque estructural

Como se comentó en el capítulo 4, para los análisis cuando las estructuras tienen comportamiento elástico, se modeló el choque estructural únicamente con el elemento gap, ya que el concepto general de este elemento, es saber cuándo dos estructuras estarán en contacto en algún determinado momento.

A partir de las simulaciones del choque estructural de los edificios en base rígida con comportamiento elástico, se muestran algunas de las series de tiempo del choque que hubo entre las estructuras para algunos casos de análisis. Por ejemplo, en la figura 7.2 se muestra la serie de tiempo para el caso de análisis 0.2EAO284 vs 1.0EAO286 para el registro de SCT85-EW y para una separación de $S = 5$ cm. Para este análisis la relación de periodos entre ambas estructuras fue de $T_{AO286}/T_{AO284} = 0.549$. De este análisis se contabilizó un total de 370 golpes con una fuerza máxima de choque $F_{max} = 267.89$ ton; si dicha fuerza se normaliza con respecto al peso total de cada uno de los edificios, se obtendría $F_{max}/W_{AO284} = 0.42$ y $F_{max}/W_{AO286} = 0.05$, de dichas relaciones para el caso del edificio cinco niveles, sería una fuerza de choque notablemente mayor a las fuerzas con la que normalmente se diseñaría ($V = 0.1W_i$). Para ese mismo modelo, pero ahora con una separación de $S = 160$ cm, se obtuvo un total de cuatro golpes, con una fuerza máxima $F_{max} = 64.68$ ton (fig. 7.3), que normalizada con respecto al peso de las estructuras, sería $F_{max}/W_{AO284} = 0.10$ y $F_{max}/W_{AO286} = 0.01$, lo cual indica que para el edificio de cinco niveles, recibiría una fuerza de choque de aproximadamente su cortante de diseño, para este caso de análisis las estructuras dejaron de chocar a una separación de $S = 165$ cm. Para otro caso de análisis y el mismo registro donde la relación de periodos tiende a uno, o sea, periodos similares para ambas estructuras, $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.092$ (0.7EAO284 vs 1.0EAO286), la fuerza de choque máxima fue de $F_{max} = 23.63$ ton (fig. 7.4) para una separación de $S = 5$ cm y un total de 25 golpes, que normalizada para ambos edificios sería $F_{max}/W_{AO284} = 0.04$ y $F_{max}/W_{AO286} = 0.005$. Para este caso, las estructuras dejaron de chocar a una separación $S = 10$ cm. En otro caso donde la relación de periodos es uno ($T_{AO286}/T_{AO284} = 1.00$) y el mismo registro a una separación $S = 5$ cm, no se presentaron golpes entre las estructuras (0.6EAO284 vs 1.0EAO286).

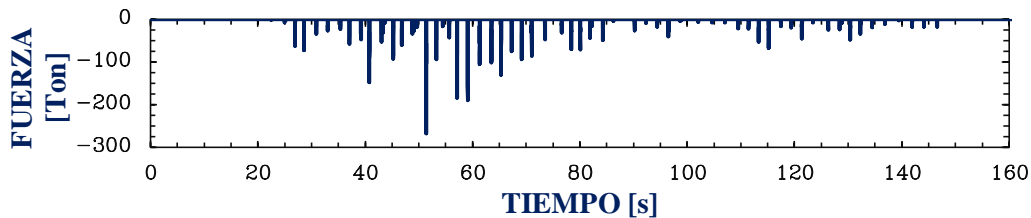


Figura 7.2. Fuerzas de golpeteo presentadas en la simulación del choque estructural para los edificios con comportamiento elástico, para el modelo 0.2EAO284 vs 1.0AO286, para una separación de $S = 5$ cm y el registro de SCT85-EW

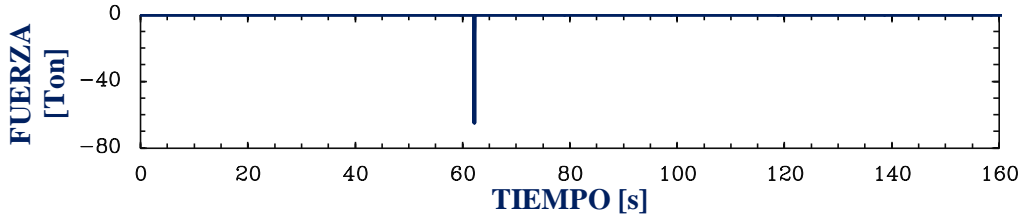


Figura 7.3. Fuerzas de golpeteo presentadas en la simulación del choque estructural para los edificios con comportamiento elástico, para el modelo 0.2EAO284 vs 1.0AO286, para una separación de $S = 160\text{cm}$ y el registro de SCT85-EW

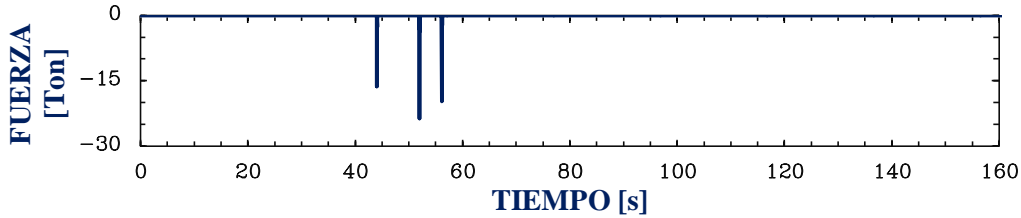


Figura 7.4. Fuerzas de golpeteo presentadas en la simulación del choque estructural para los edificios con comportamiento elástico, para el modelo 0.7EAO284 vs 1.0AO286, para una separación de $S = 5\text{cm}$ y el registro de SCT85-EW

7.3. Resultados del estudio paramétrico para los modelos en base rígida

7.3.1. Presentación de las respuestas máximas F_{ch}/W_{286} vs S (cm) y F_{ch}/W_{284} vs S (cm)

En estas gráficas, se presentan las fuerzas máximas de choque (F_{ch}) contra las separaciones, hasta el punto donde las estructuras dejan de golpearse. Las fuerzas de choque se presentan normalizadas con respecto al peso total de cada edificio (F_{ch}/W_{284} y F_{ch}/W_{286}). Con estas gráficas se puede visualizar de qué proporción son las fuerzas de choque para cada separación, y notar que para algunos casos, el que haya separaciones mayores no necesariamente implica que la fuerza de golpeteo será menor, pero en lo general, conforme se alejan las estructuras y se aproximan a la separación donde dejen de golpearse, esta fuerza de choque disminuye progresivamente.

En las figuras 7.5 a 7.10 se muestran las gráficas para relaciones de periodos T_{AO286}/T_{AO284} de 1.314, 1.171, 0.914, 0.549, 1.443 y 1.618, que corresponden a los modelos de 1.0E, 0.8E, 0.5E, 0.2E, 1.2E y 1.5E, respectivamente, para la condición cuando se varía la rigidez para el edificio de cinco niveles y se mantiene en 1.0E la rigidez del edificio de siete niveles, y para cuando se normaliza la fuerza de choque con respecto al edificio de cinco niveles, mientras que en las figuras 7.11 a 7.16 cuando se normaliza con respecto al edificio de siete niveles para las mismas relaciones de periodos.

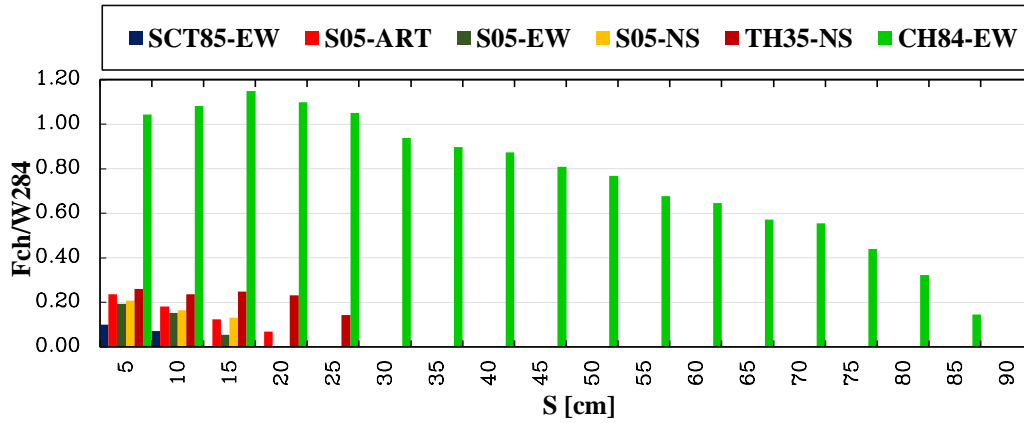


Figura 7.5. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.314$, $W_{284} = 673.76$ ton

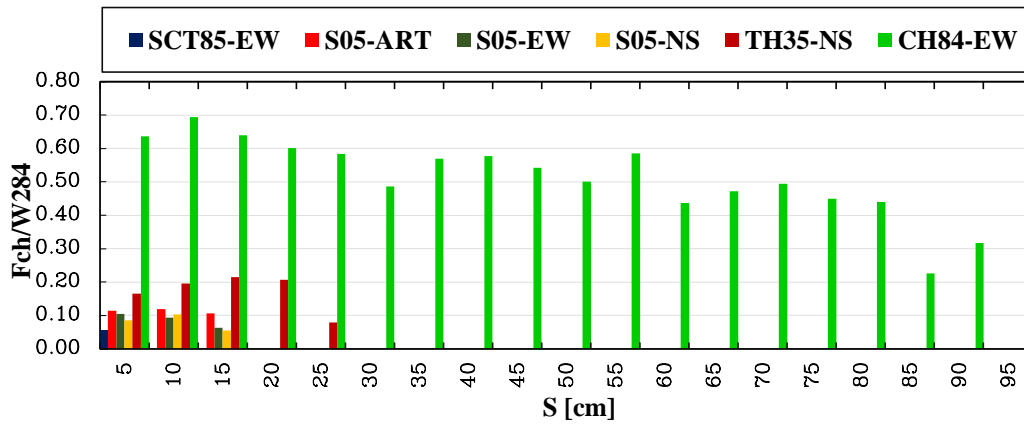


Figura 7.6. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 0.8EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.171$, $W_{284} = 673.76$ ton

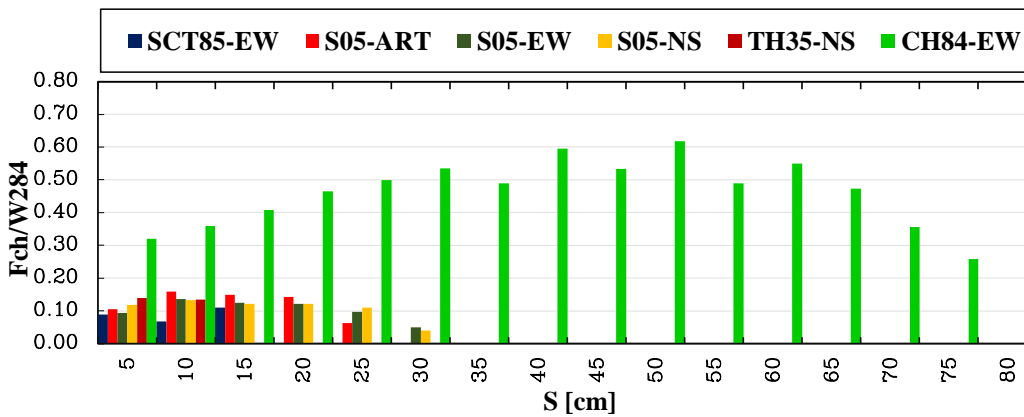


Figura 7.7. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 0.5EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 0.914$, $W_{284} = 673.76$ ton

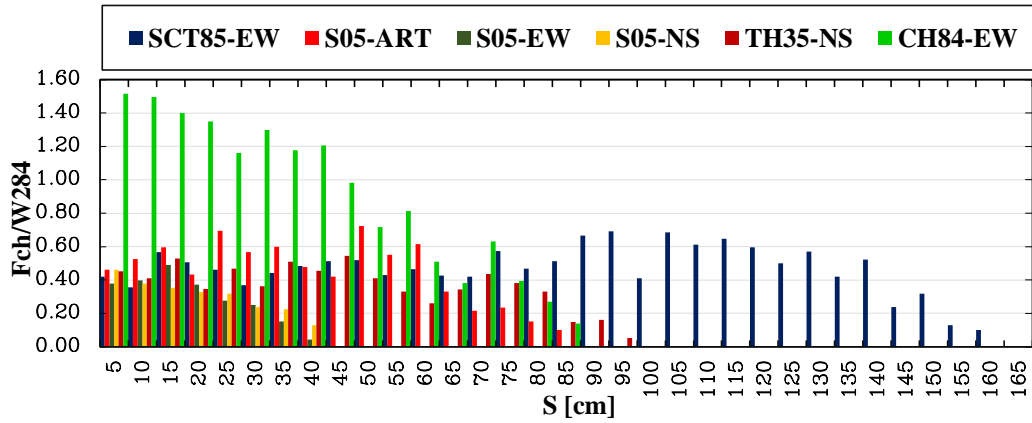


Figura 7.8. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 0.2EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 0.549$, $W_{284} = 673.76$ ton

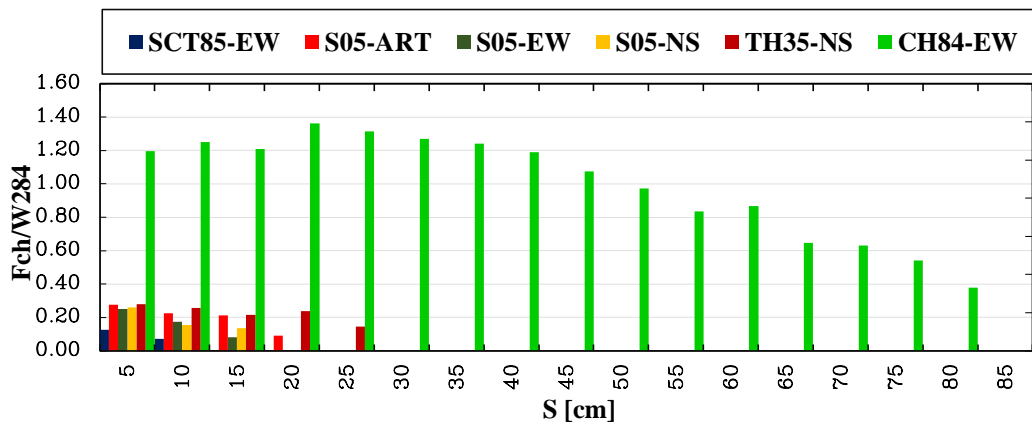


Figura 7.9. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.2EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.443$, $W_{284} = 673.76$ ton

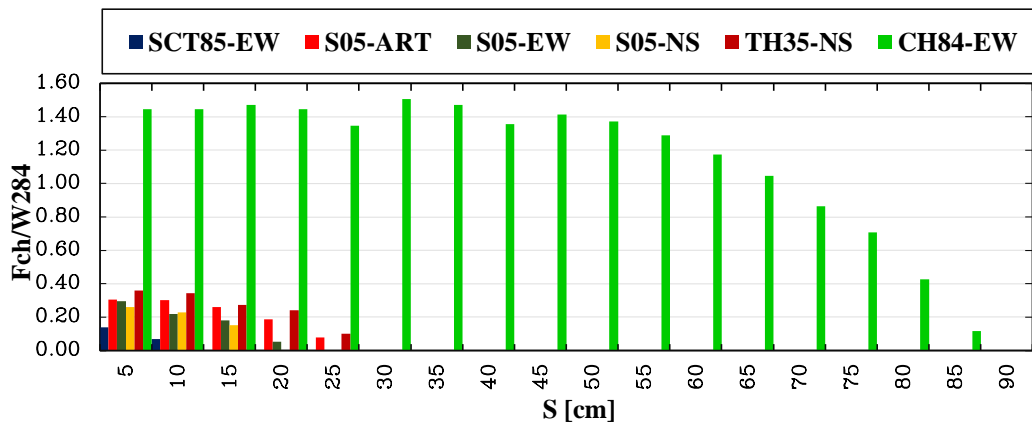


Figura 7.10. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.5EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.618$, $W_{284} = 673.76$ ton

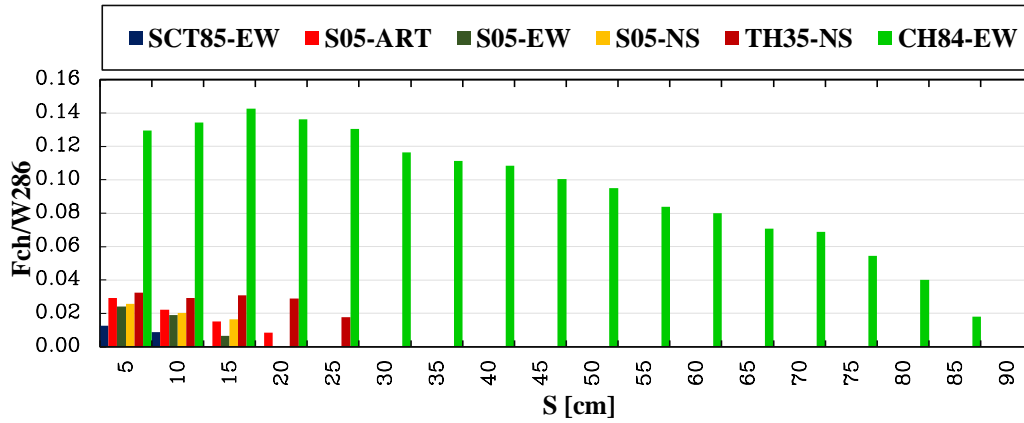


Figura 7.11. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.314$, $W_{286} = 5118.72$ ton

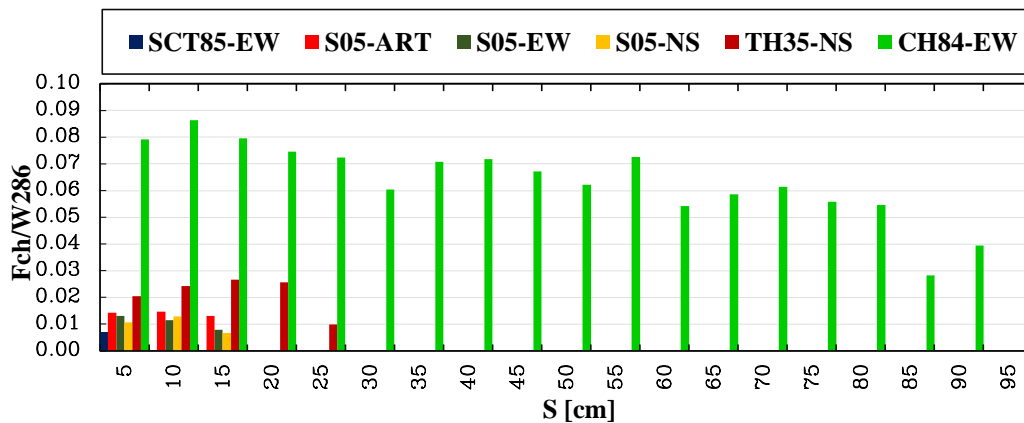


Figura 7.12. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 0.8EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.171$, $W_{286} = 5118.72$ ton

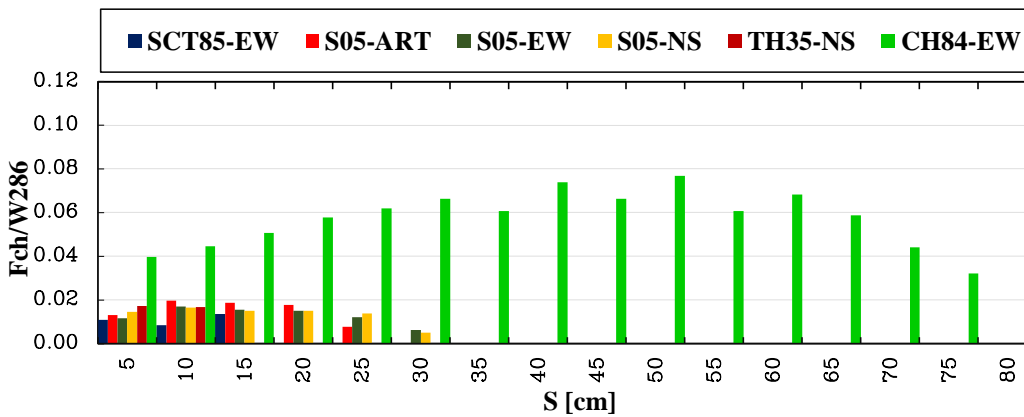


Figura 7.13. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 0.5EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 0.914$, $W_{286} = 5118.72$ ton

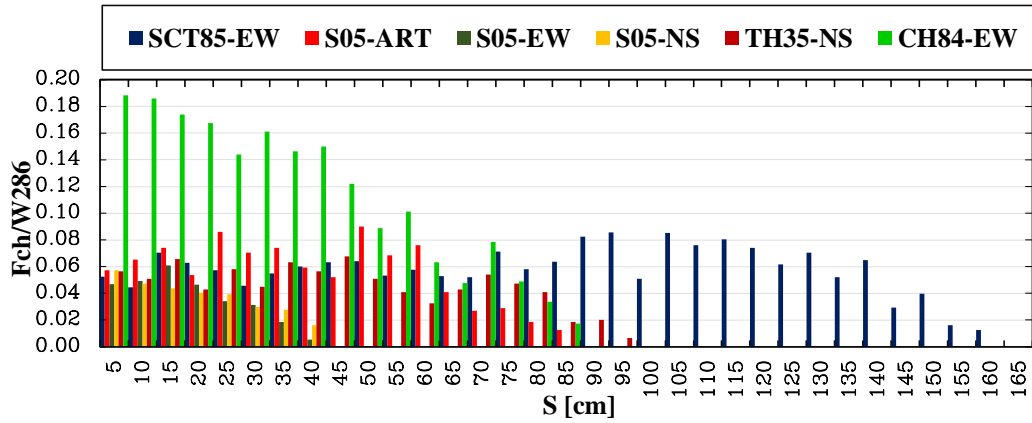


Figura 7.14. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 0.2EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 0.549$, $W_{286} = 5118.72$ ton

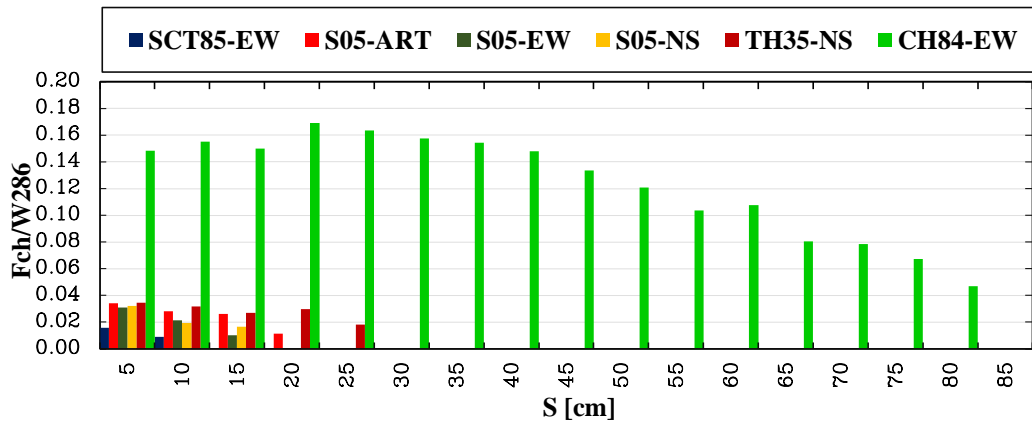


Figura 7.15. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.2EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.443$, $W_{286} = 5118.72$ ton

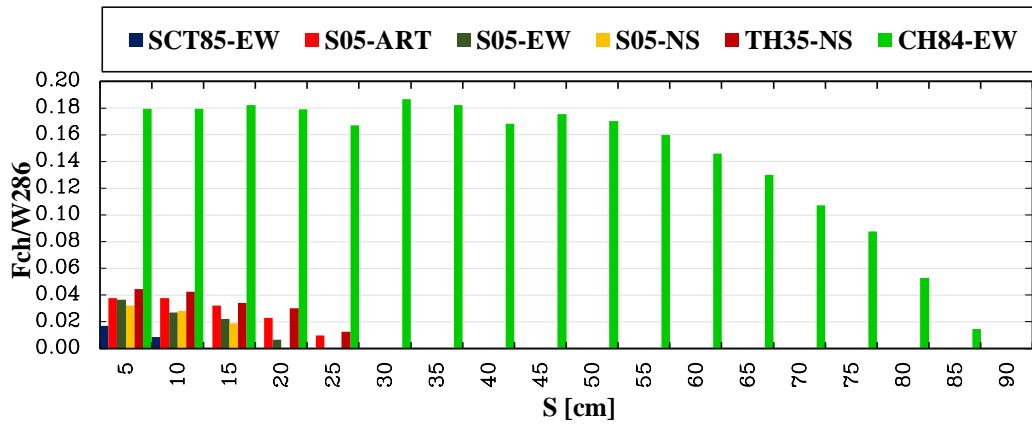


Figura 7.16. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.5EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.618$, $W_{286} = 5118.72$ ton

En las figuras 7.17 a 7.22 se muestran las gráficas para relaciones de periodos T_{AO286}/T_{AO284} de 1.314, 1.478, 1.901, 3.239, 1.195 y 1.065, que corresponden a los modelos de 1.0E, 0.8E, 0.5E, 0.2E, 1.2E y 1.5E, respectivamente, para la condición cuando se varía la rigidez para el edificio de siete niveles y se mantiene en 1.0E la rigidez del edificio de cinco niveles, y para cuando se normaliza la fuerza de choque con respecto al edificio de cinco niveles. En las figuras 7.23 a 7.28 se presentan los resultados para cuando se normaliza con respecto al edificio de siete niveles para las mismas relaciones de periodos.

De las gráficas mostradas, se observa que para el registro CH84-EW, existe una notable diferencia en las respuestas, debido a que el periodo dominante para ese registro está muy cerca de los periodos fundamentales de vibrar de los edificios en estudio cuando se considera la rigidez es 1.0E, y dado que responde en resonancia elástica, es por eso que para ese registro se requiera mayores separaciones para evitar el choque estructural.

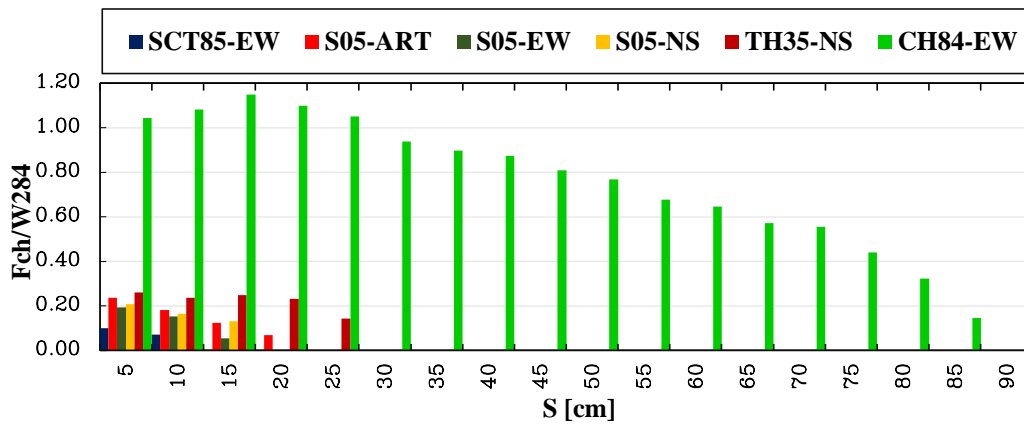


Figura 7.17. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.314$, $W_{284} = 673.76$ ton

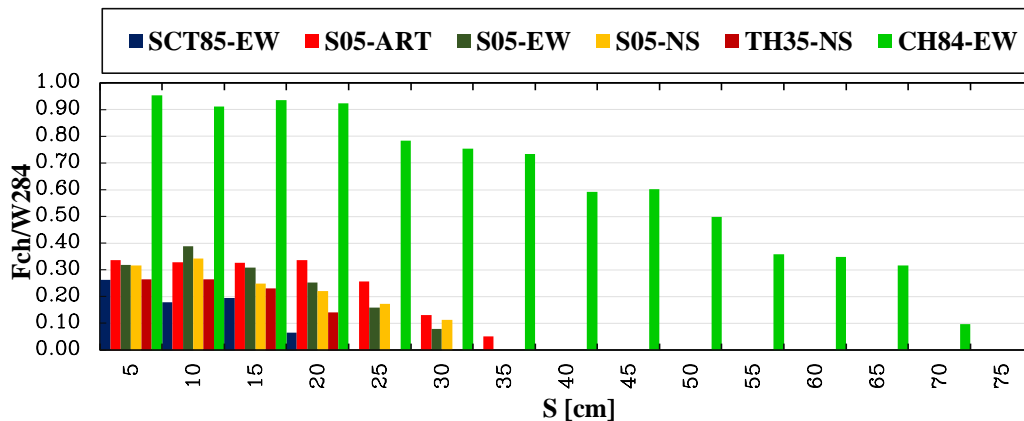


Figura 7.18. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 0.8EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.478$, $W_{284} = 673.76$ ton

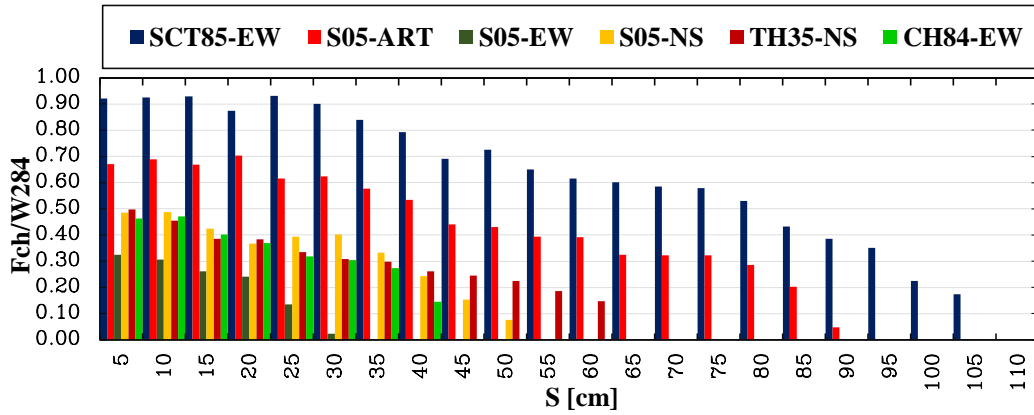


Figura 7.19. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 0.5EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.901$, $W_{284} = 673.76$ ton

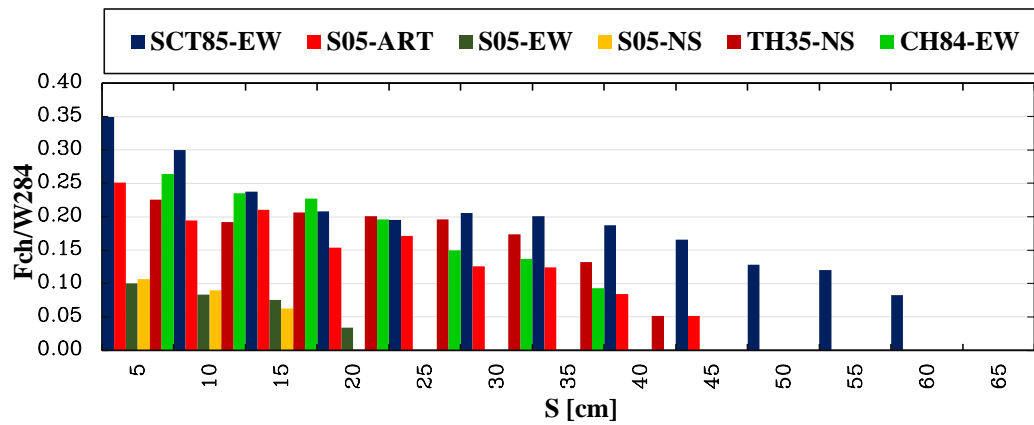


Figura 7.20. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 3.239$, $W_{284} = 673.76$ ton

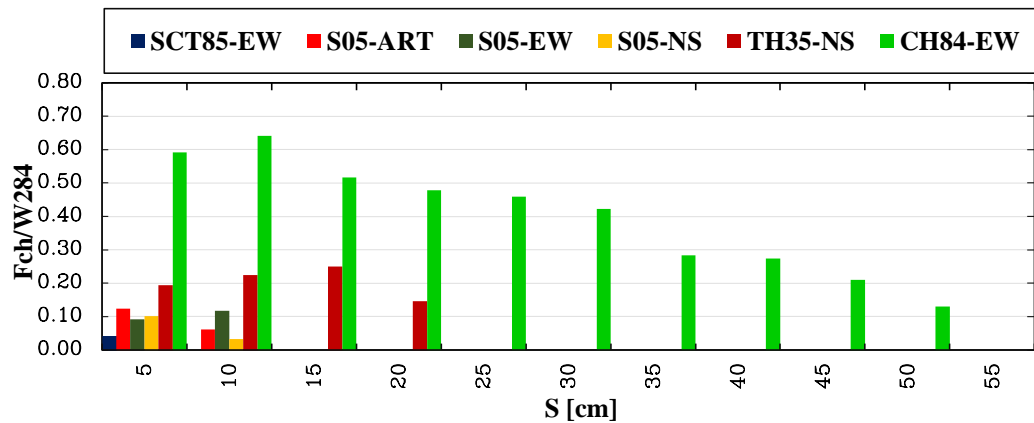


Figura 7.21. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.2EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.195$, $W_{284} = 673.76$ ton

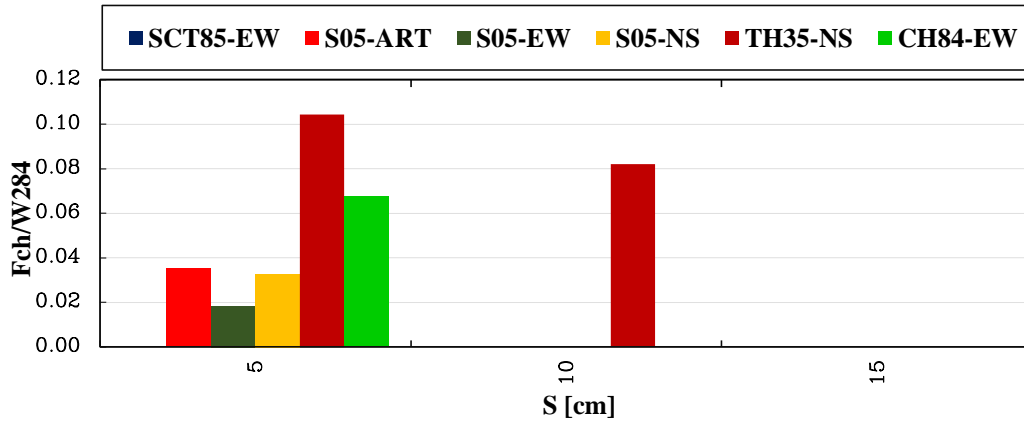


Figura 7.22. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.5EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.065$, $W_{284} = 673.76$ ton

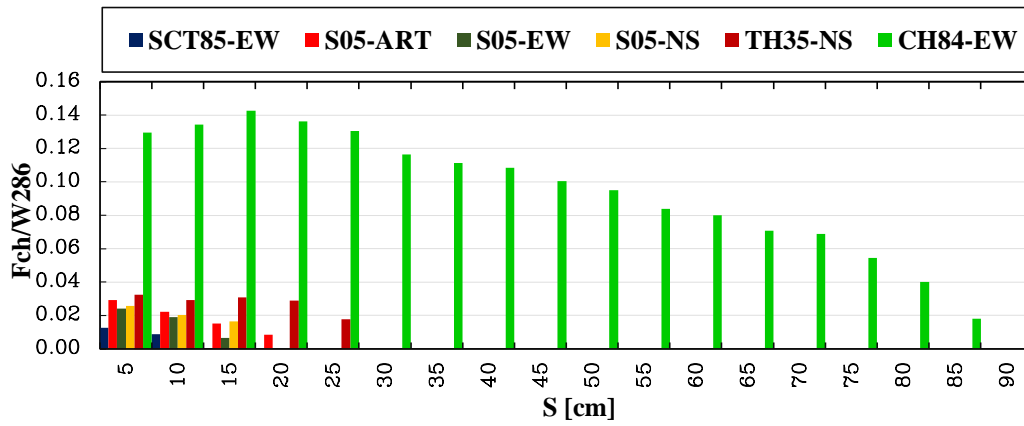


Figura 7.23. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.314$, $W_{286} = 5118.72$ ton

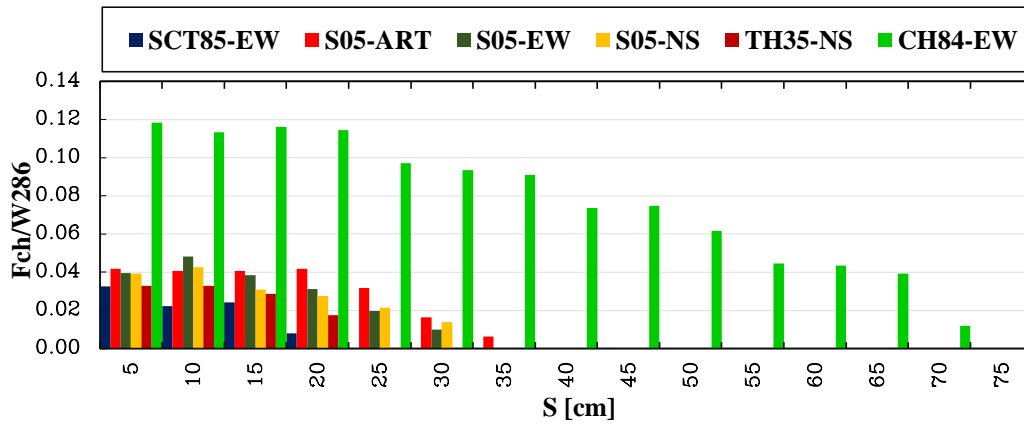


Figura 7.24. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 0.8EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.478$, $W_{286} = 5118.72$ ton

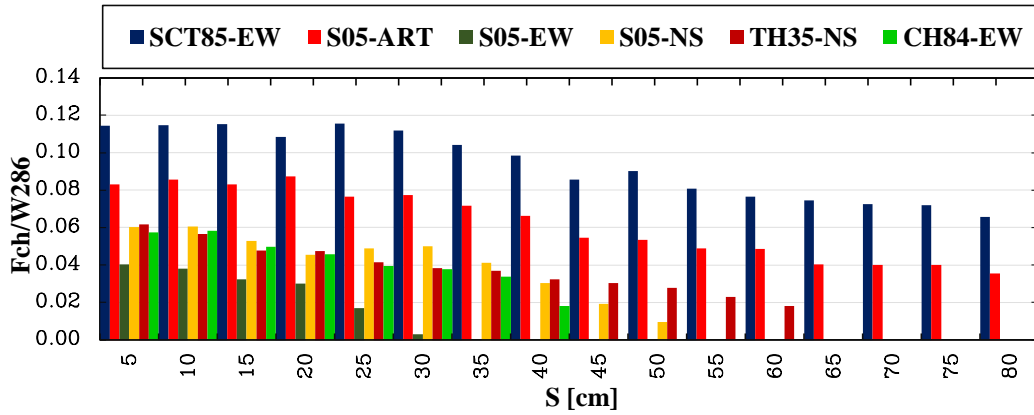


Figura 7.25. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 0.5EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.901$, $W_{286} = 5118.72$ ton

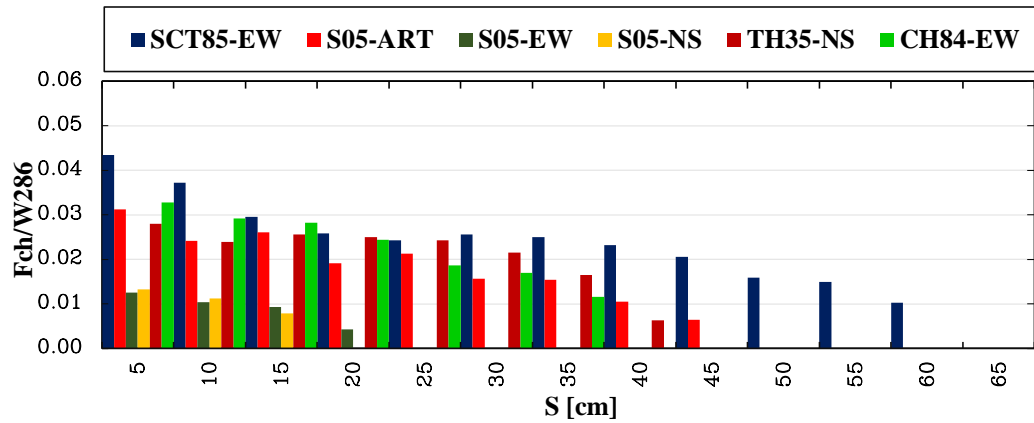


Figura 7.26. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 3.239$, $W_{286} = 5118.72$ ton

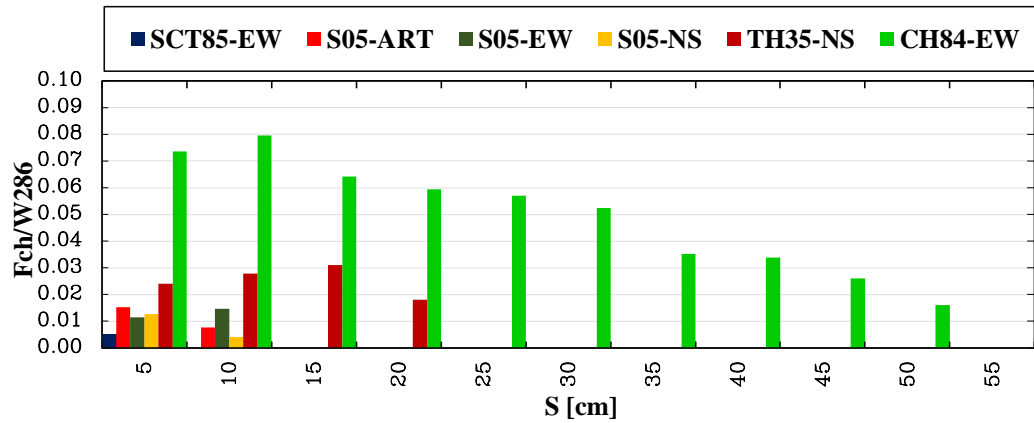


Figura 7.27. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.2EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.195$, $W_{286} = 5118.72$ ton

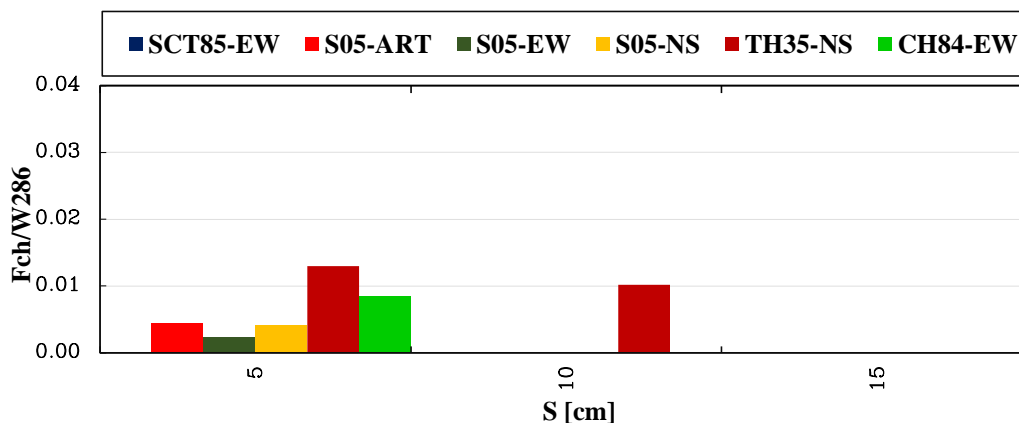
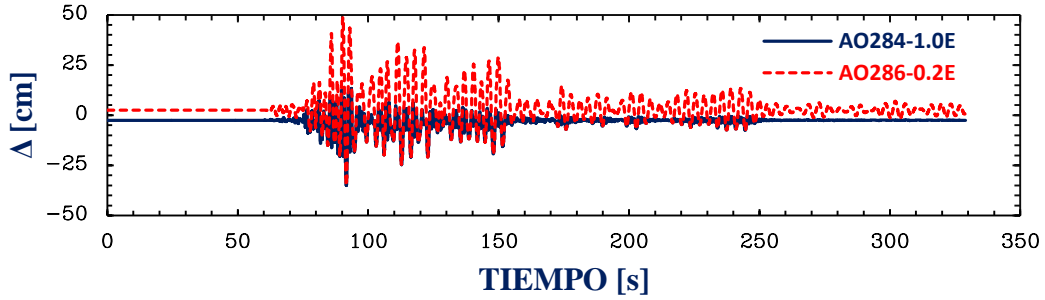


Figura 7.28. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.5EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.065$, $W_{286} = 5118.72$ ton

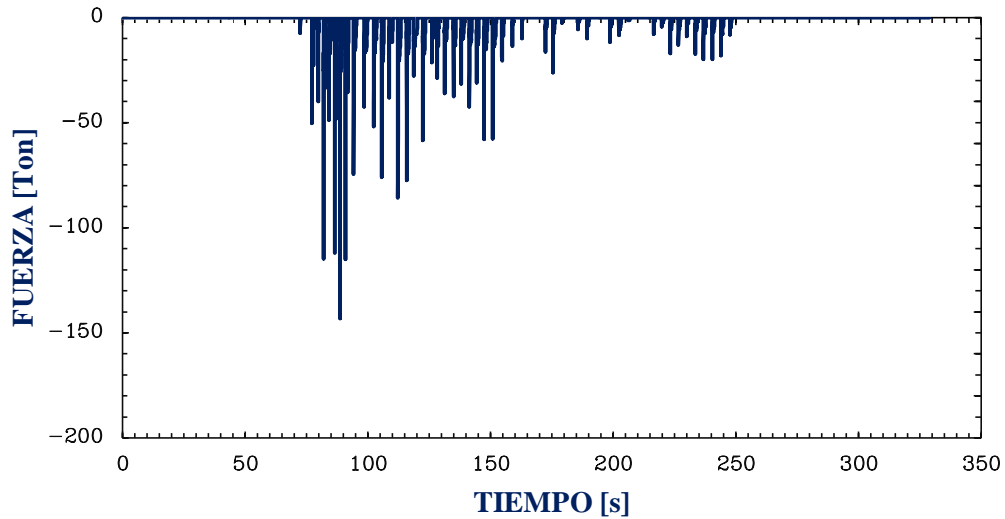
7.3.2. Presentación de las respuestas máximas de número de golpes vs S (cm)

El segundo tipo de gráficas que se presentan son las del número de golpes teóricos contra separaciones. Para ello, por cada separación y cada registro, se contabilizaron todos los golpes que hubo para cada simulación. En las figuras 7.30 a 7.35, se muestran los números de golpes para seis relaciones de módulos de elasticidad, para cuando se mantiene con rigidez constante el edificio AO286: E, 0.8E, 0.5E, 0.2E, 1.2E y 1.5E. De esas relaciones de módulos de elasticidad, se presentaron los siguientes cocientes de periodos entre ambas estructuras $T_{286}/T_{284} = 1.314, 1.171, 0.914, 0.549, 1.443$ y 1.618 , respectivamente. En las figuras 7.36 a 7.41 se muestran los números de golpes para relaciones de periodo T_{286}/T_{284} de 1.314, 1.478, 1.901, 3.239, 1.195 y 1.065, y que corresponden a los modelos de 1.0E, 0.8E, 0.5E, 0.2E, 1.2E y 1.5E, respectivamente, para la condición cuando se varía la rigidez para el edificio de siete niveles y se mantiene en 1.0E la rigidez del edificio de cinco niveles.

Como un caso en particular, se muestra la historia de golpeteo ocurrido para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2EAO286, con una relación de periodo T_{286}/T_{284} de 3.239, una separación entre edificios de $S = 5$ cm y para el registro TH35-NS (fig. 7.29). Para esa simulación, se presentaron un total de 4280 golpes teóricos (o visto de manera más adecuada, 42.8 segundos efectivos de golpeteo); de esa cantidad de golpes, sólo 14 de ellos superan una fuerza de $0.1W_{284}$, menores a esas fuerzas, serían las que probablemente los edificios no sufrirían daños severos, ya que el promedio de todas las fuerzas normalizadas con respecto al edificio AO284 es de 0.01. La cantidad grande de números de golpes, se debe a que un edificio es mucho más flexible que el otro, y se puede notar que es así por la relación de periodos, haciendo que el edificio más flexible alcance al otro y choquen N veces cuando van en el mismo sentido, ya que del total del número de golpes, 4119 son cuando los edificios van en fase y 161 son cuando no, por lo que la creencia de que los edificios sólo chocaran cuando éstos se mueven en sentidos opuestos, en teoría no es del todo cierta.



a) Serie tiempo de los desplazamientos presentados en la simulación



b) Serie de tiempo de las fuerzas presentadas en la simulación

Figura 7.29. Simulación del choque estructural para los edificios con comportamiento elástico, para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2AO286, para una separación de $S = 5$ cm y el registro de TH35-NS

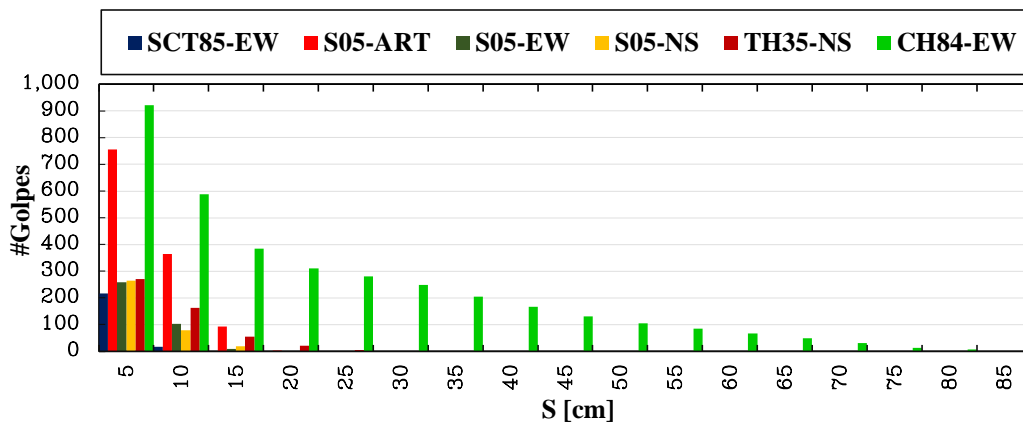


Figura 7.30. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.314$

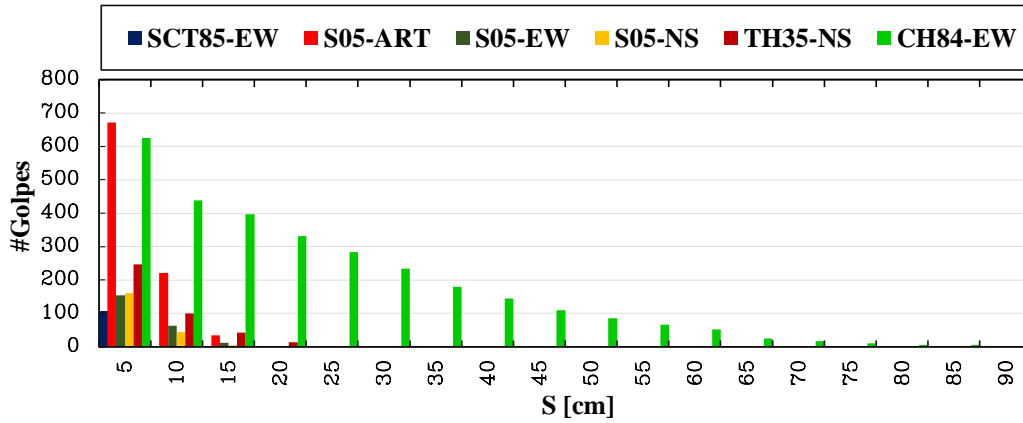


Figura 7.31. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 0.8EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.171$

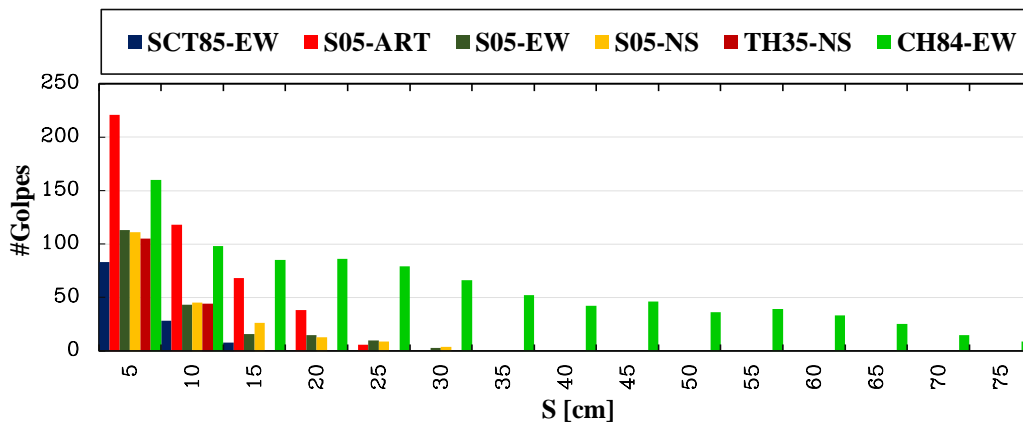


Figura 7.32. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 0.5EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 0.914$

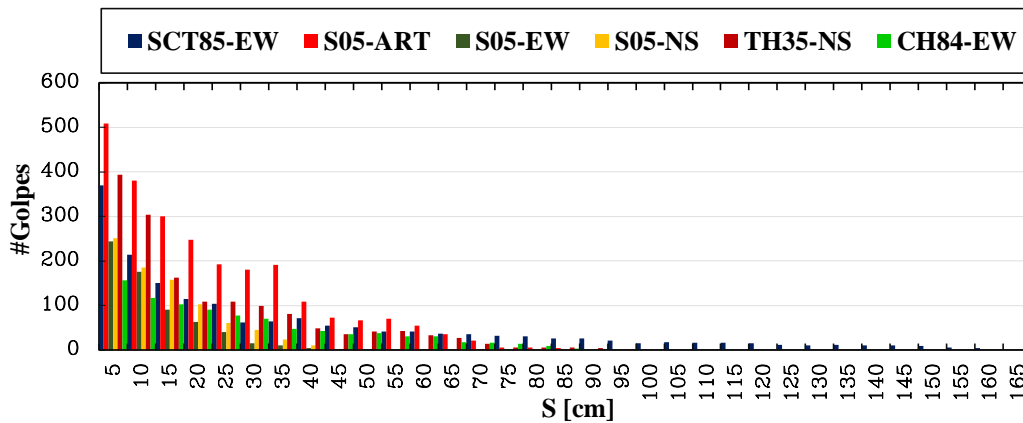


Figura 7.33. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 0.2EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 0.549$

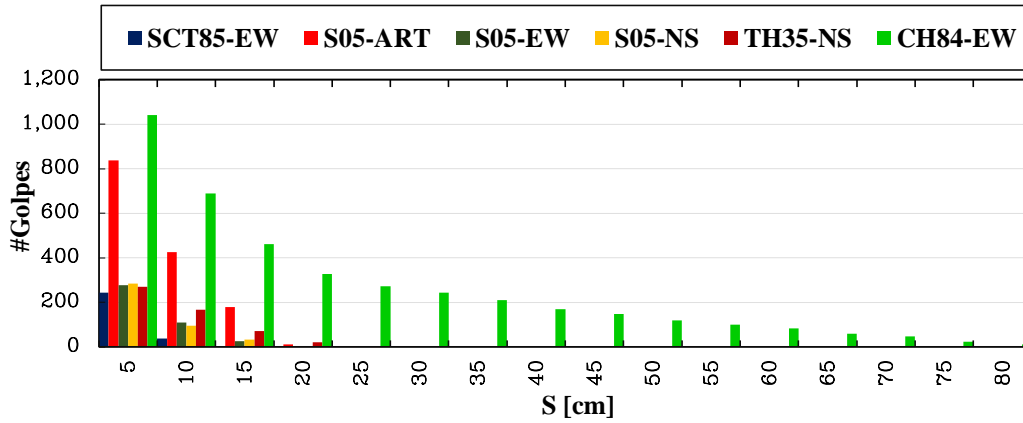


Figura 7.34. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.2EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.443$

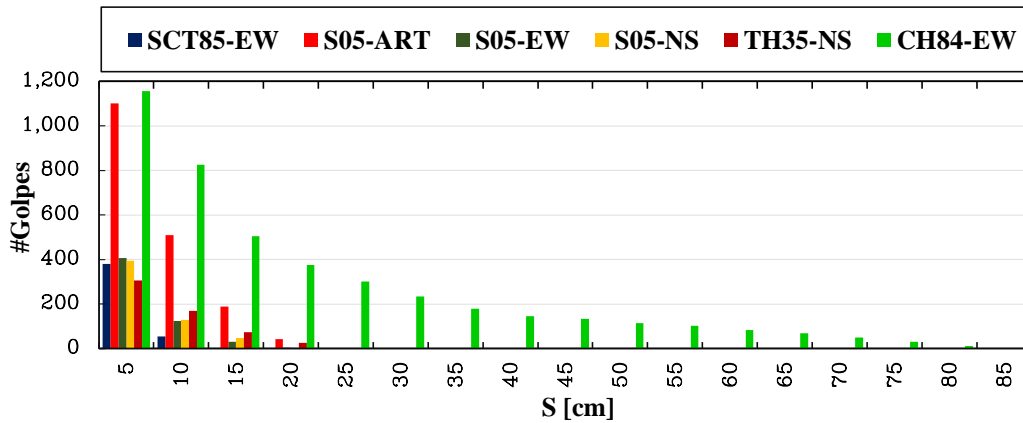


Figura 7.35. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.5EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.618$

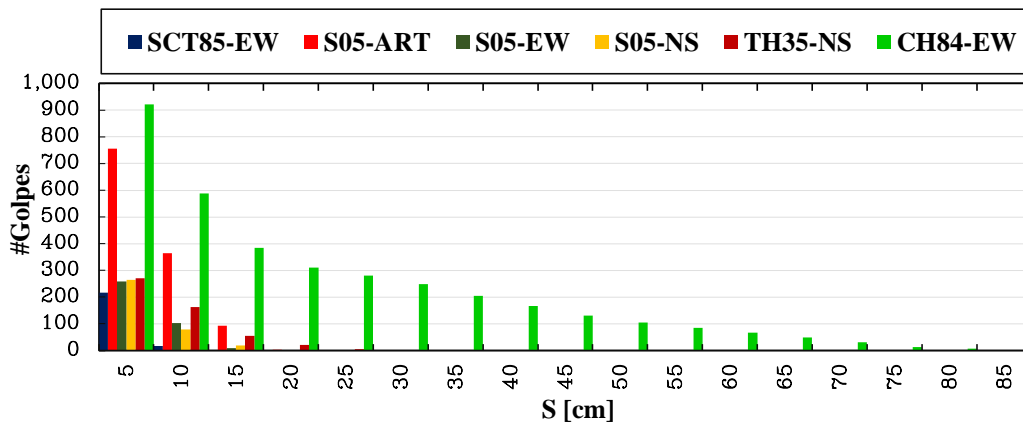


Figura 7.36. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.314$

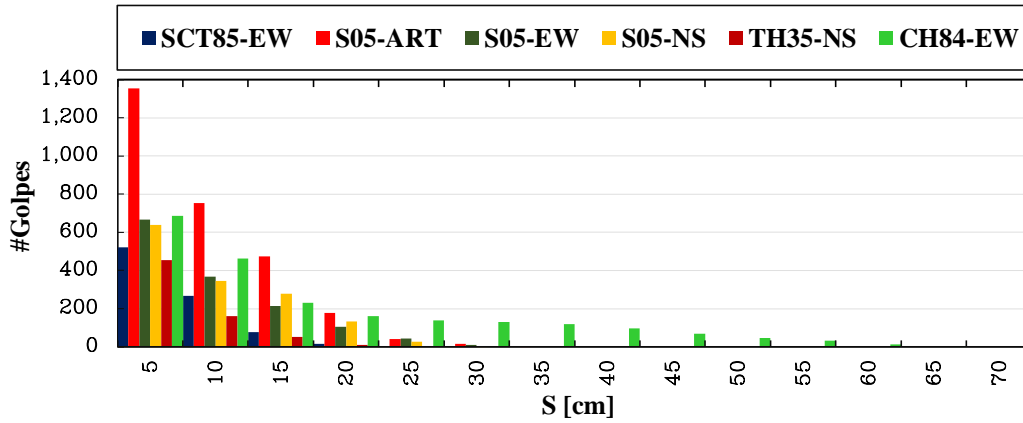


Figura 7.37. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 0.8EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.478$

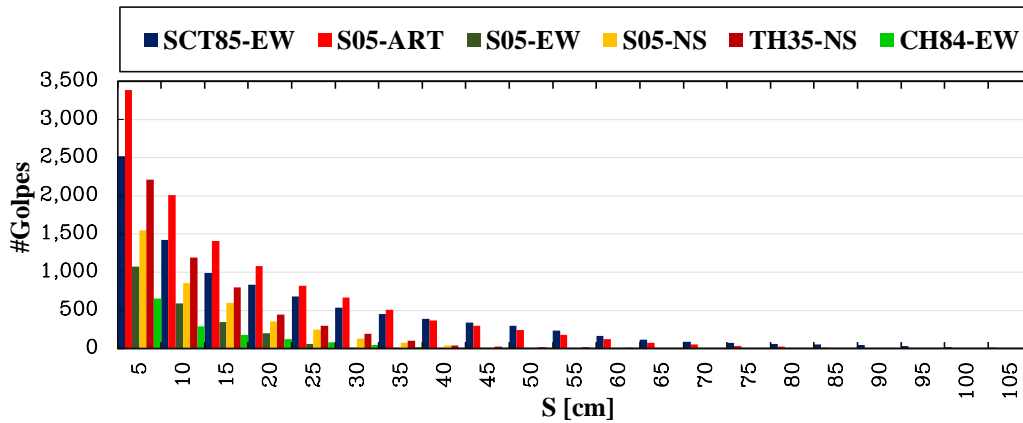


Figura 7.38. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 0.5EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.901$

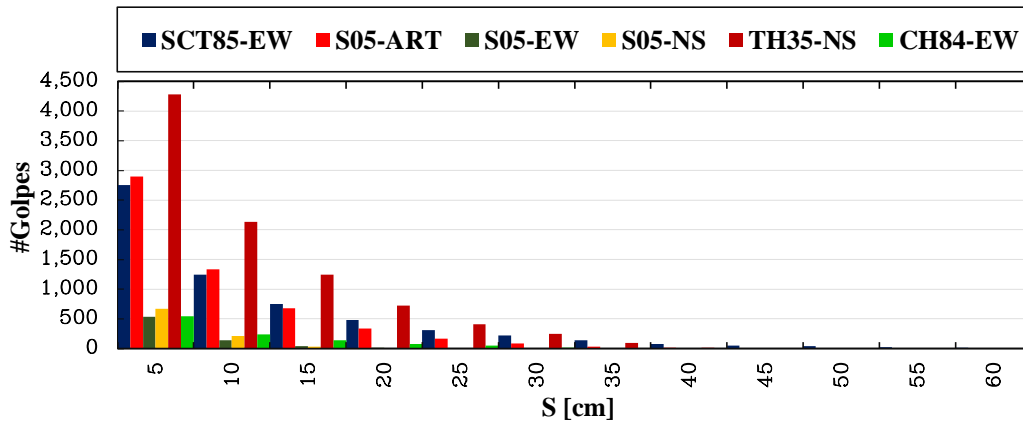


Figura 7.39. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 3.239$

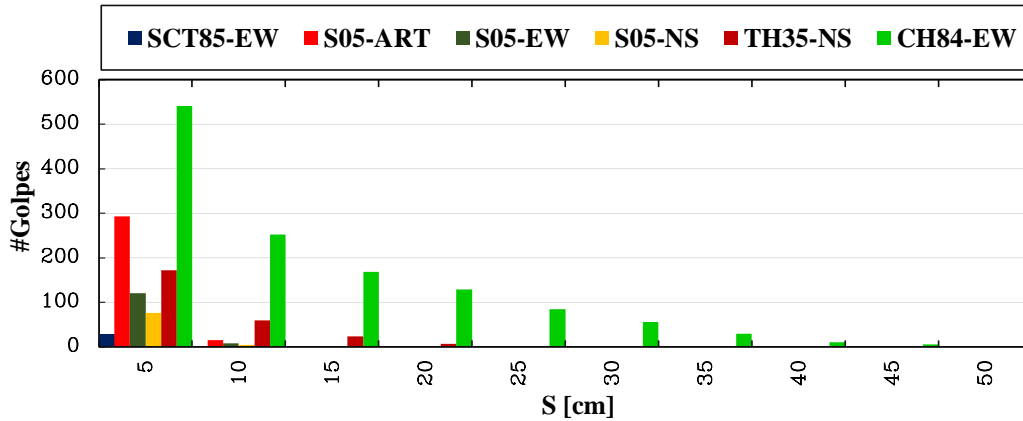


Figura 7.40. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.2EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.195$

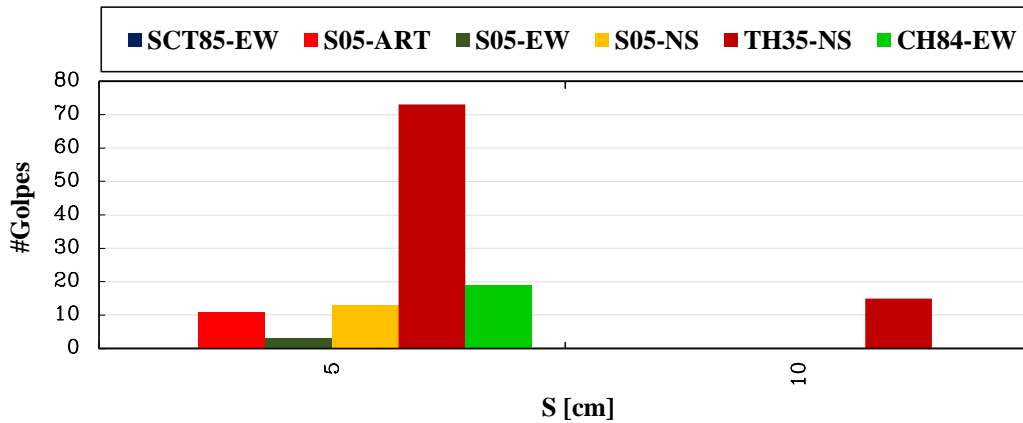


Figura 7.41. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.5EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.065$

7.3.3. Presentación de las respuestas máximas F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} y F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284}

Las respuestas máximas de fuerza de choque normalizada con respecto al peso de las estructuras contra la relación de periodos, se muestran en las figuras 7.42 a 7.47, para las separaciones entre los edificios de S = 5 cm, 10 cm, 15 cm, 25 cm, 50 cm y 100 cm, cuando las fuerzas de choque se normalizan con respecto a AO284. Se presentan en las figuras 7.48 a 7.53 para cuando las fuerzas de choque se normalizan con respecto a AO286 para las mismas separaciones. Cada una de esas gráficas son obtenidas de los modelos con el cambio de rigidez del edificio AO284 y rigidez constante (módulo de elasticidad nominal E) para el edificio AO286.

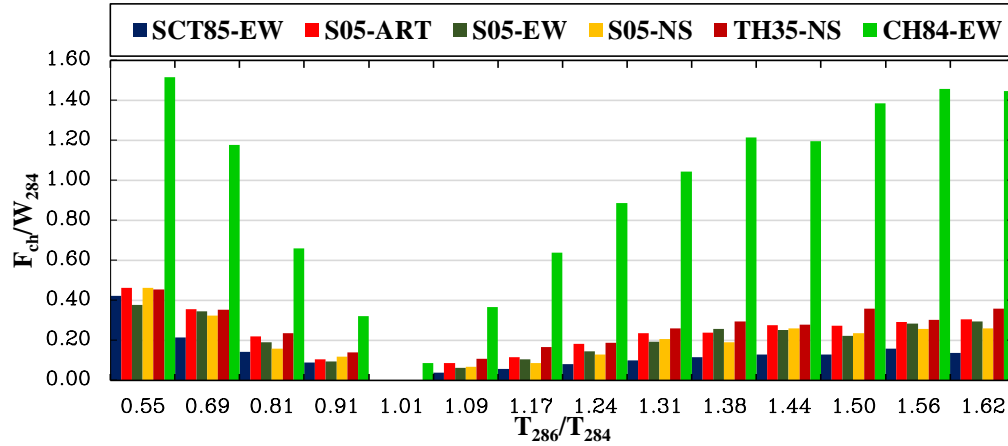


Figura 7.42. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 5$ cm, $W_{284} = 673.76$ ton

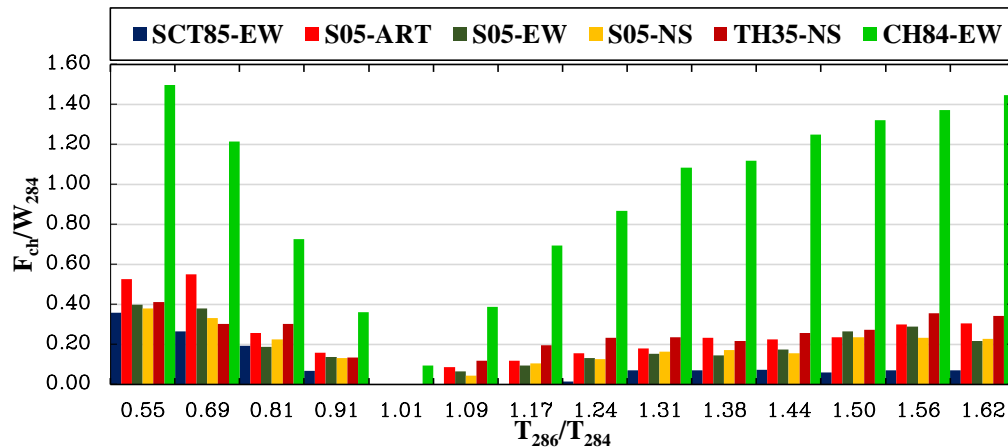


Figura 7.43. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 10$ cm, $W_{284} = 673.76$ ton

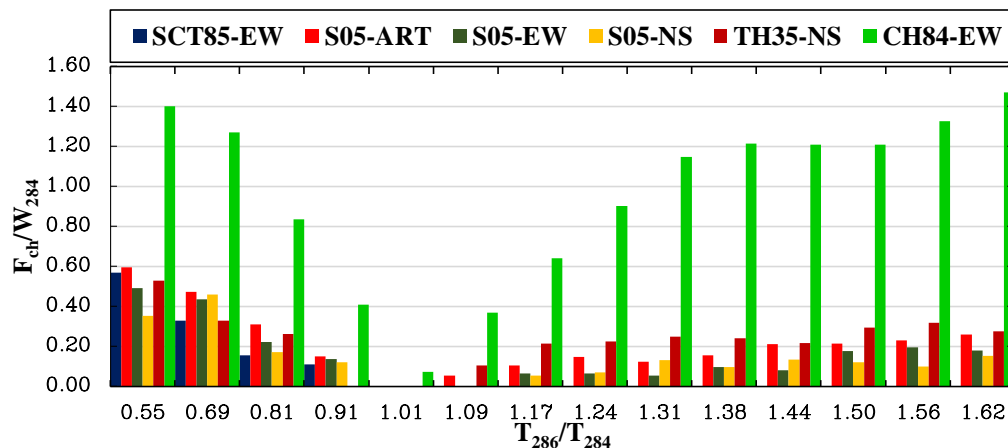


Figura 7.44. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 15$ cm, $W_{284} = 673.76$ ton

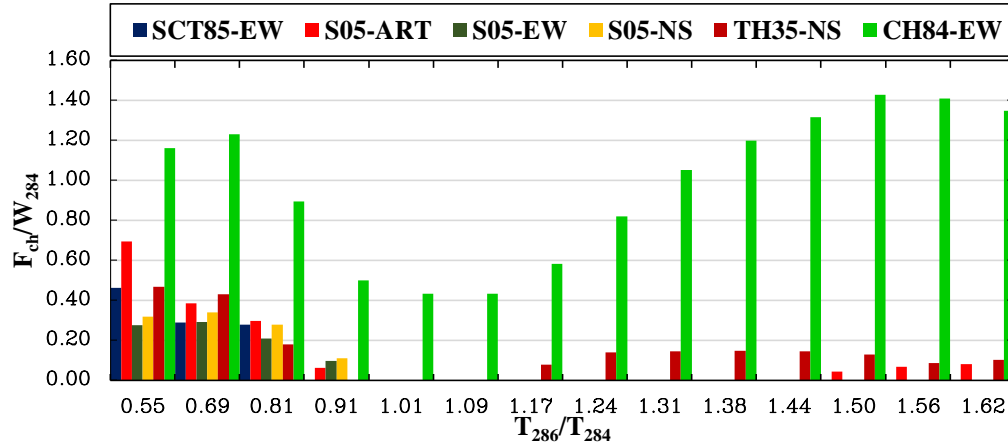


Figura 7.45. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 25$ cm, $W_{284} = 673.76$ ton

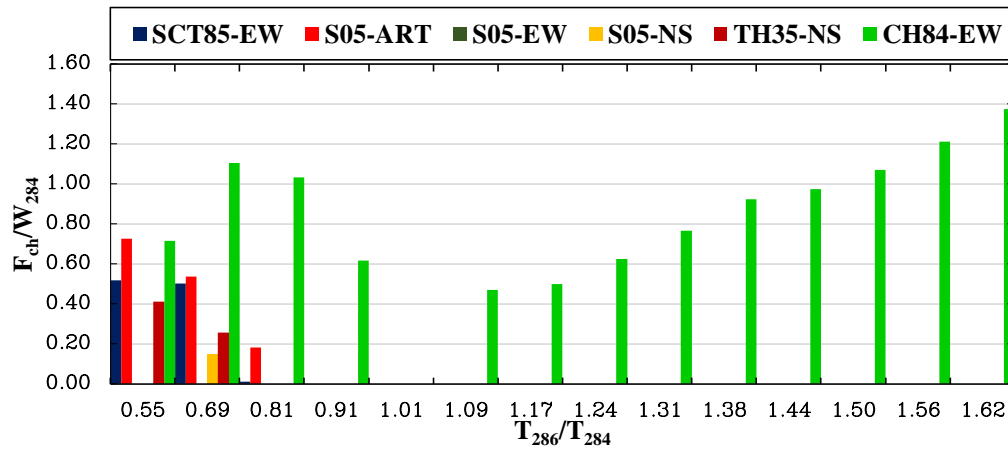


Figura 7.46. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 50$ cm, $W_{284} = 673.76$ ton

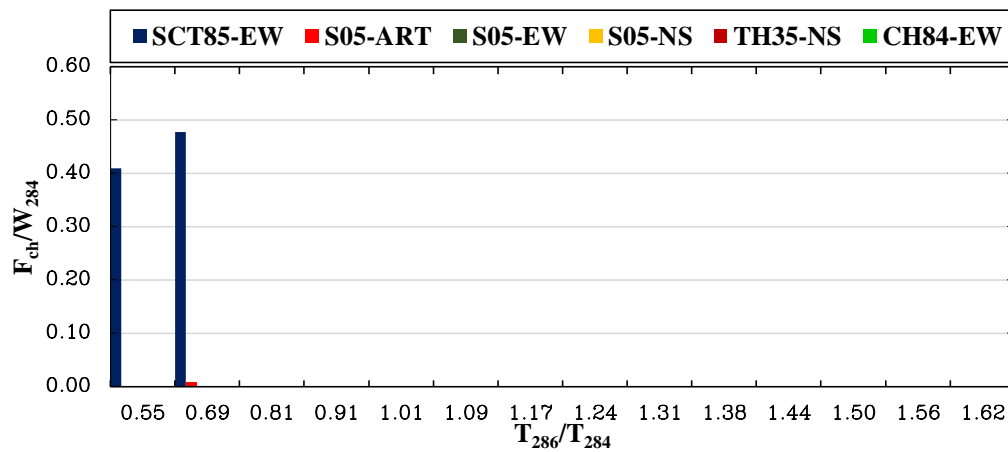


Figura 7.47. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 100$ cm, $W_{284} = 673.76$ ton

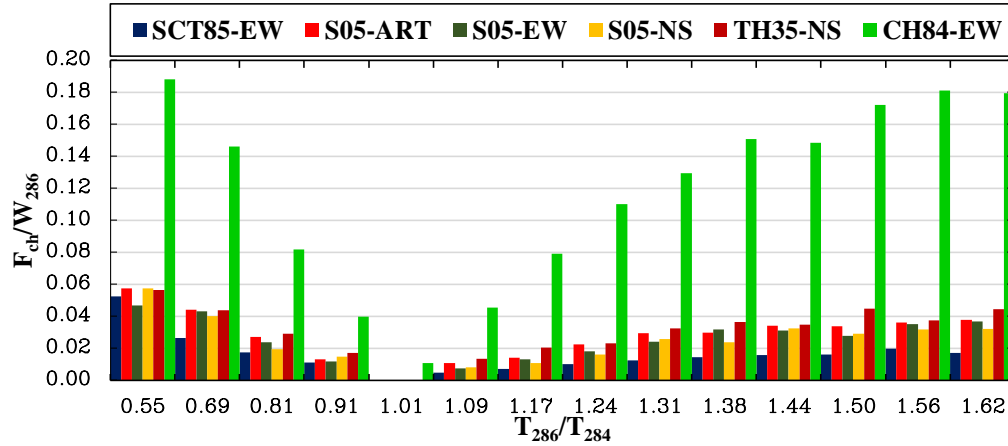


Figura 7.48. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 5\text{ cm}$, $W_{286} = 5118.72\text{ ton}$

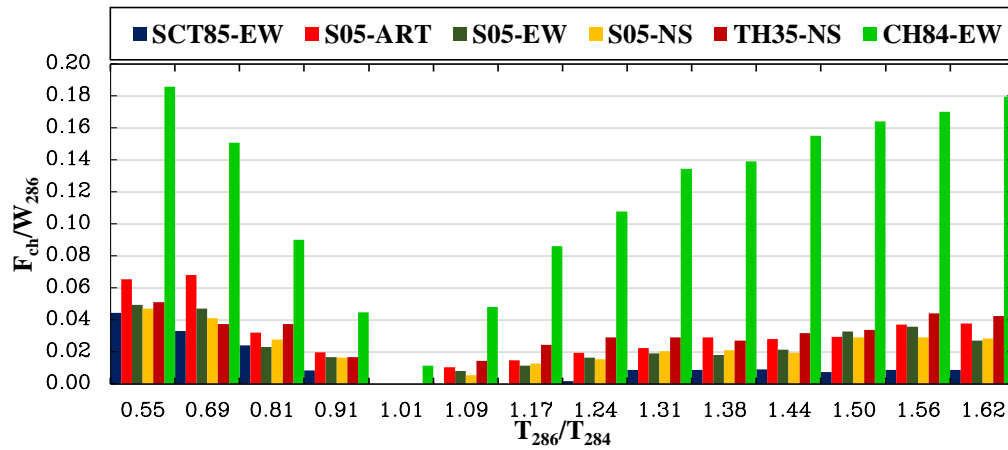


Figura 7.49. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 10\text{ cm}$, $W_{286} = 5118.72\text{ ton}$

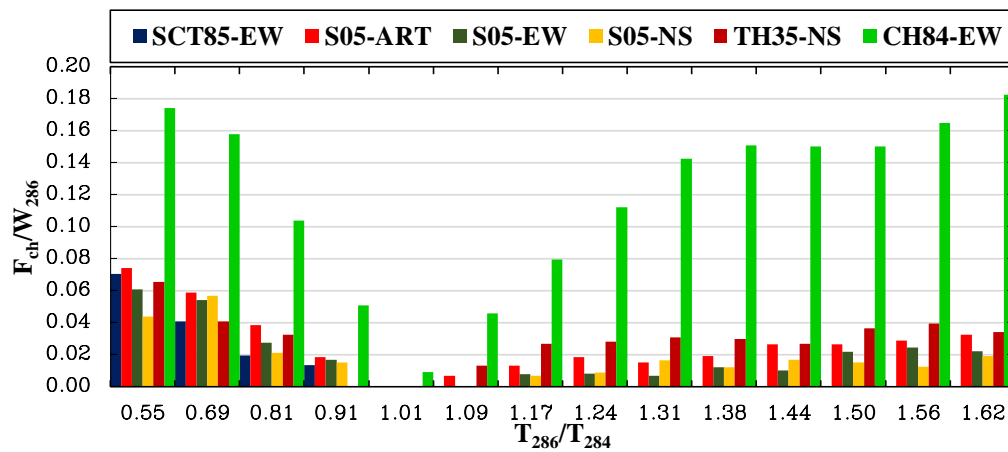


Figura 7.50. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 15\text{ cm}$, $W_{286} = 5118.72\text{ ton}$

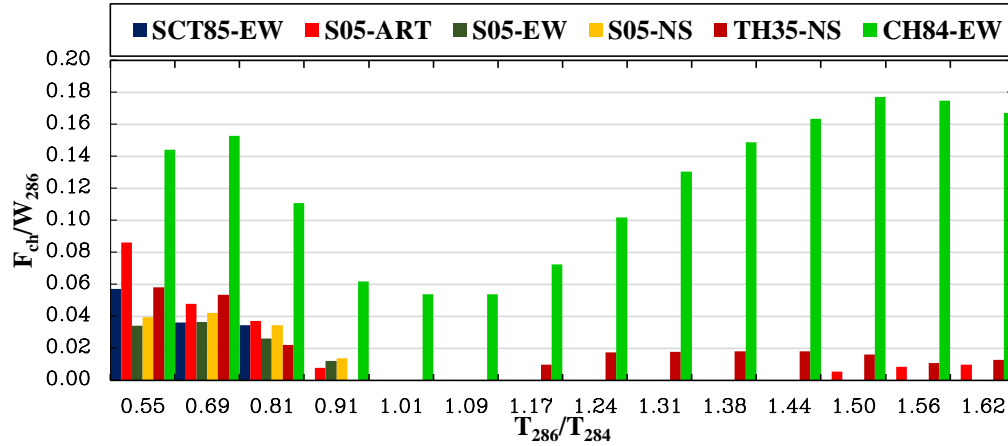


Figura 7.51. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 25$ cm, $W_{286} = 5118.72$ ton

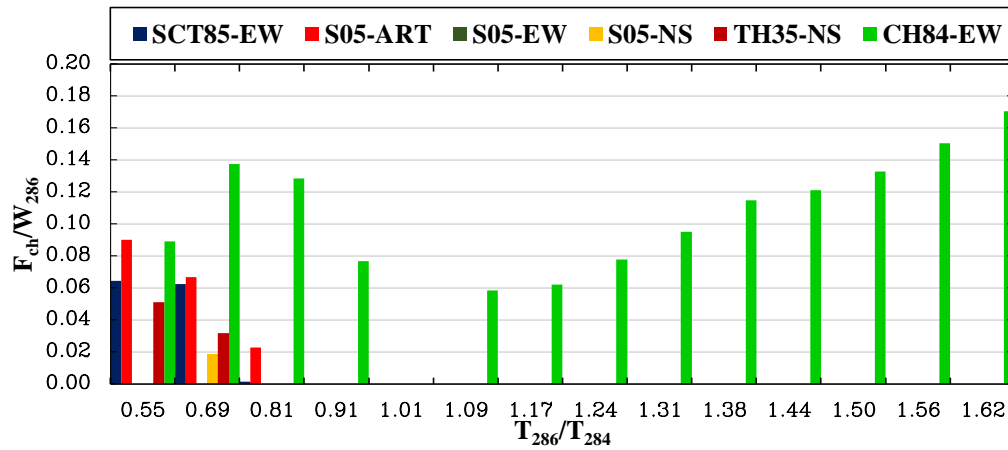


Figura 7.52. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 50$ cm, $W_{286} = 5118.72$ ton

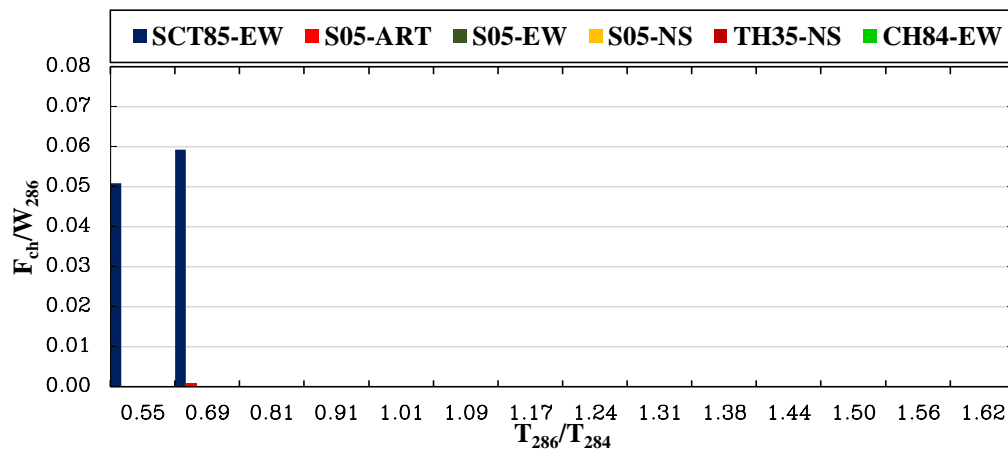


Figura 7.53. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 100$ cm, $W_{286} = 5118.72$ ton

Para cuando se mantiene con rigidez constante (con módulo de elasticidad nominal E) al edificio AO284 y se varía la rigidez al edificio AO286, las respuestas máximas de fuerza de choque normalizada con respecto al peso de las estructuras contra las relaciones de periodos, se muestran en las figuras 7.54 a 7.59, para las separaciones entre los edificios de S = 5 cm, 10 cm, 15 cm, 25 cm, 50 cm y 100 cm, cuando las fuerzas de choque se normalizan con respecto a AO284. Se presentan en las figuras 7.60 a 7.65 para cuando las fuerzas de choque se normalizan con respecto a AO286 para las mismas separaciones.

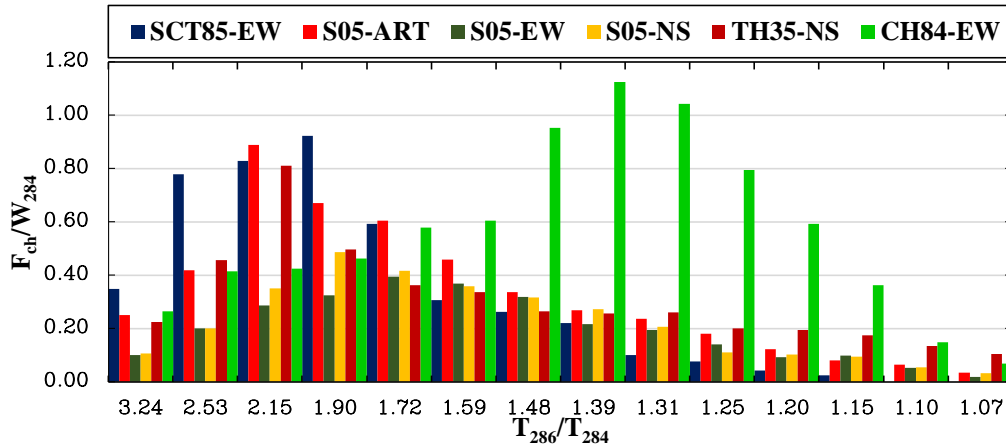


Figura 7.54. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de S = 5 cm, $W_{284} = 673.76$ ton

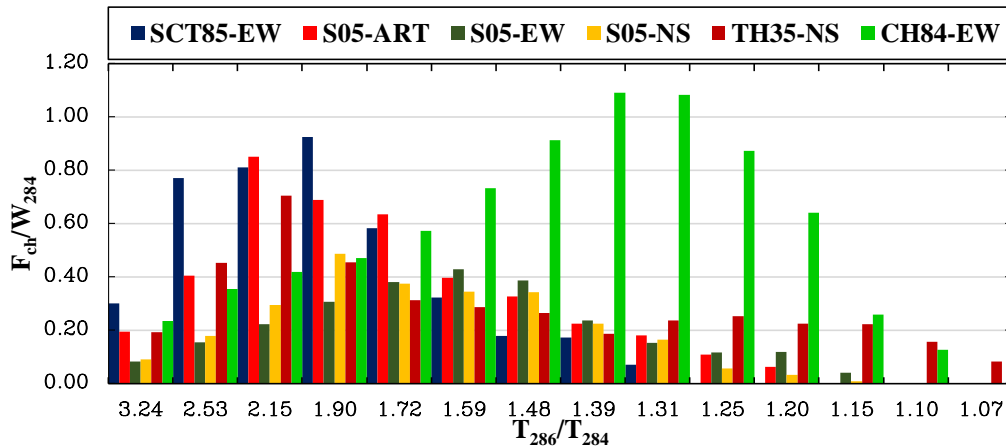


Figura 7.55. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de S = 10 cm, $W_{284} = 673.76$ ton

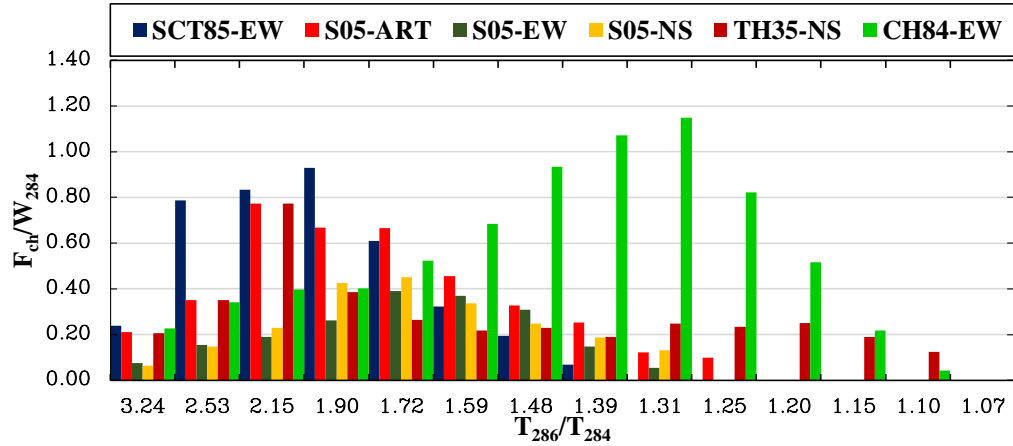


Figura 7.56. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 15$ cm, $W_{284} = 673.76$ ton

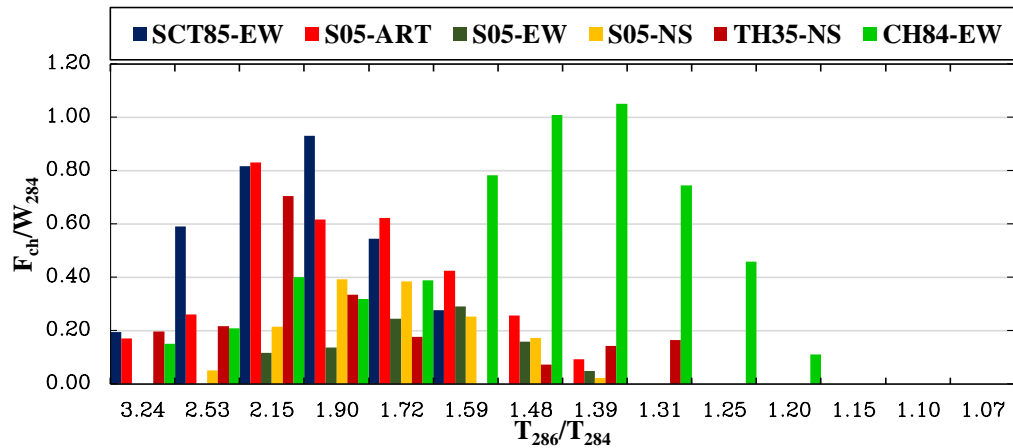


Figura 7.57. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 25$ cm, $W_{284} = 673.76$ ton

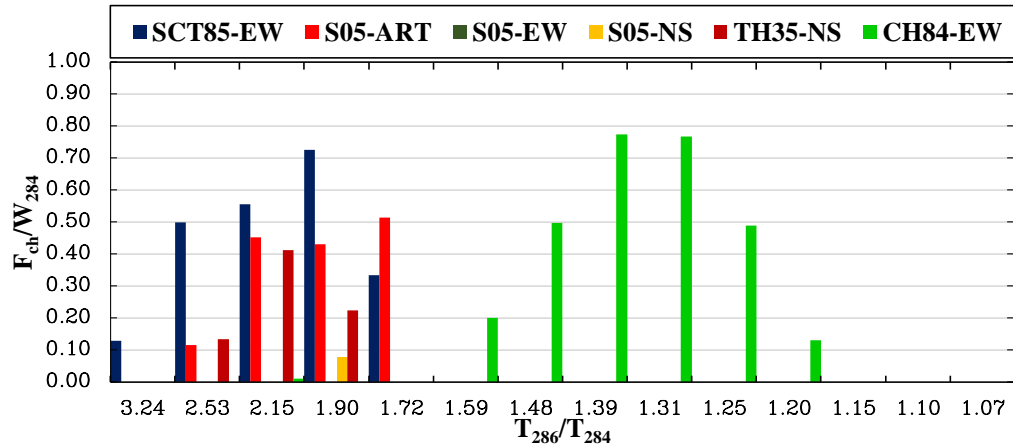


Figura 7.58. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 50$ cm, $W_{284} = 673.76$ ton

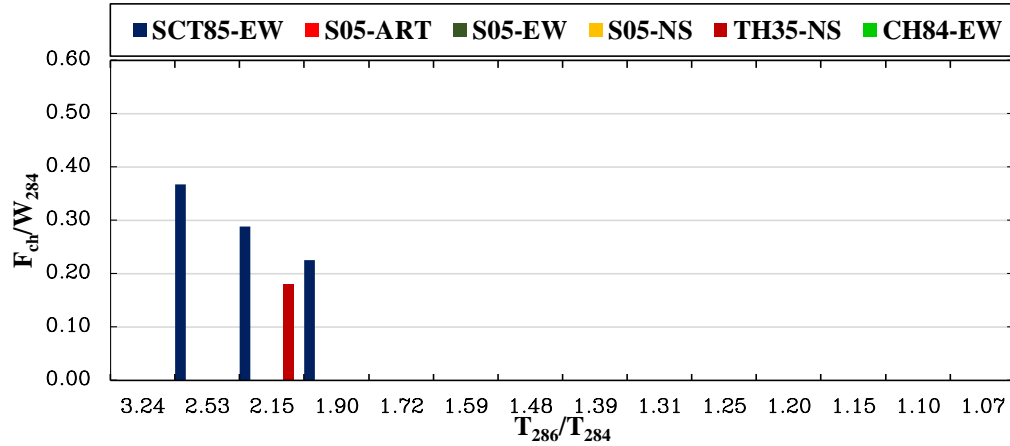


Figura 7.59. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 100$ cm, $W_{284} = 673.76$ ton

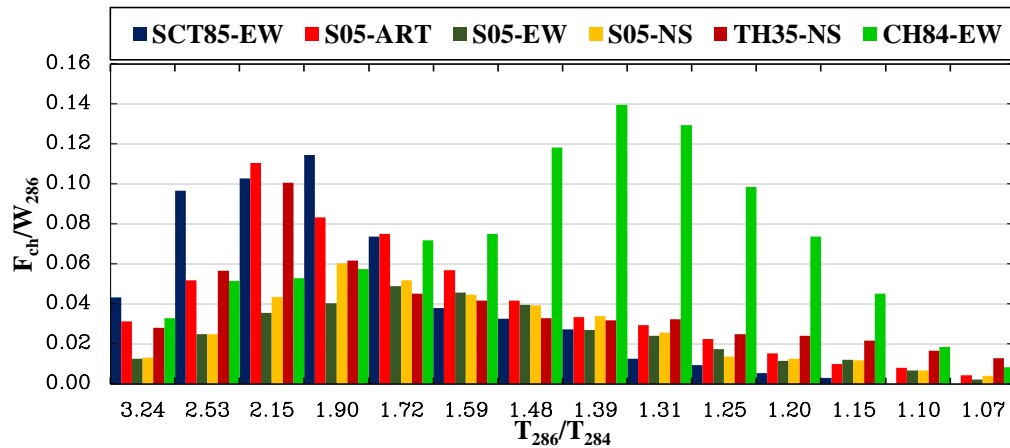


Figura 7.60. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 5$ cm, $W_{286} = 5118.72$ ton

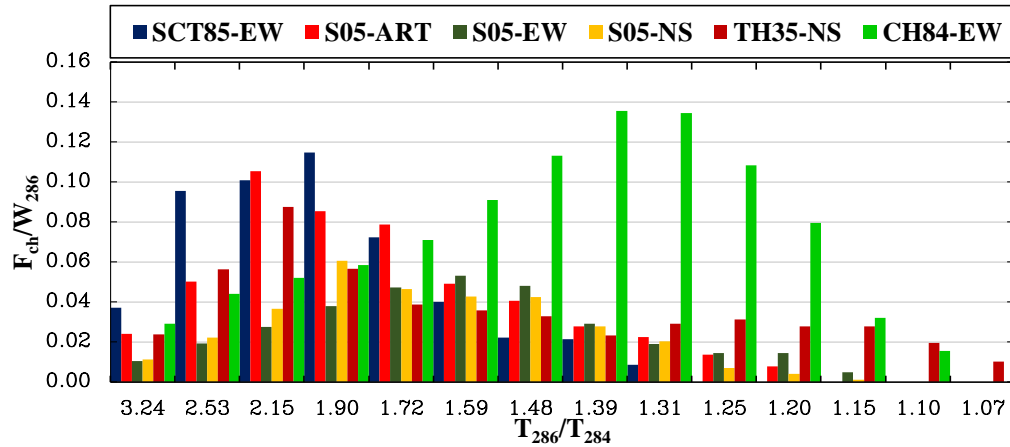


Figura 7.61. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 10$ cm, $W_{286} = 5118.72$ ton

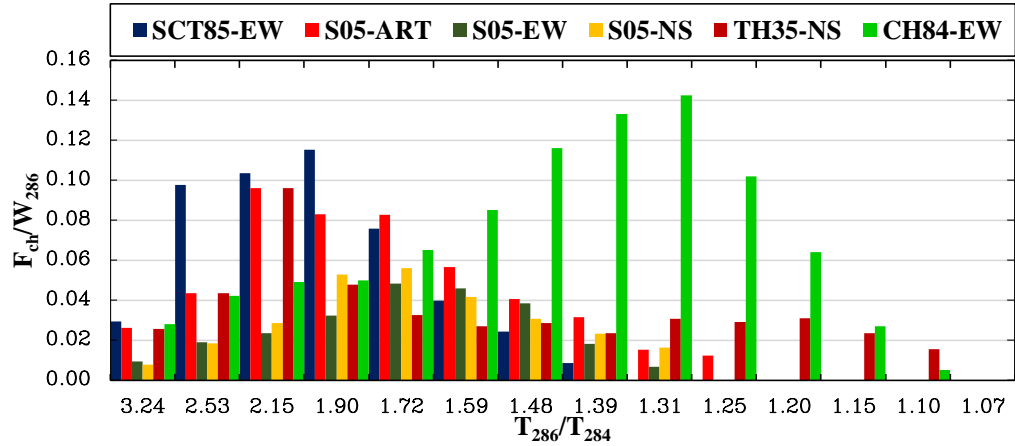


Figura 7.62. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 15$ cm, $W_{286} = 5118.72$ ton

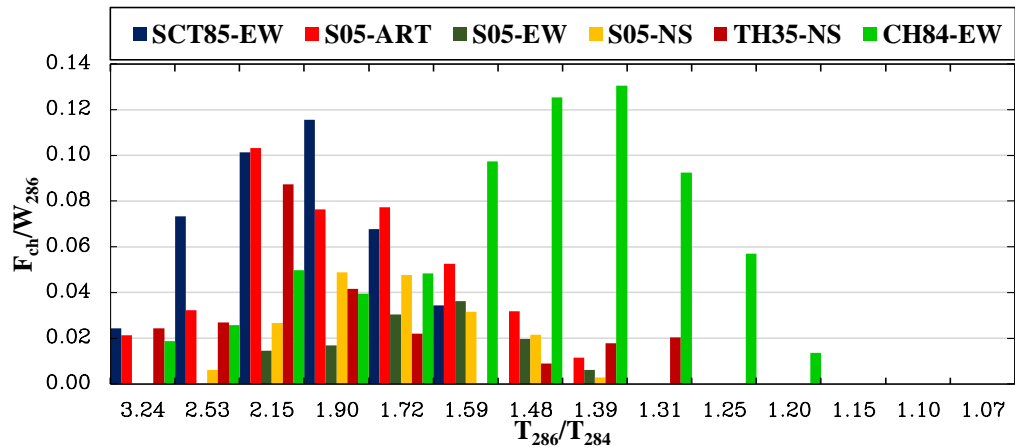


Figura 7.63. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 25$ cm, $W_{286} = 5118.72$ ton

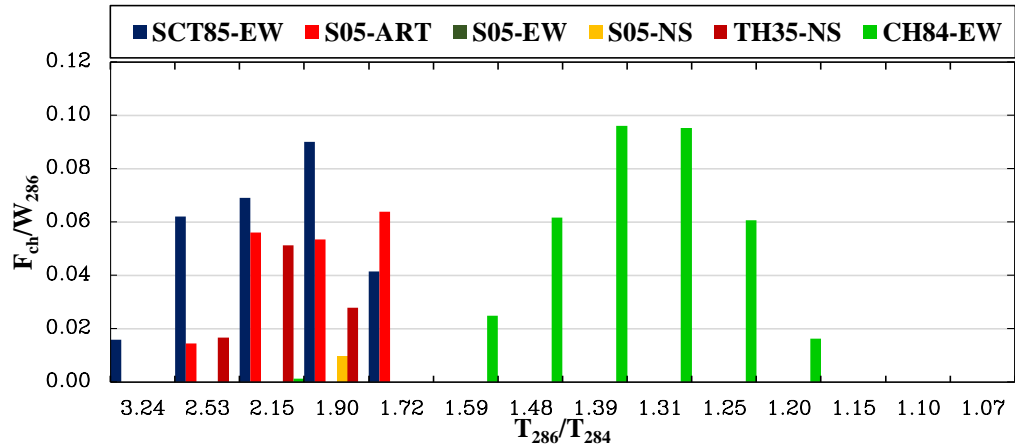


Figura 7.64. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 50$ cm, $W_{286} = 5118.72$ ton

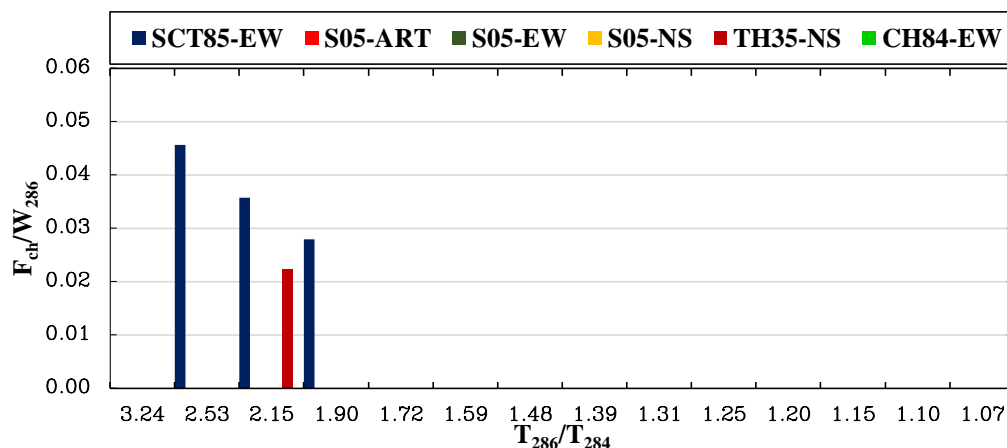


Figura 7.65. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 100$ cm, $W_{286} = 5118.72$ ton

De las gráficas presentadas, se observa cómo para relaciones de periodos que tienden a uno, las fuerzas de golpeteo máximas son pequeñas o nulas, en comparación a cuando las relaciones de periodos son mayores o menores. También se observa que cuando se mantiene la rigidez constante de AO286, para relaciones de periodos mayores a uno (el edificio AO284 es más rígido) el golpeteo se va presentando cada vez menos conforme se va aumentando la separación para los distintos registros, pero cuando se mantiene la rigidez constante de AO284, se presenta golpeteo conforme las relaciones de periodos van siendo mayores a uno (se va flexibilizando a AO286). De todos los registros, el que mayor fuerza de choque presentó fue el CH84-EW, pero no fue el registro que pidió mayor separación para que las estructuras dejaran de chocar, que fue el registro de SCT85-EW con una separación de $S = 165$ cm.

7.3.4. Presentación de las respuestas máximas #Golpes vs T_{286}/T_{284}

En las figuras 7.66 a 7.71, se presentan el total de número de golpes contra las relaciones de periodos para cuando se mantiene con rigidez constante a AO286, para separaciones de $S = 5$ cm, 10 cm, 25 cm, 50 cm y 100 cm. Se observa que cuando las relaciones de periodos van siendo mayores a uno, los números de golpes van disminuyendo para la mayoría de los registros, exceptuando a CH84-EW.

En las figuras 7.72 a 7.77, se presentan el total de número de golpes contra las relaciones de periodos para cuando se mantiene con rigidez constante a AO284, para separaciones de $S = 5$ cm, 10 cm, 25 cm, 50 cm y 100 cm. De estos análisis, se observa que cuando las relaciones de periodos son mayores a uno, los números de golpes son mayores para separaciones hasta de 15 cm. Para separaciones mayores, el número de golpes va disminuyendo.

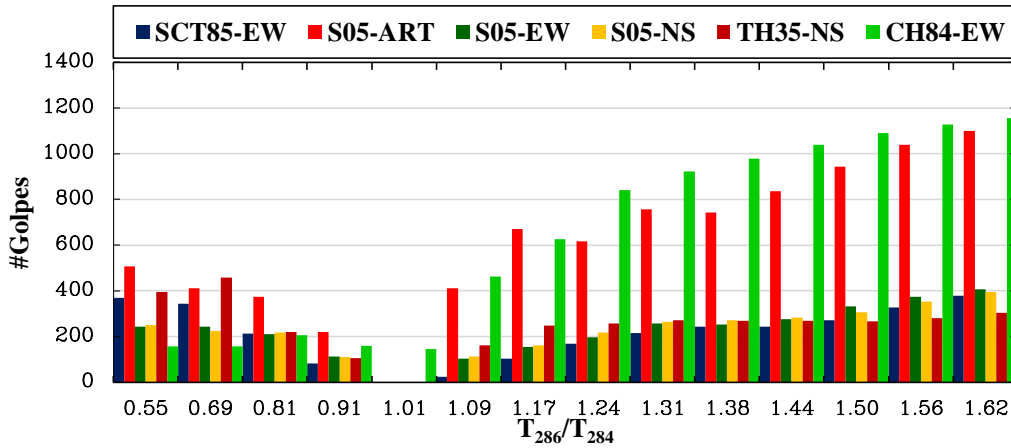


Figura 7.66. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 5$ cm

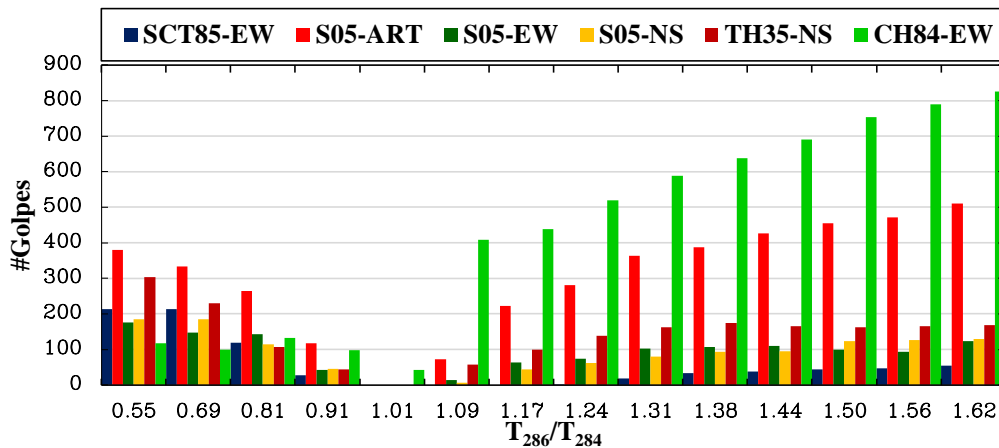


Figura 7.67. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 10$ cm

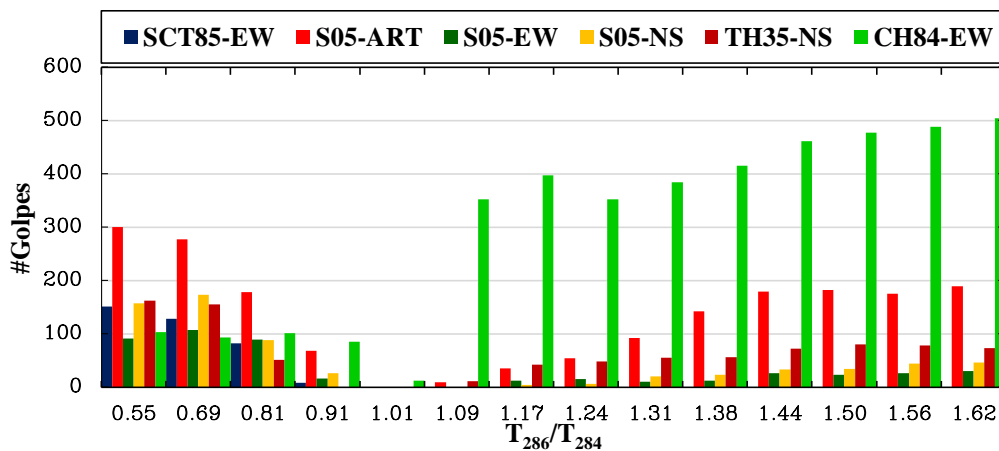


Figura 7.68. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 15$ cm

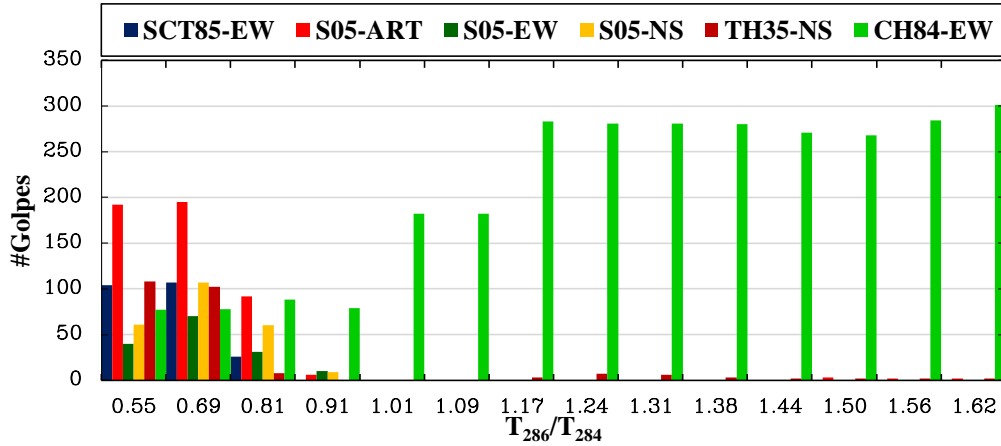


Figura 7.69. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 25$ cm

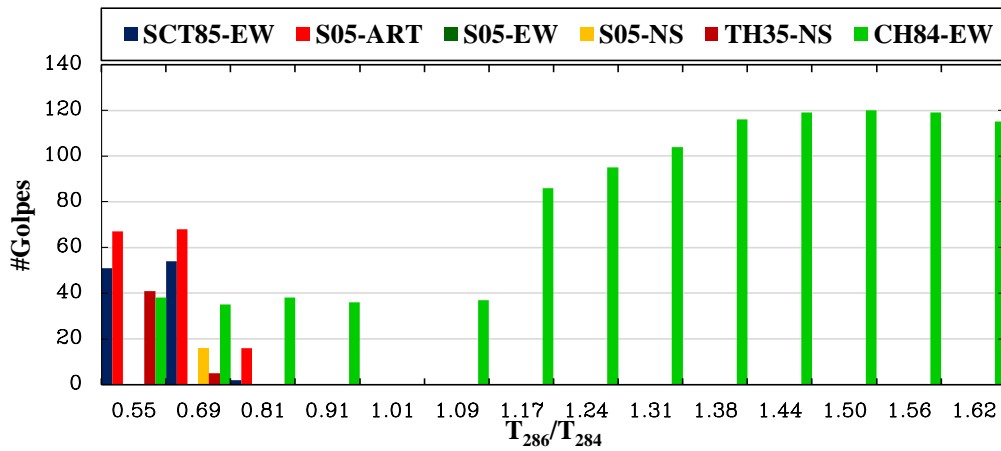


Figura 7.70. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 50$ cm

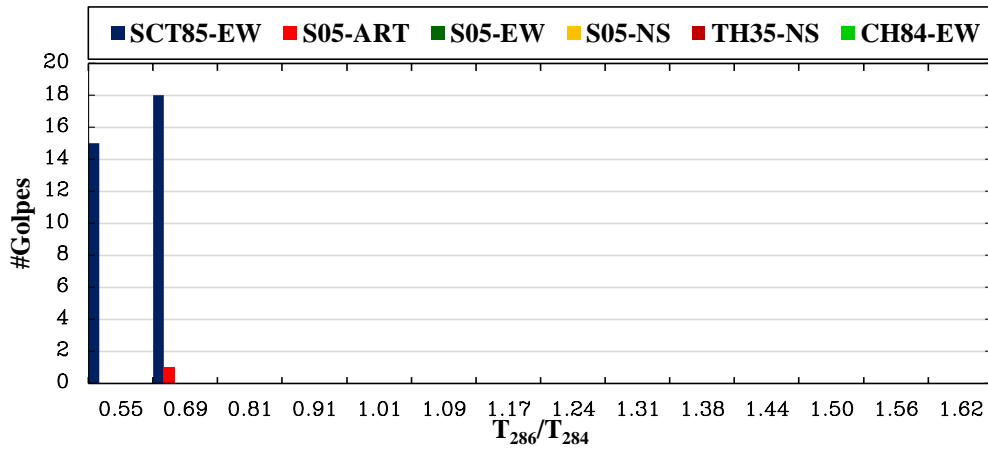


Figura 7.71. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 100$ cm

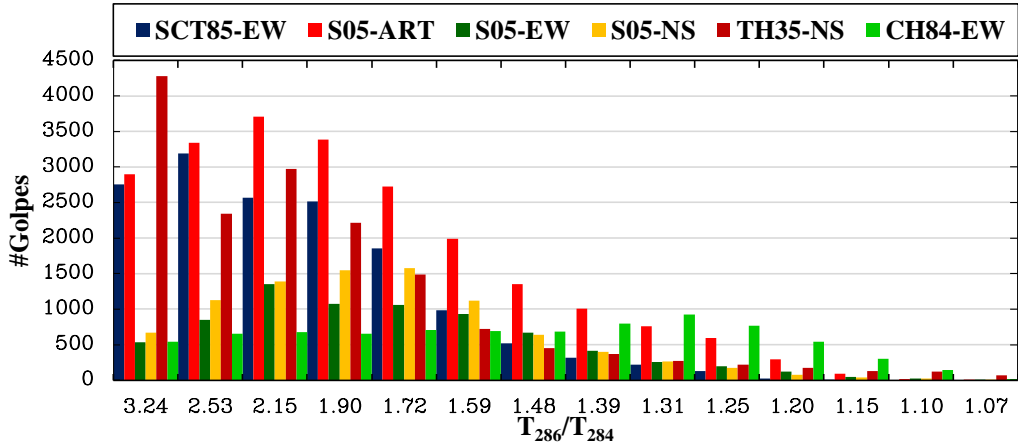


Figura 7.72. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 5$ cm

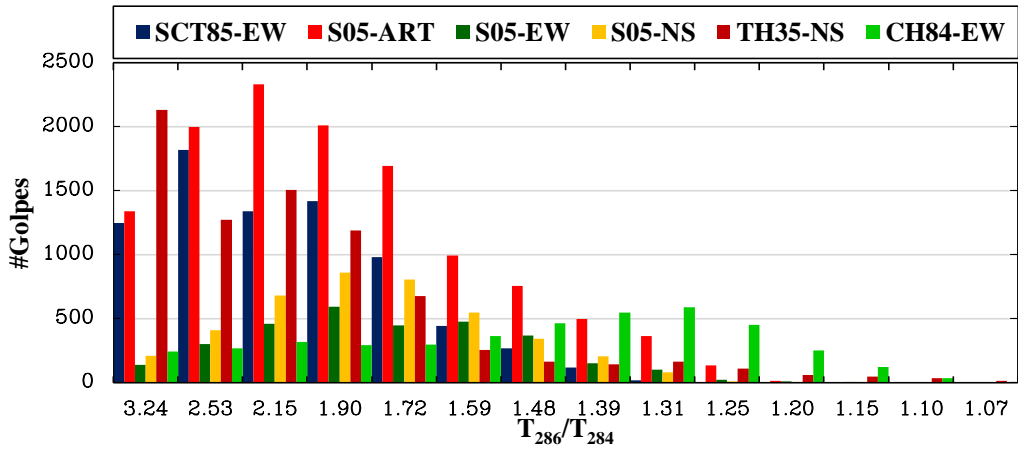


Figura 7.73. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 10$ cm

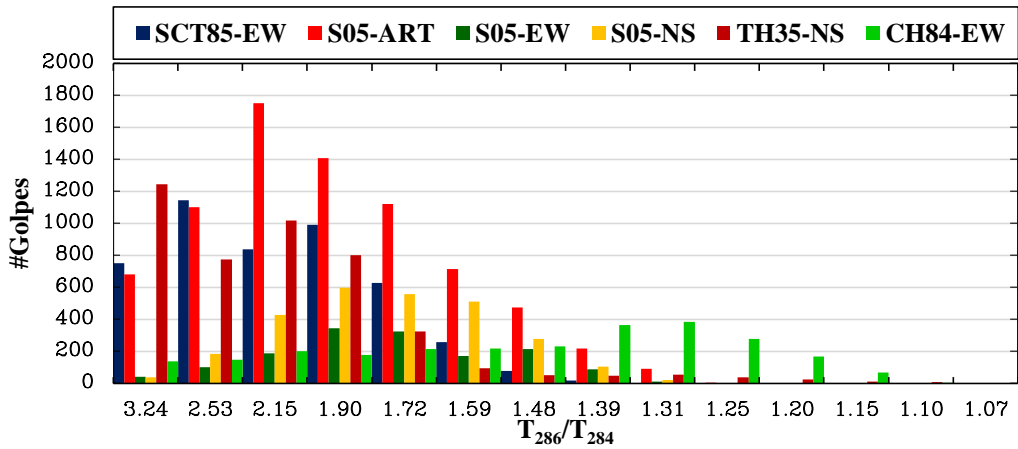


Figura 7.74. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 15$ cm

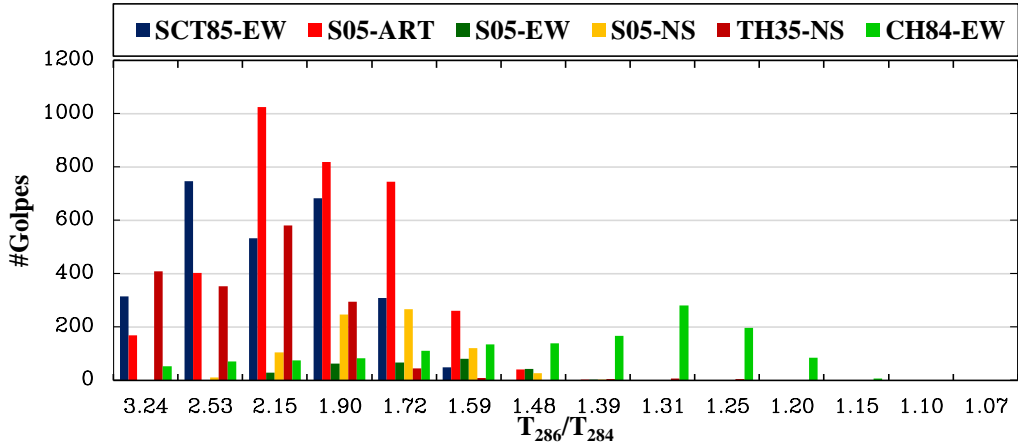


Figura 7.75. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 25$ cm

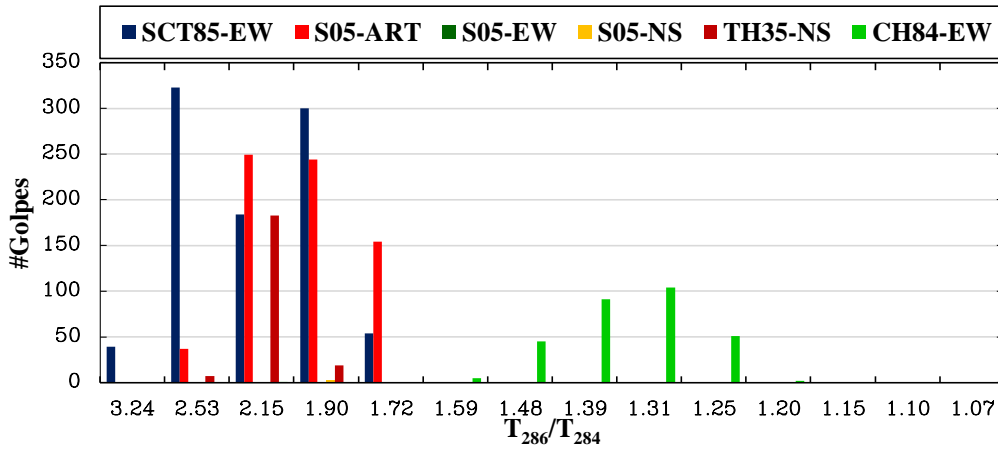


Figura 7.76. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 50$ cm

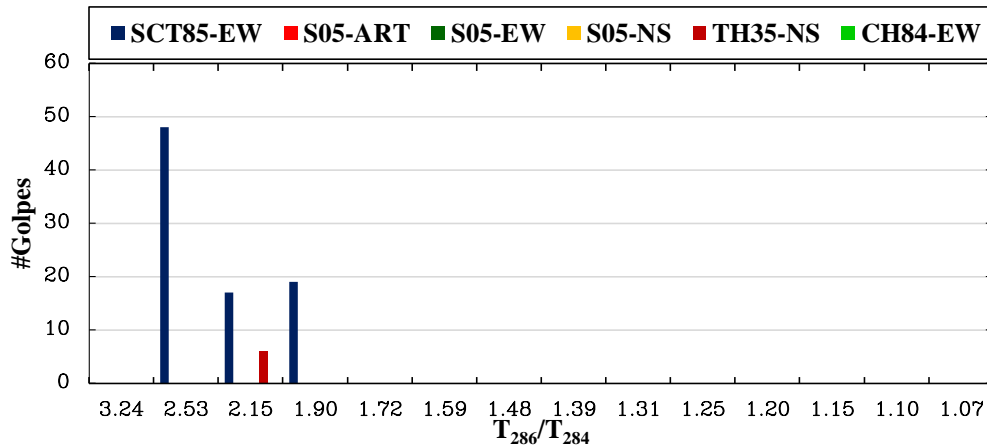


Figura 7.77. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 100$ cm

7.3.5. Presentación de las respuestas máximas de $\Delta_{286-gap}/\Delta_{284-gap}$ vs T_{286}/T_{284}

En estas gráficas se ilustra que para que exista choque estructural, no necesariamente deben desplazarse en sentido contrario las estructuras, sino que basta a veces que uno de los edificios se desplace más que el otro en el mismo sentido. Así, para relaciones de desplazamientos $\Delta_{286-gap}/\Delta_{284-gap}$, que son los desplazamientos de los nodos que conectan al Gap 8 (Azotea para AO284 y entrepiso cinco para AO286) sean positivos, los edificios se mueven en el mismo sentido, dichos desplazamientos representan a los desplazamientos cuando se presenta la fuerza máxima de choque. En las figuras 7.78 a 7.83, se presentan los resultados para separaciones de $S = 5$ cm, 10 cm, 15 cm, 25 cm, 50 cm y 100 cm, cuando se mantiene con rigidez constante a AO286, y de las figuras 7.84 a 7.89, para cuando se mantiene con rigidez constante a AO284.

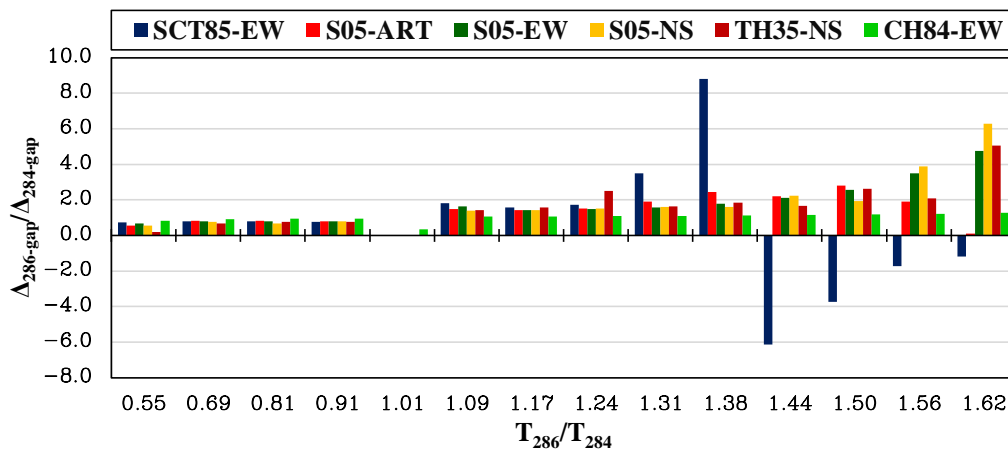


Figura 7.78. Gráfica de $\Delta_{286-gap}/\Delta_{284-gap}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 5$ cm

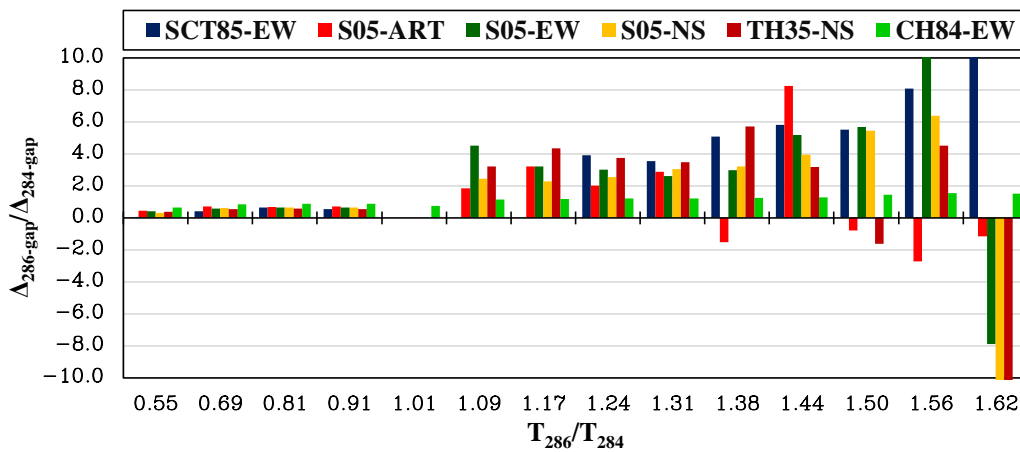


Figura 7.79. Gráfica de $\Delta_{286-gap}/\Delta_{284-gap}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 10$ cm

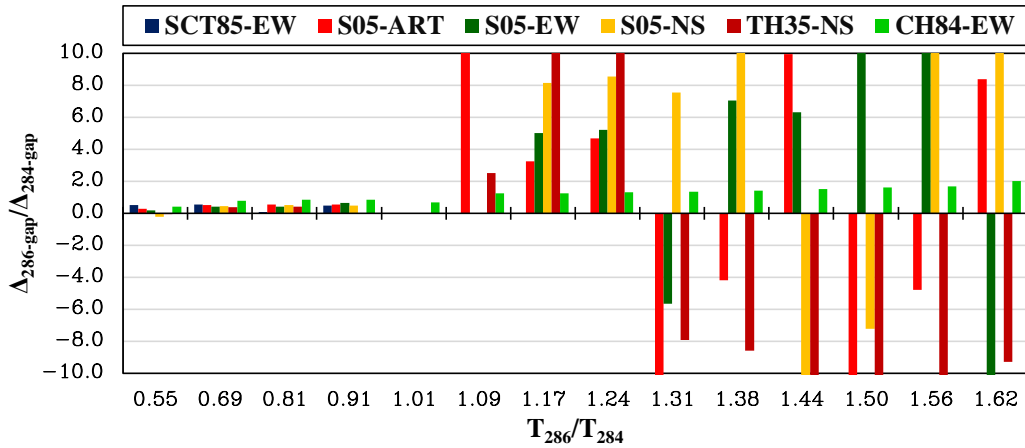


Figura 7.80. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 15$ cm

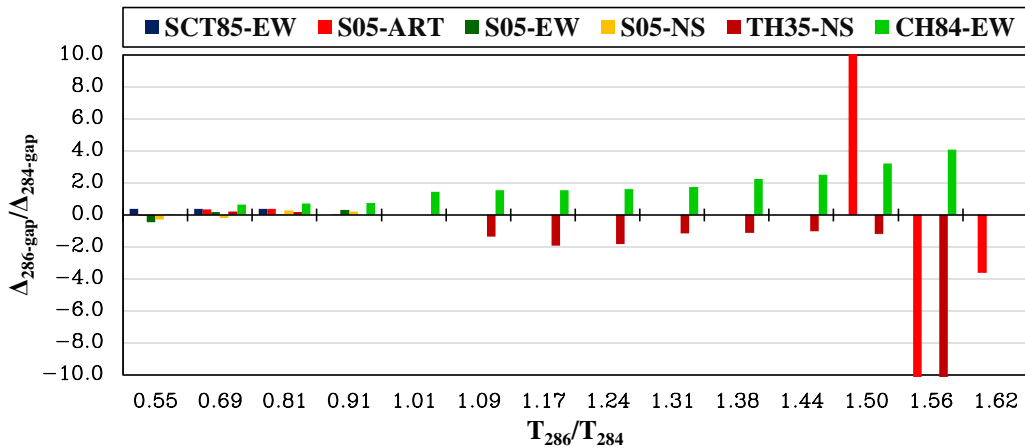


Figura 7.81. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 25$ cm

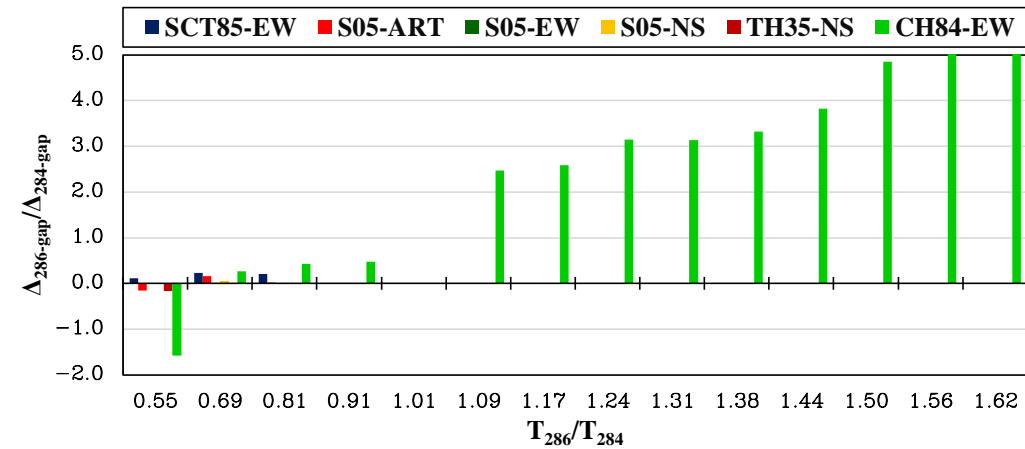


Figura 7.82. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 50$ cm

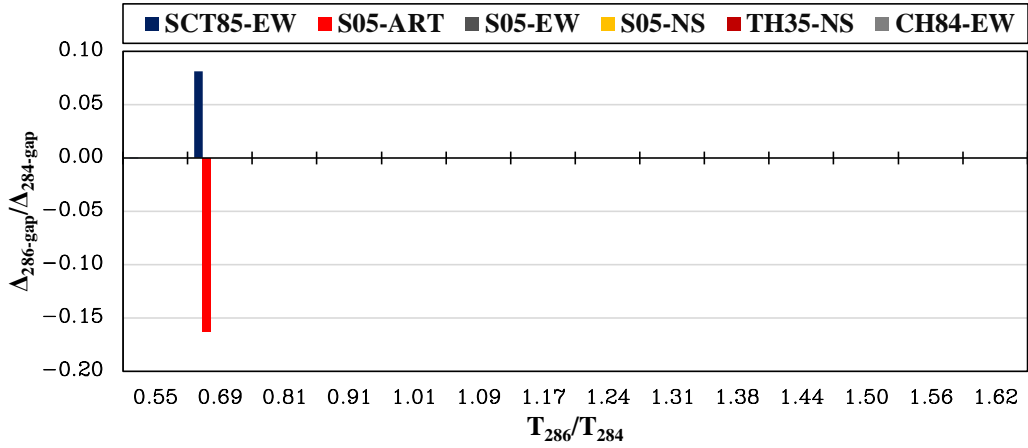


Figura 7.83. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 100$ cm

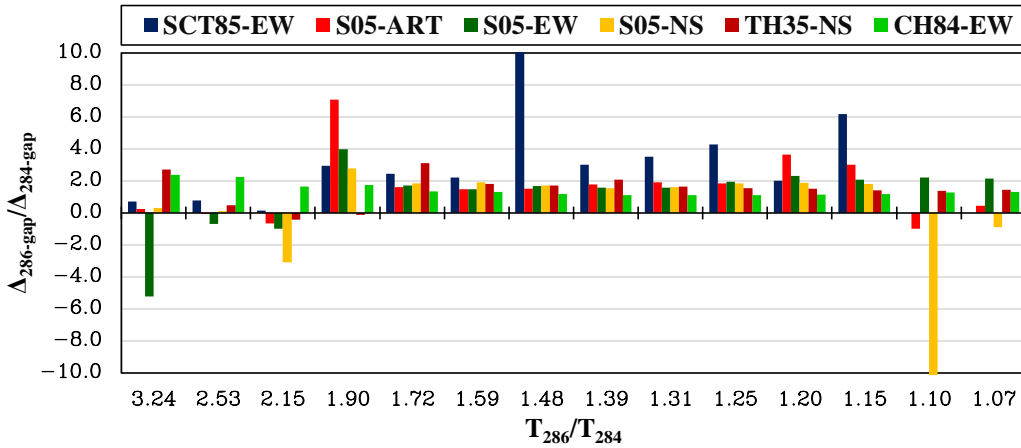


Figura 7.84. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 5$ cm

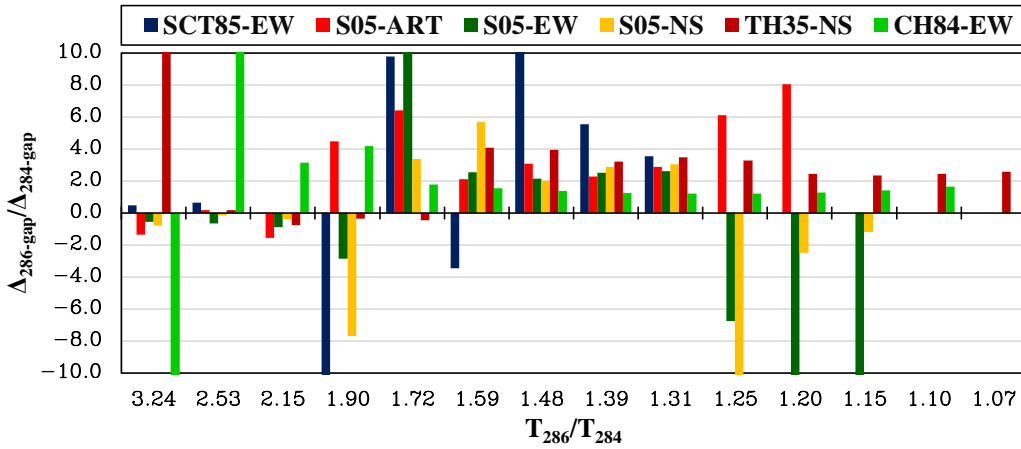


Figura 7.85. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 10$ cm

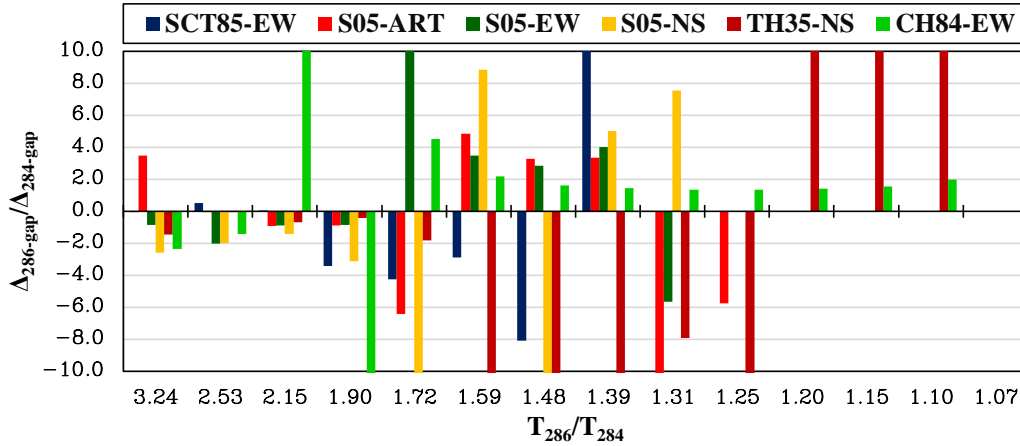


Figura 7.86. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 15$ cm

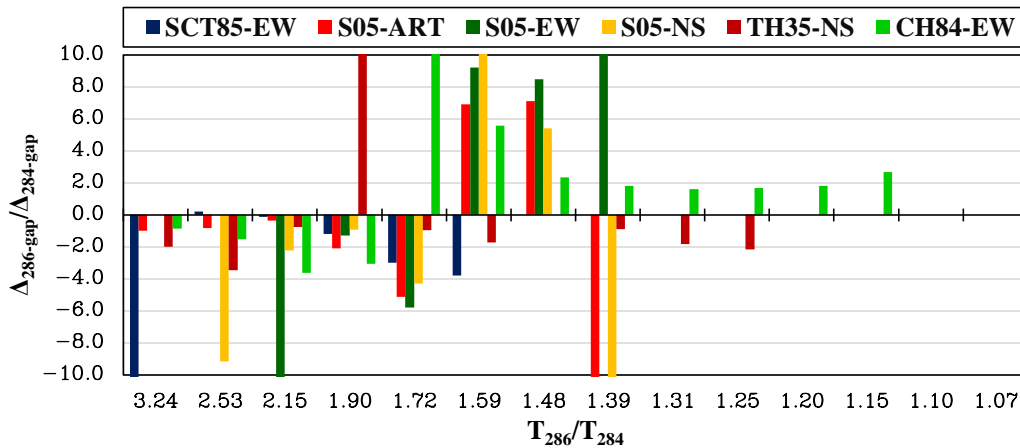


Figura 7.87. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 25$ cm

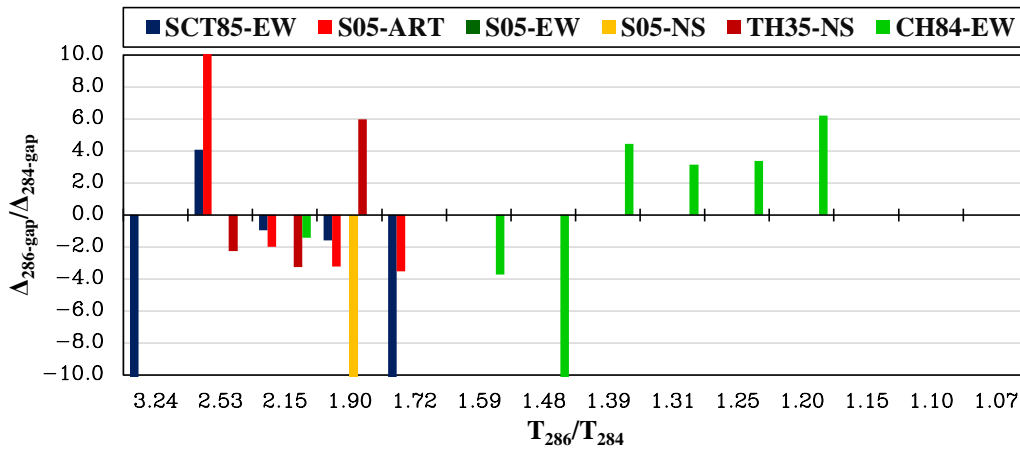


Figura 7.88. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 50$ cm

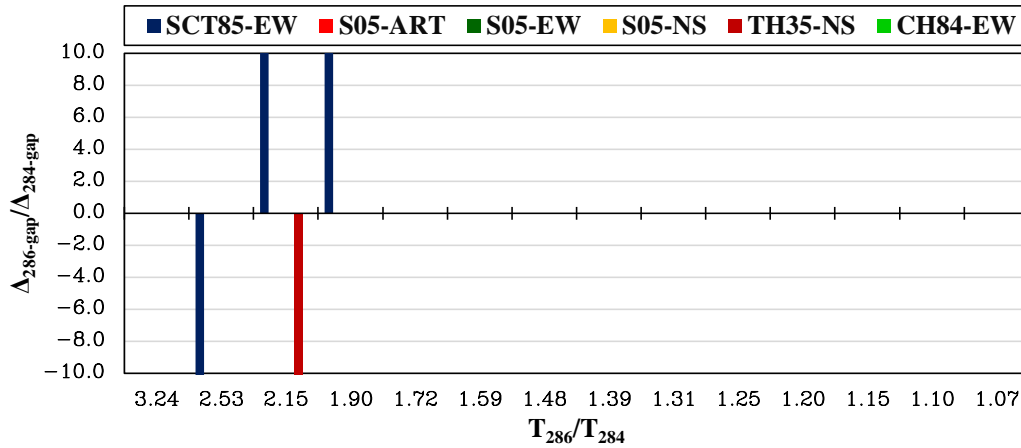


Figura 7.89. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 100$ cm

7.3.6. Presentación de las respuestas máximas $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284}

En este caso se presentan de qué tamaño son los desplazamientos de cada edificio (en el mismo sentido o sentido opuesto) para que exista choque en función de la separación existente entre los edificios. El termino $\Delta_{\text{gap-piso}}$ representa al desplazamiento individual que conecta al Gap 8, para cuando se presenta la fuerza máxima de choque. En las figuras 7.90 a 7.95, se muestran los resultados para cuando se mantiene con rigidez constante a AO286, para separaciones de $S = 5$ cm, 10 cm, 15 cm, 25 cm, 50 cm y 100 cm. En las figuras 7.96 a 7.101 se presentan los resultados para cuando se mantiene con rigidez constante a AO284 para las mismas separaciones. En estas gráficas se ve con mayor claridad el sentido de desplazamientos de los edificios para cuando se presenta la fuerza máxima de choque, como se observa, la mayoría de los desplazamientos llevan el mismo sentido.

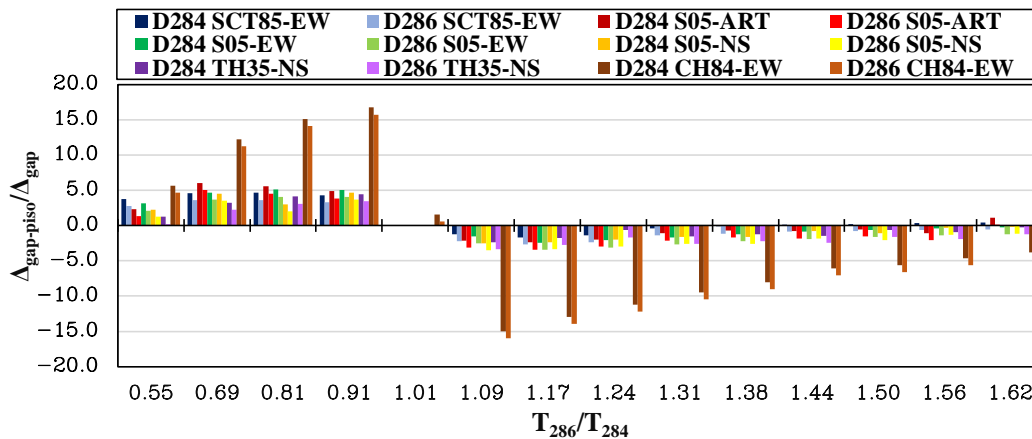


Figura 7.90. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 5$ cm

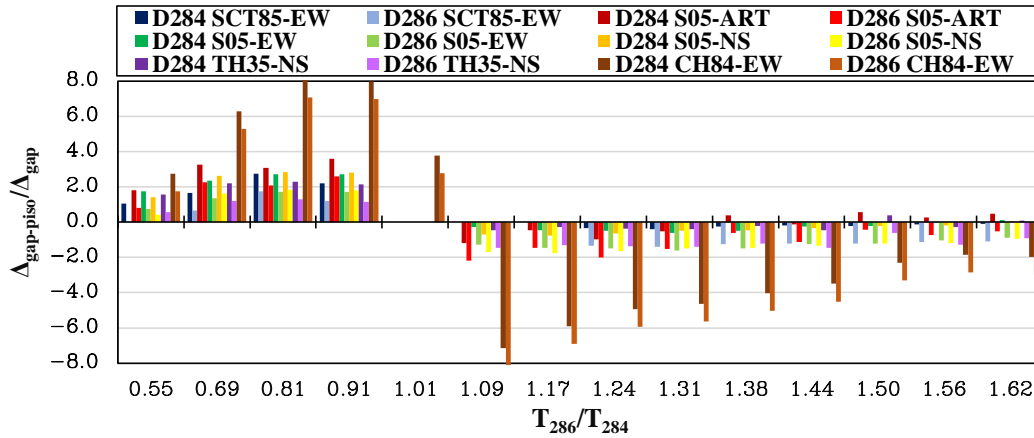


Figura 7.91. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 10$ cm

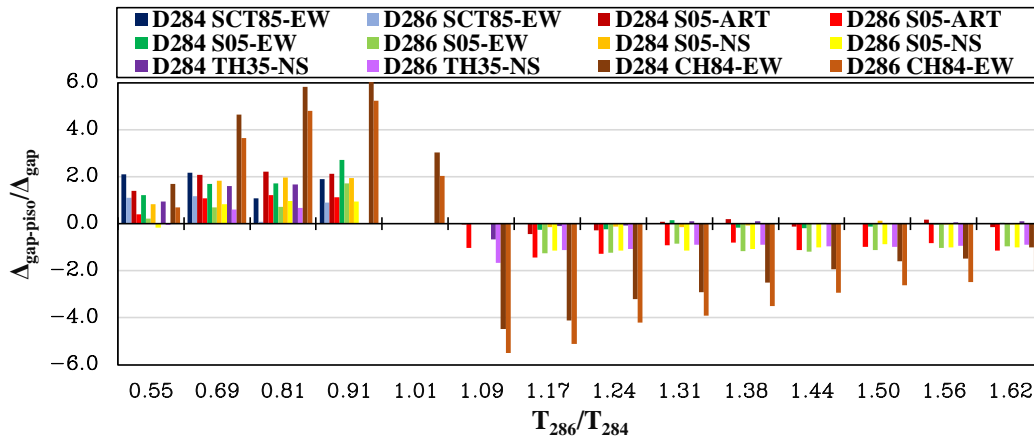


Figura 7.92. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 15$ cm

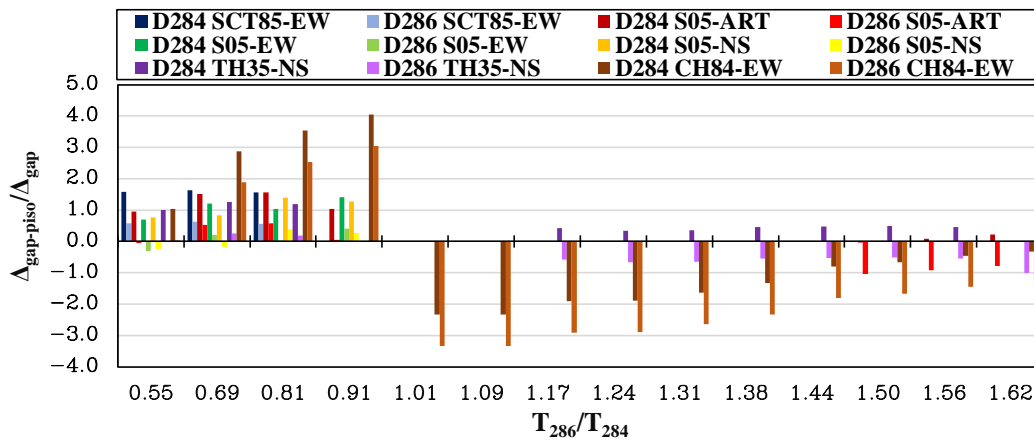


Figura 7.93. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 25$ cm

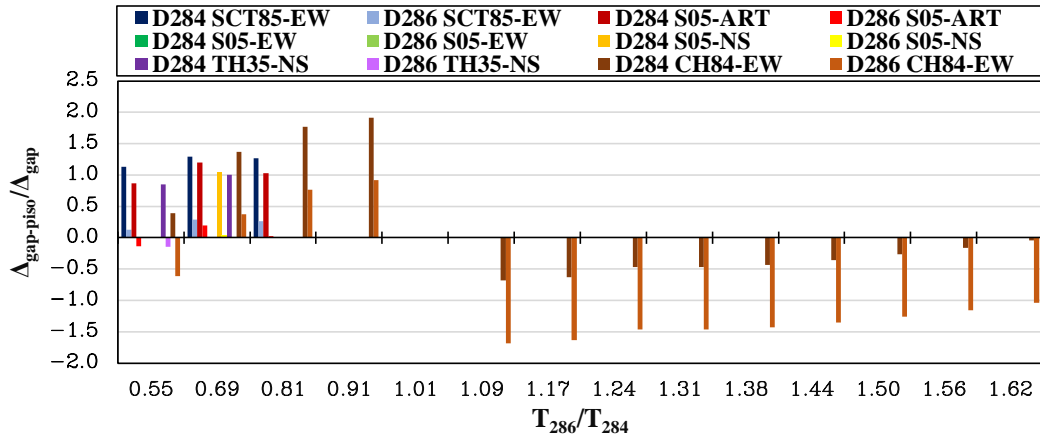


Figura 7.94. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 50$ cm

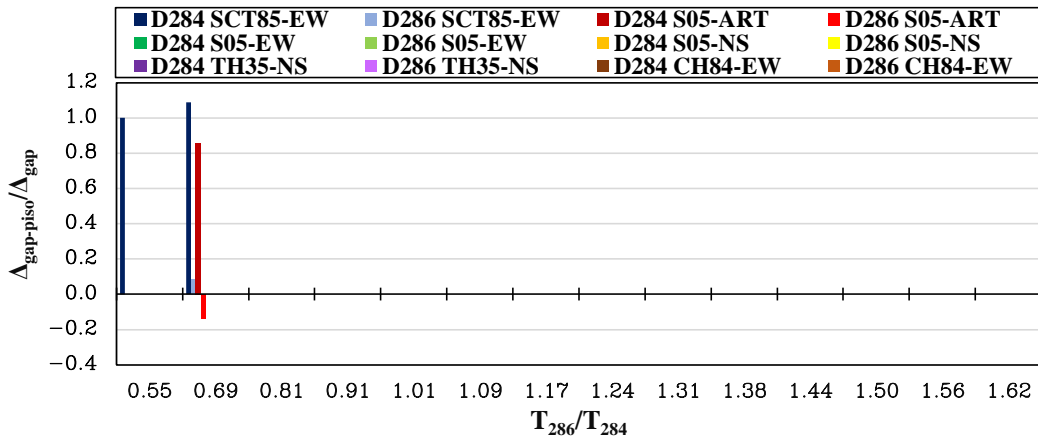


Figura 7.95. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 100$ cm

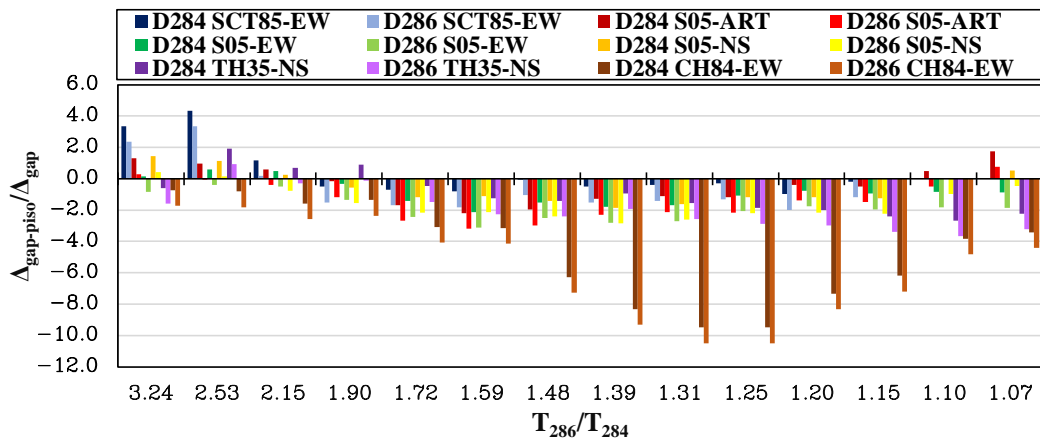


Figura 7.96. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 5$ cm

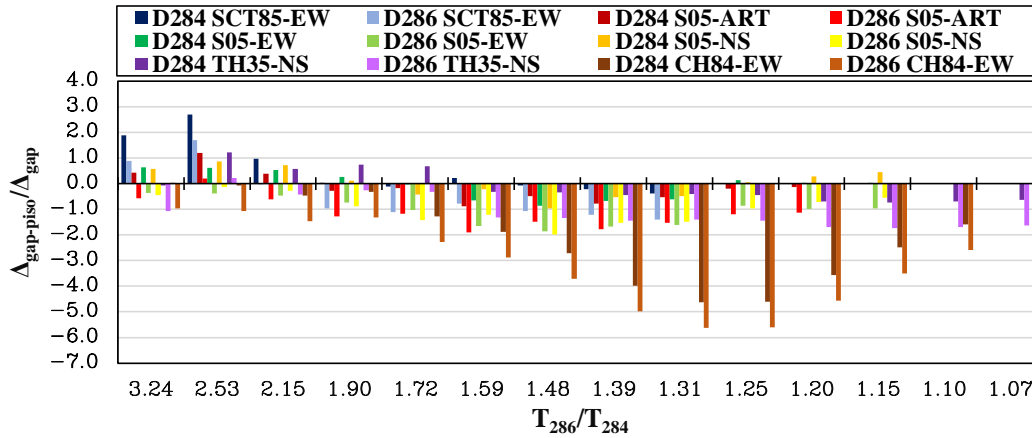


Figura 7.97. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 10$ cm

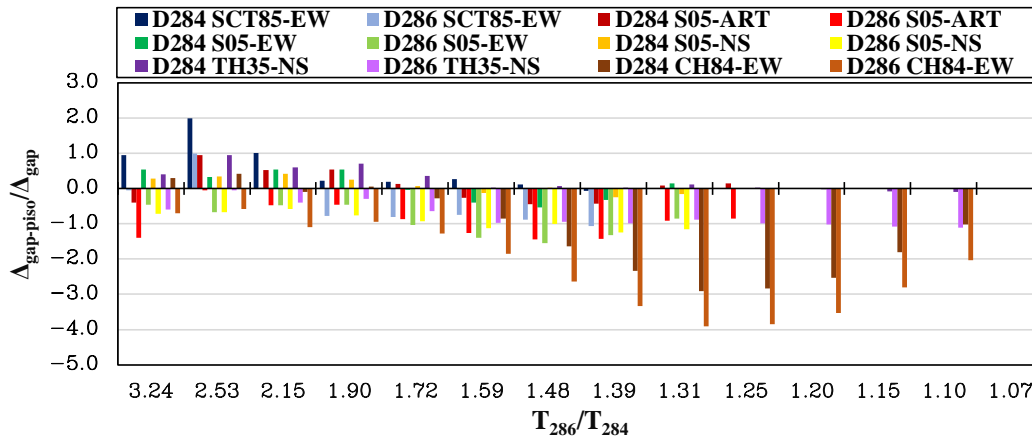


Figura 7.98. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 15$ cm

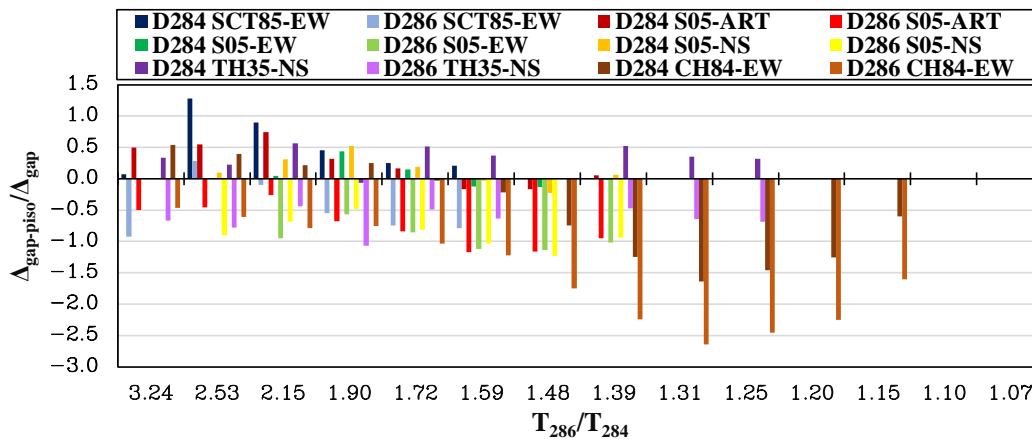


Figura 7.99. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 25$ cm

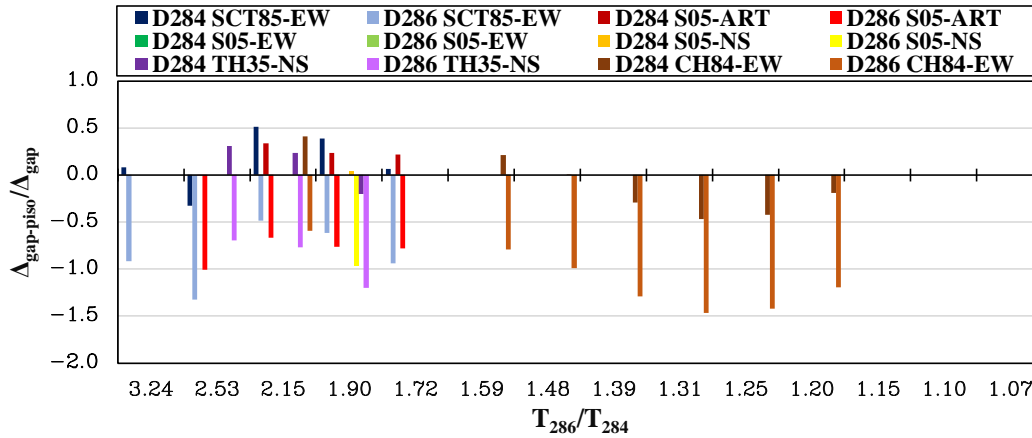


Figura 7.100. Gráfica de $\Delta_{gap-piso}/\Delta_{gap}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 50$ cm

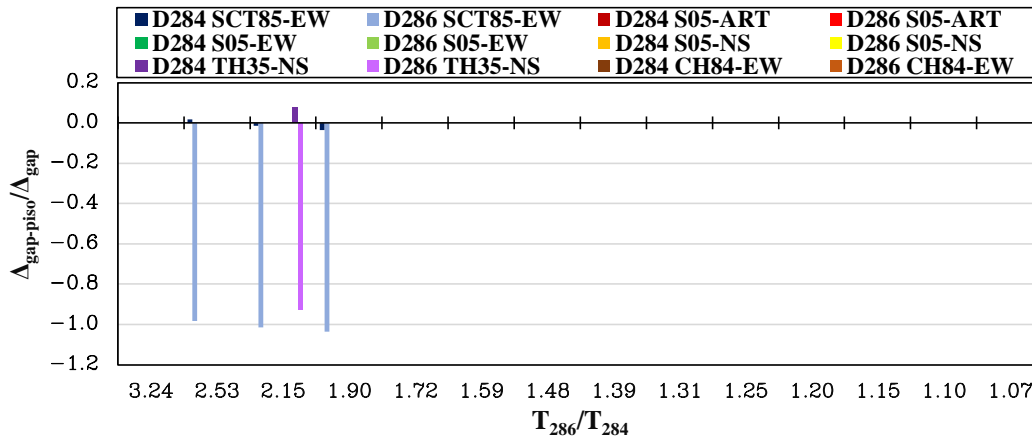


Figura 7.101. Gráfica de $\Delta_{gap-piso}/\Delta_{gap}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 100$ cm

7.3.7. Presentación de las respuestas máximas $\Delta_{gap-piso}/\Delta_{max-azotea}$ vs T_{286}/T_{284}

Con estas gráficas se ilustra la proporción del desplazamiento a nivel de choque de cada edificio con respecto al desplazamiento máximo de cada edificio. El término $\Delta_{gap-piso}$ representa el desplazamiento individual que conecta al Gap 8 cuando se presenta la fuerza máxima de choque. Para relaciones $\Delta_{gap-piso}/\Delta_{max-azotea}$ iguales a uno, nos indica que el desplazamiento para que se presente la fuerza máxima de choque coincide con el desplazamiento máximo en la azotea. Esto sólo aplicará para el edificio AO284, pues el nodo que conecta al Gap 8 es la azotea de ese edificio. De estas gráficas se observa que los desplazamientos de los edificios no necesariamente tienen que ser grandes para que se presente la fuerza máxima de golpeteo. En las figuras 7.102 a 7.107, se muestran los resultados para cuando se mantiene con rigidez constante a AO286, para separaciones de $S = 5$ cm, 10 cm, 15 cm, 25 cm, 50 cm y 100 cm. En las figuras 7.108 a 7.113, se presentan los resultados para cuando se mantiene con rigidez constante a AO284 para las mismas separaciones.

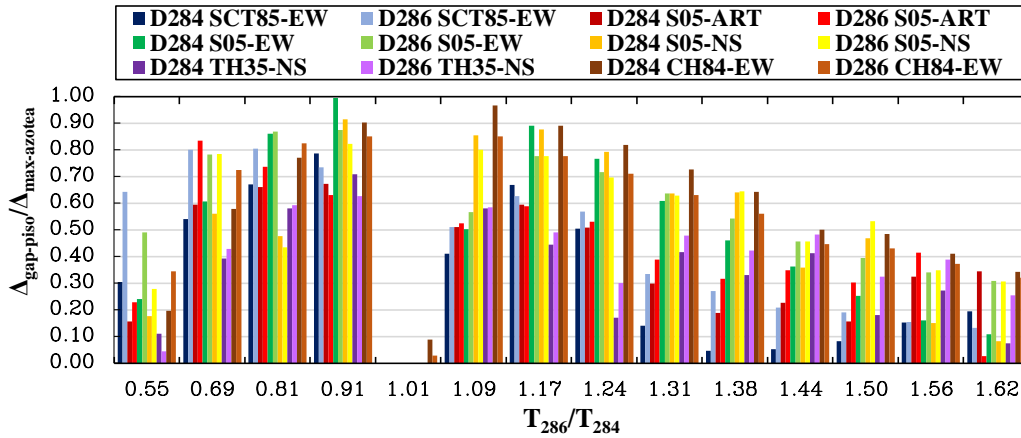


Figura 7.102. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 5$ cm

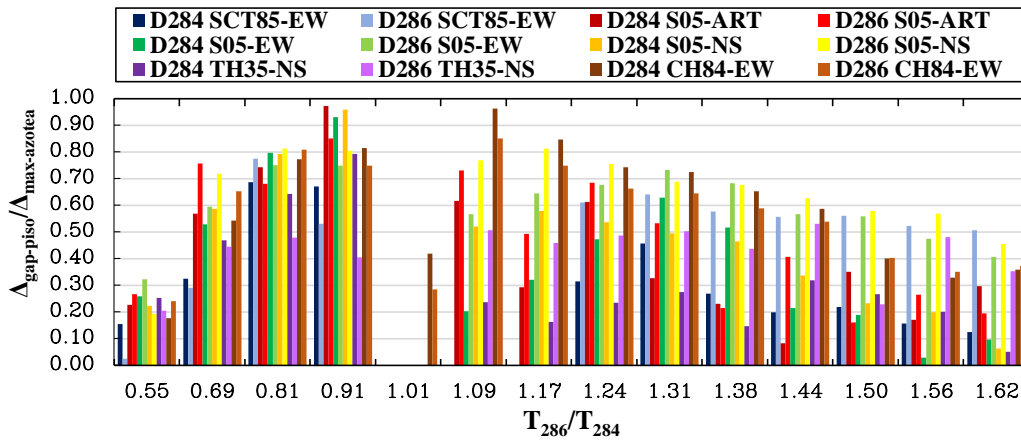


Figura 7.103. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 10$ cm

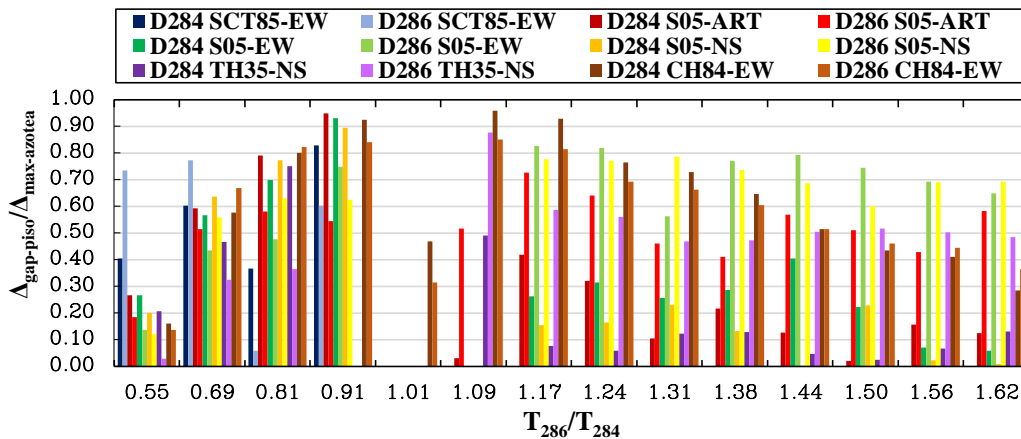


Figura 7.104. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 15$ cm

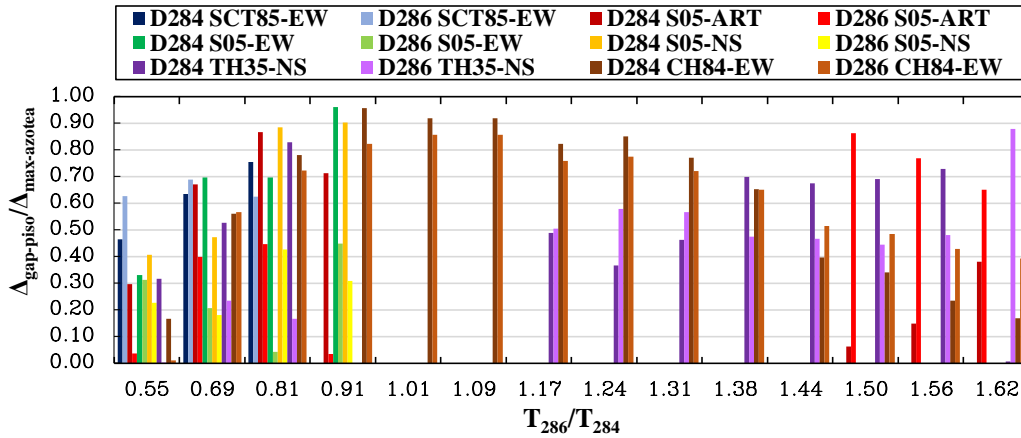


Figura 7.105. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 25$ cm

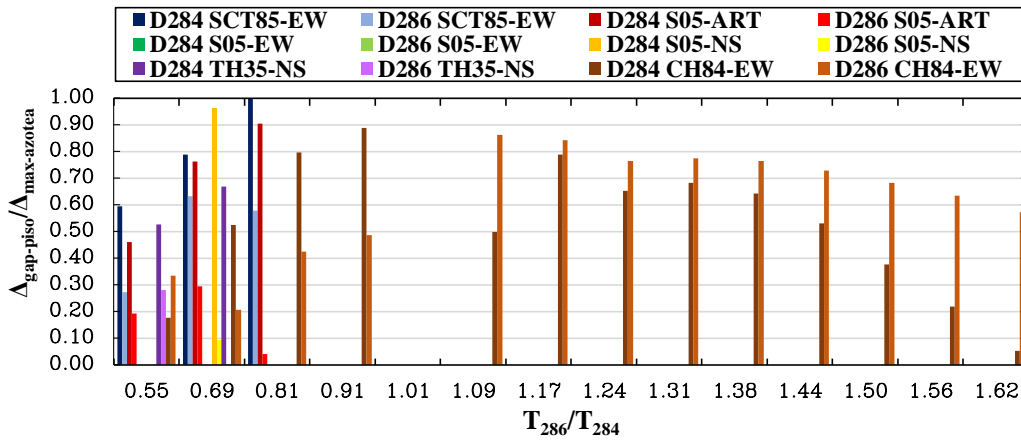


Figura 7.106. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 50$ cm

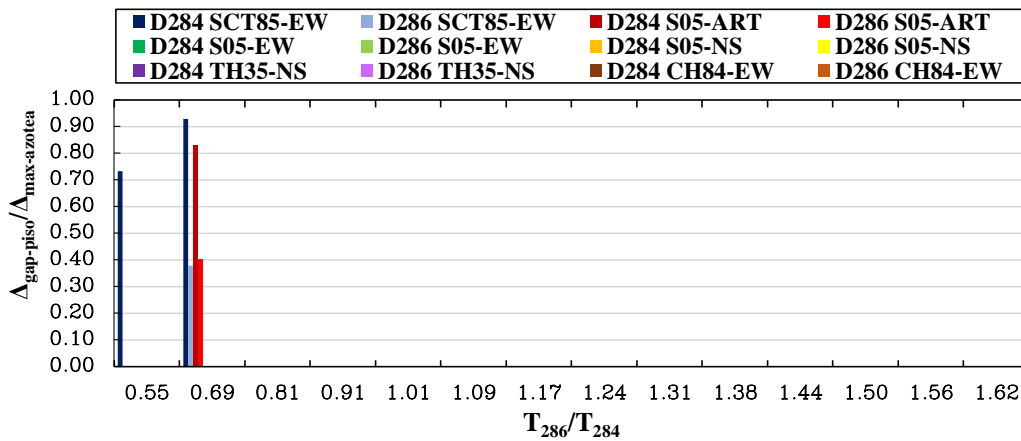


Figura 7.107. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 100$ cm

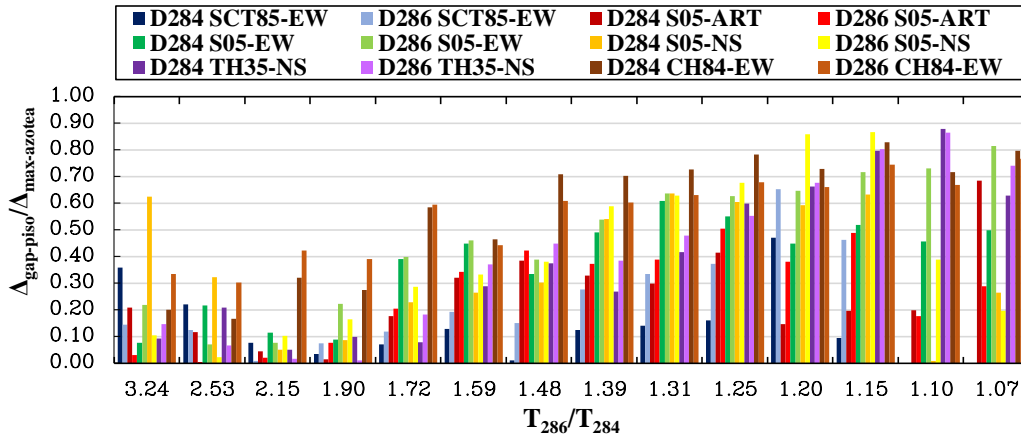


Figura 7.108. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 5$ cm

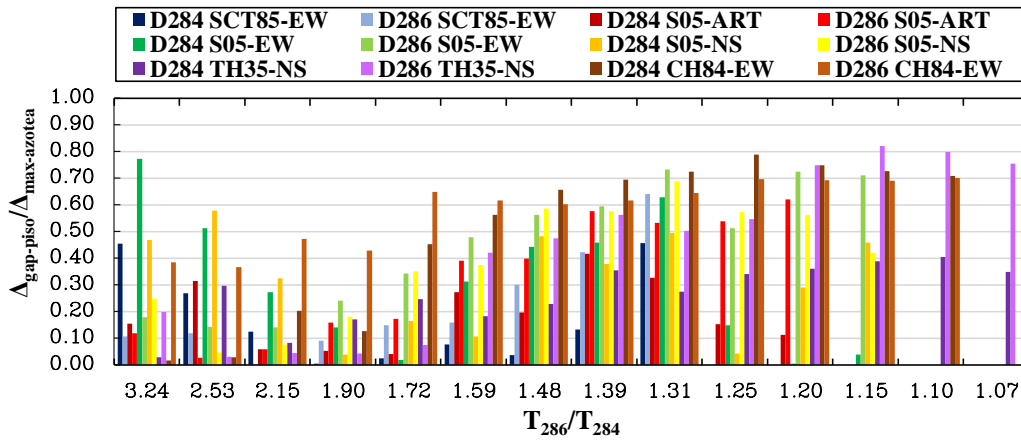


Figura 7.109. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 10$ cm

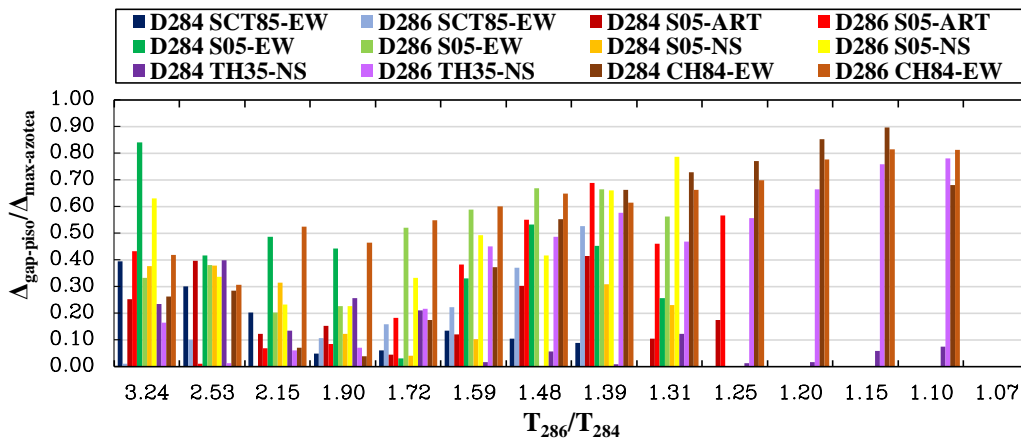


Figura 7.110. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 15$ cm

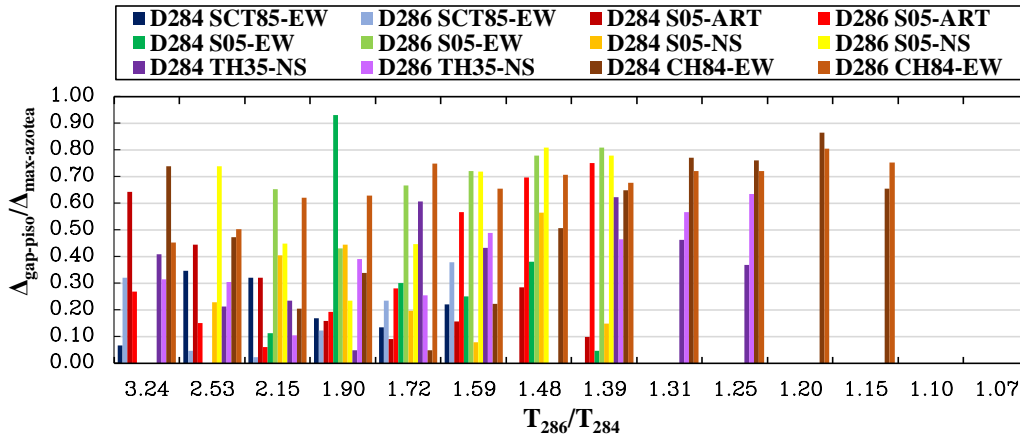


Figura 7.111. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 25$ cm

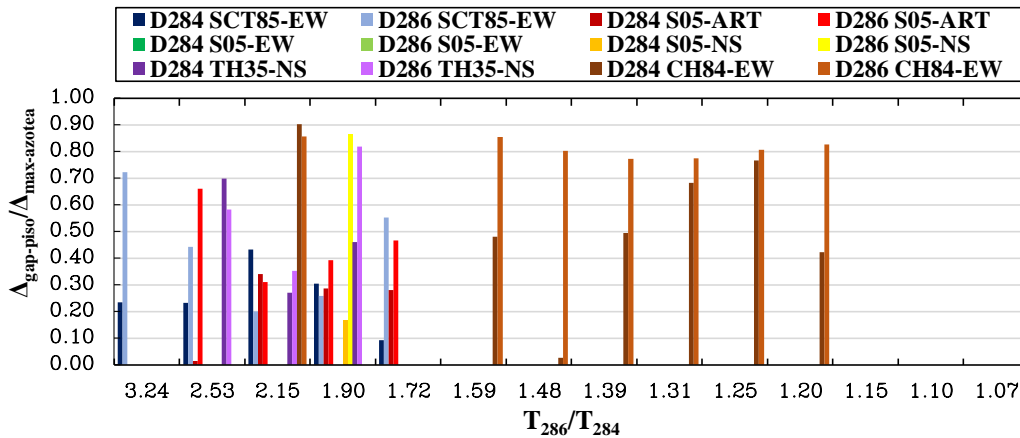


Figura 7.112. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 50$ cm

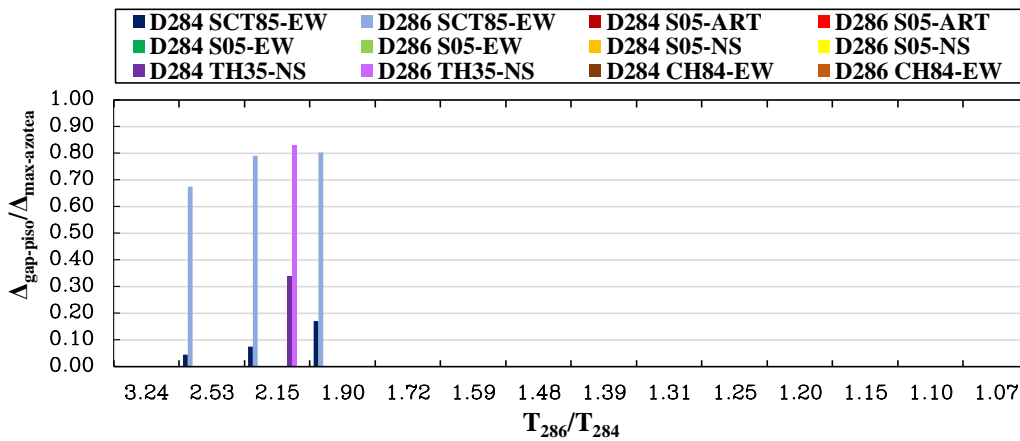


Figura 7.113. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 100$ cm

7.4. Presentación de resumen completo de S (cm) vs T_{286}/T_{284} , Fch/ W_{284} vs T_{286}/T_{284} , Fch/ W_{286} vs T_{286}/T_{284} y #Golpes vs T_{286}/T_{284}

En la figura 7.114 se define la separación mínima para cada %E y registro, para que los edificios no presenten choque. En esta gráfica se observa claramente que cuando T_{286}/T_{284} es cercano a 1.0, las separaciones requeridas para evitar el choque entre los edificios son las menores, pues los edificios se mueven razonablemente en fase, pero a medida que el cociente se aleja (aumenta o disminuye), se requieren mayores separaciones para evitar el golpeteo. En general, se observa que el registro que demandó mayor separación a lo largo de cada %E fue CH84-EW, pues como ya se había comentado, este registro tienen un periodo dominante muy cercano de los periodos fundamentales de vibrar de los edificios en estudio cuando se considera su rigidez nominal E, y por tanto éstos responden en resonancia elástica.

Ya sabiendo cuales son las separaciones mínimas teóricas para que los edificios dejen de golpear, ahora se grafica las fuerzas de choque normalizadas con respecto a los pesos de cada edificio (Fch/ W_{284} vs T_{286}/T_{284} , Fch/ W_{286} vs T_{286}/T_{284}), para una separación antes de evitar el golpeteo, esto con la finalidad de saber de qué proporción son estas fuerzas (figs. 7.115 y 7.116), que para el edificio AO284, estas siguen siendo mayores a el 0.10Wt para algunos de los registros e intervalos de %E. En la figura 7.117 se muestran el número de golpes presentados para una separación antes de evitar el golpeteo. De esta gráfica y las 7.115 y 7.116, se aprecia que aunque haya fuerzas de golpeteo grandes, no quiere decir que haya un número notable de golpes. Por ejemplo para un cociente de $T_{286}/T_{284}=1.44$ y el registro CH84-EW, la fuerza Fch/ W_{284} es aproximadamente de 0.38, que es la máxima presentada a lo largo de todos los intervalos de %E y de todos los registros, pero presenta sólo 10 golpes. Ahora, para un cociente de $T_{286}/T_{284}=1.25$ y el registro SCT85-EW, la fuerza Fch/ W_{284} es aproximadamente de 0.08, pero presenta un total de aproximadamente 130 golpes.

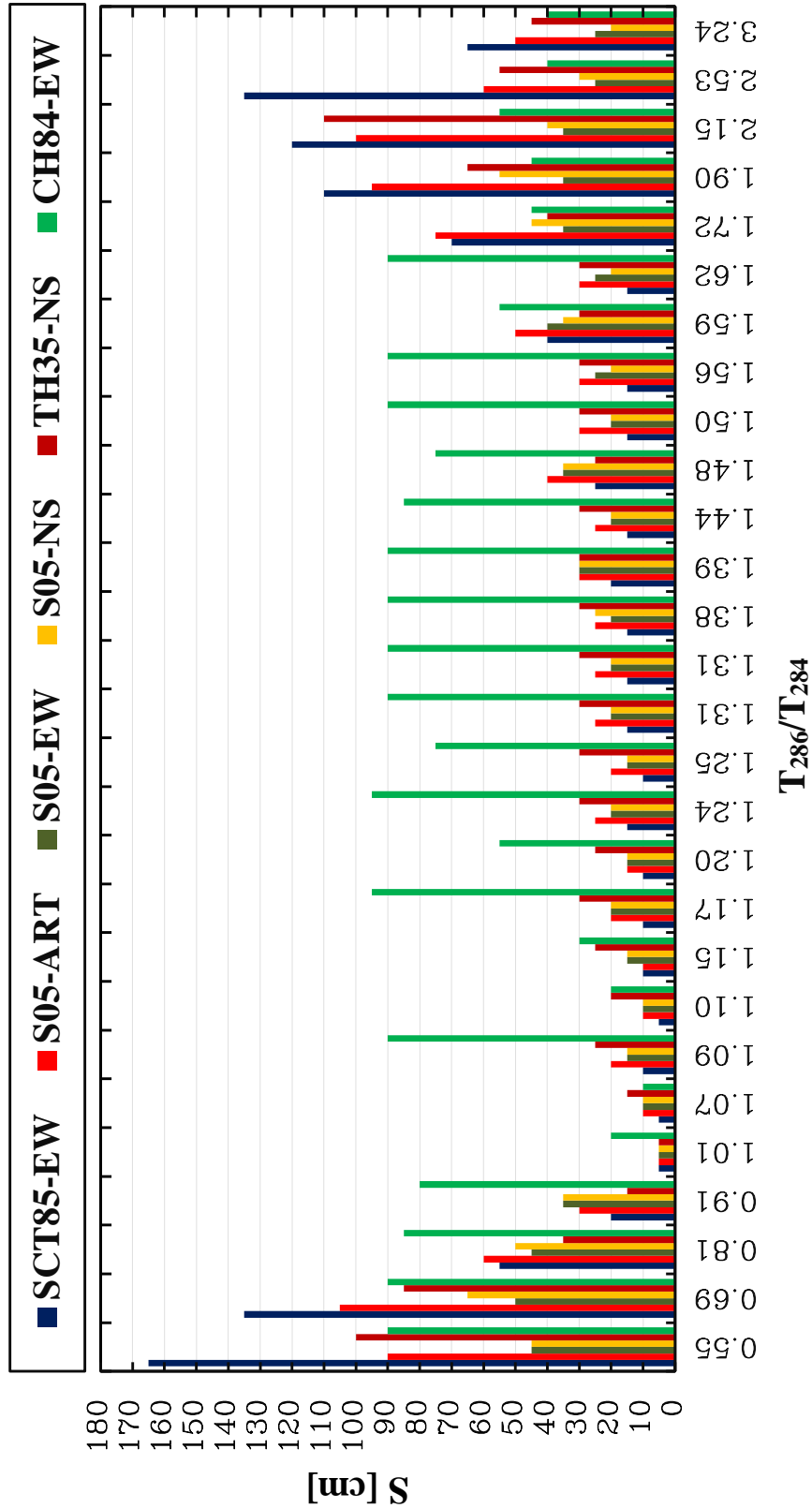


Figura 7.114. Gráfica de resumen completo de las separaciones mínimas para evitar el choque estructural en base rígida

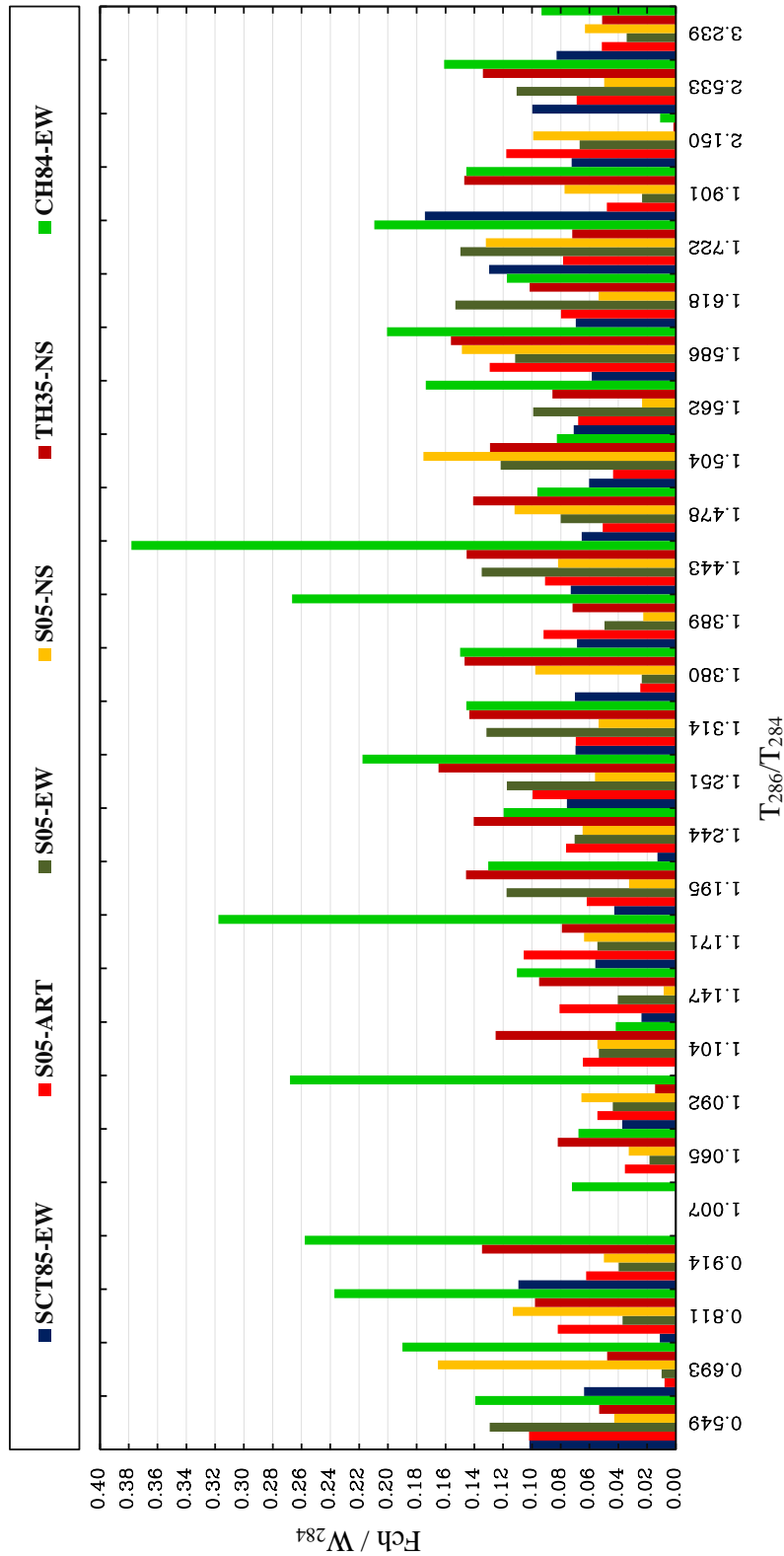


Figura 7.115. Gráfica de resumen completo de las fuerzas de choque normalizadas con respecto al edificio AO284, para una separación antes de evitar el choque estructural en base rígida

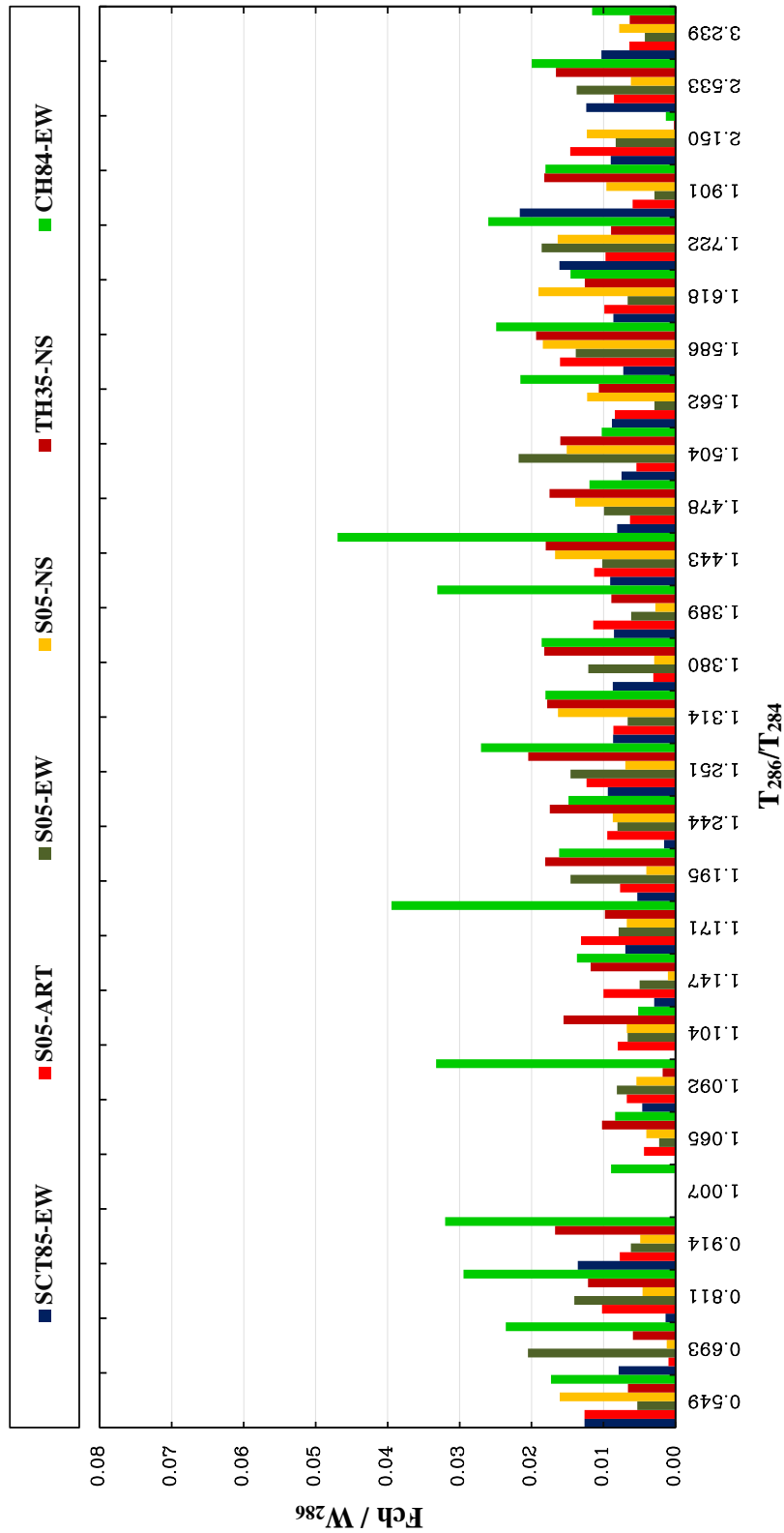


Figura 7.116. Gráfica de resumen completo de las fuerzas de choque normalizadas con respecto al edificio AO286, para una separación antes de evitar el choque estructural en base rígida

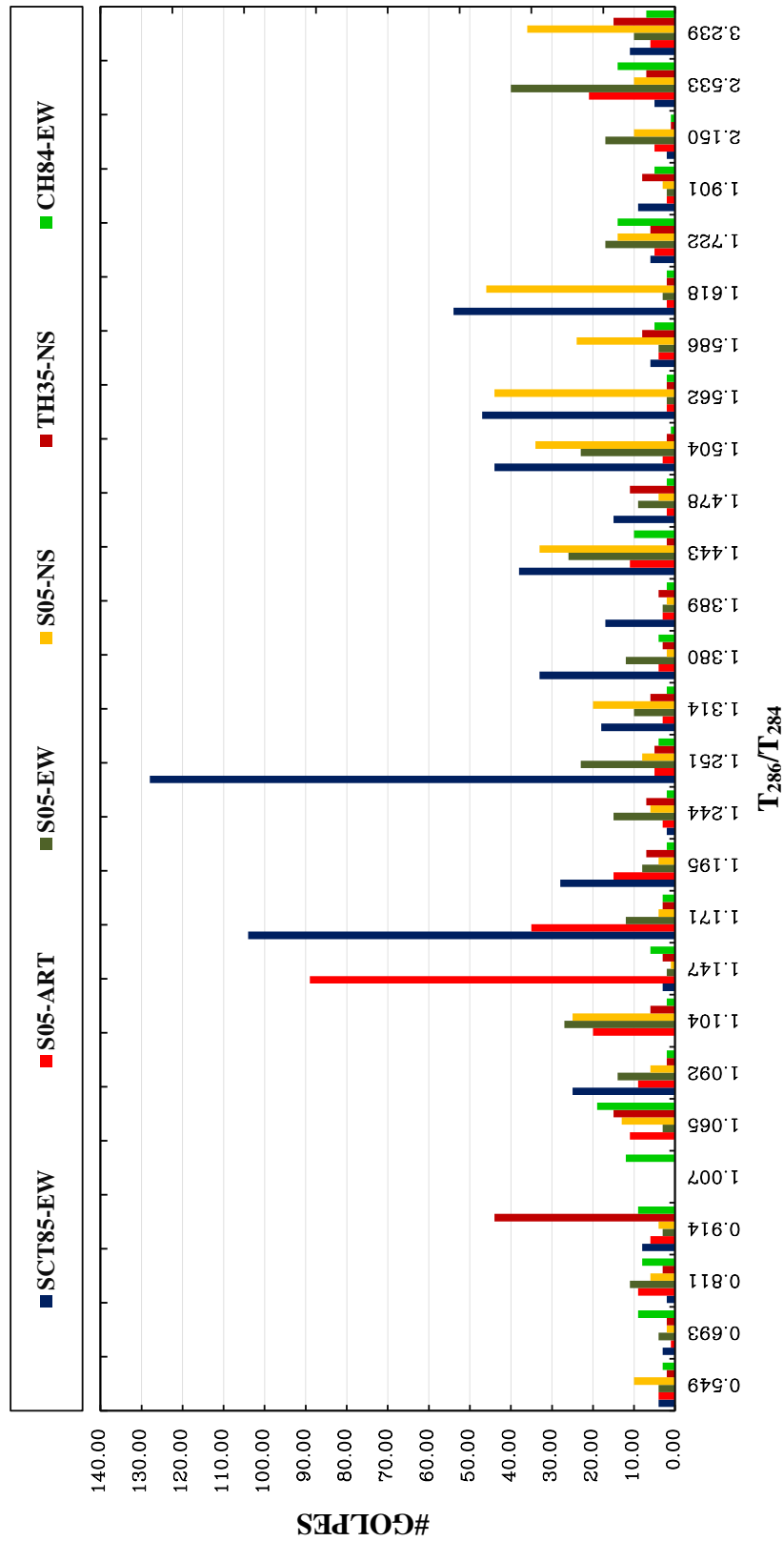


Figura 7.117. Gráfica de resumen completo de números de golpes para una separación antes de evitar el choque estructural

8. ESTUDIO PARAMÉTRICO DE LOS MODELOS QUE SIMULAN EL CHOQUE ESTRUCTURAL MODELANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

8.1. Descripción de la variación de parámetros en estudio

Para los análisis paramétricos en base flexible, al igual que en base rígida, se consideró que para los edificios en estudio, las masas de cada estructura se mantuvieran constantes, haciendo variar la rigidez de los edificios en función del módulo de elasticidad, ya que se tomó como parámetro principal la variación de los periodos fundamentales, y con ello, el cambio en los desplazamientos (aumento o disminución) de los edificios por el efecto de desacoplar las características dinámicas de las estructuras contiguas en estudio. Para realizar la variación de la rigidez, se fue modificando el módulo de elasticidad en un intervalo de $0.2E$ a $1.5E$ del valor nominal. Estos intervalos se consideraron tomando como referencia a un espectro de diseño representativo de suelo blando conforme al Apéndice A de las NTCS-04, que tiene aproximadamente un periodo dominante de $T_s = 2.0$ s (fig. 8.1), para que las estructuras puedan estar en cualquier rama de dicho espectro y así poder considerar el mayor número de escenarios posibles.

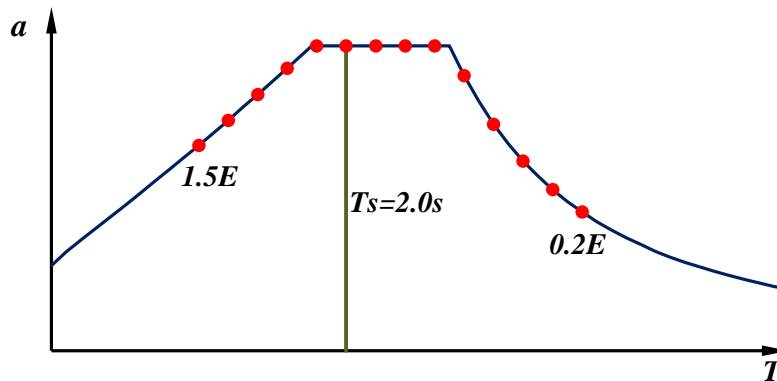


Figura 8.1. Representación esquemática de la variación del parámetro dinámico en estudio (periodos fundamentales) en función del módulo de elasticidad, tomando como referencia a un espectro de diseño representativo de suelo blando con periodo dominante de $T_s = 2.0$ s conforme al Apéndice A de las NTCS-04.

Una vez establecido el intervalo del cambio de rigidez, se aplicó primero manteniendo al edificio de siete niveles con módulo de elasticidad nominal E con respecto a un intervalo entre $0.2E$ y $1.5E$ del edificio de cinco niveles ($0.2EAO284$ vs $1.0EAO286$, $0.3EAO284$ vs $1.0EAO286$, $0.4EAO284$ vs $1.0EAO286$, etc.). Posteriormente, se mantiene con módulo de elasticidad nominal E al edificio de cinco niveles con respecto a un intervalo entre $0.2E$ y $1.5E$ del edificio de siete niveles ($1.0EAO284$ vs $0.2EAO286$, $1.0EAO284$ vs $0.3EAO286$, $1.0EAO284$ vs $0.4EAO286$, etc.). Para cada análisis, se consideró que las estructuras tuvieran un comportamiento elástico y se realizaron para los registros presentados en el capítulo 5.

Otro parámetro que se consideró en el estudio de los edificios en base flexible, fue la separación entre las estructuras. La separación mínima considerada es la establecida en las normas para diseño por sismo de la Ciudad de México desde 1966 hasta la fecha (cinco centímetros) y se aumentó progresivamente de 5 cm en 5 cm hasta que los edificios dejaran

de chocar. Así por ejemplo, para el caso de 0.2EAO284 vs 1.0AO286 y el registro de SCT85-EW, se inició con $S = 5$ cm y se terminó con $S = 170$ cm (Cinco centímetros más que la condición de base rígida) para el suelo 1 (reglamento) y para el suelo 2 (mecánica de suelo) se terminó en $S = 165$ cm (igual que la condición de base rígida).

Como se comentó en el capítulo 4, se modeló la interacción suelo estructura con resortes con valores de rigideces dinámicas conforme a la NTCS-2017, que a su vez se calcularon rigideces equivalentes de resortes horizontales y resortes verticales para tomar en cuenta la rotación de la cimentación. En la tabla 8.1 se muestran periodos y rigideces dinámicas para la estructura AO284 de los modelos en 3D para el suelo 1 en la dirección X. En la tabla 8.2 se muestran periodos y rigideces dinámicas para la estructura AO284 de los modelos en 3D para el suelo 1 en la dirección Y. En la tabla 8.3 se muestran periodos y rigideces dinámicas para la estructura AO284 de los modelos en 3D para el suelo 2 en la dirección X y en la tabla 8.4 se muestran periodos y rigideces dinámicas para la estructura AO284 de los modelos en 3D para el suelo 2 en la dirección Y.

En la tabla 8.5 se muestran periodos y rigideces dinámicas para la estructura AO286 de los modelos en 3D para el suelo 1 en la dirección X. En la tabla 8.6 se muestran periodos y rigideces dinámicas para la estructura AO286 de los modelos en 3D para el suelo 1 en la dirección Y. En la tabla 8.7 se muestran periodos y rigideces dinámicas para la estructura AO286 de los modelos en 3D para el suelo 2 en la dirección X y en la tabla 8.8 se muestran periodos y rigideces dinámicas para la estructura AO286 de los modelos en 3D para el suelo 2 en la dirección Y.

Tabla 8.1. Periodos y rigideces dinámicas para la estructura AO284 de los modelos en 3D para el suelo 1 en la dirección X

E	$T_{BR\ 3D}$ [s]	T_e [s]	$T_{etabs\ 3D}$ [s]	ξ_e	Kh Ton/m	$K\theta$ Ton-m
0.20	2.6022	2.6561	2.6547	0.04824	45965.39	1525769
0.30	2.0629	2.1310	2.1224	0.04731	45954.48	1511044
0.40	1.7615	1.8411	1.8316	0.04647	45934.99	1499315
0.50	1.5626	1.6522	1.6404	0.0458	45890.29	1489449
0.60	1.4187	1.5173	1.4966	0.04585	45682.34	1480900
0.70	1.3084	1.4153	1.3927	0.04705	45259.26	1473350
0.80	1.2204	1.3348	1.3102	0.04693	45216.02	1466572
0.90	1.1481	1.2694	1.2430	0.04686	45176.86	1460430
1.00	1.0872	1.2150	1.1869	0.04683	45141.1	1454821
1.10	1.0351	1.1690	1.1392	0.04684	45108.26	1449668
1.20	0.9899	1.1294	1.0981	0.04687	45077.88	1444900
1.30	0.9501	1.0951	1.0623	0.04693	45049.68	1440473
1.40	0.9147	1.0649	1.0307	0.04701	45023.47	1436356
1.50	0.8831	1.0381	1.0026	0.04712	44998.89	1432495

Tabla 8.2. Periodos y rigideces dinámicas para la estructura AO284 de los modelos en 3D para el suelo 1 en la dirección Y

E	$T_{BR\ 3D}$ [s]	T_e [s]	$T_{etabs\ 3D}$ [s]	ξ_e	Kh Ton/m	$K\theta$ Ton-m
0.20	2.3023	2.3262	2.3222	0.04912	45960.14	6112803
0.30	1.8320	1.8622	1.8574	0.04869	45937.37	5994821
0.40	1.5687	1.6042	1.5993	0.0485	45860.35	5899601
0.50	1.3937	1.4341	1.4277	0.05061	45268.64	5818065
0.60	1.2667	1.3113	1.2977	0.05105	45202.41	5746015
0.70	1.1691	1.2176	1.2027	0.05156	45142.87	5681217
0.80	1.0910	1.1431	1.1269	0.05211	45088.64	5622166
0.90	1.0268	1.0823	1.0647	0.0527	45038.77	5567832
1.00	0.9727	1.0314	1.0125	0.05333	44992.55	5517456
1.10	0.9263	0.9882	0.9679	0.05399	44949.5	5470500
1.20	0.8860	0.9508	0.9293	0.05468	44909.14	5426473
1.30	0.8506	0.9181	0.8954	0.05538	44871.2	5385048
1.40	0.8191	0.8893	0.8653	0.05611	44835.42	5345974
1.50	0.7908	0.8637	0.8385	0.05685	44801.55	5308959

Tabla 8.3. Periodos y rigideces dinámicas para la estructura AO284 de los modelos en 3D para el suelo 2 en la dirección X

E	$T_{BR\ 3D}$ [s]	T_e [s]	$T_{etabs\ 3D}$ [s]	ξ_e	Kh Ton/m	$K\theta$ Ton-m
0.20	2.6022	2.6179	2.6175	0.04947	149951.6	5335870
0.30	2.0629	2.0828	2.0803	0.04917	149915.1	5304721
0.40	1.7615	1.7848	1.7847	0.0489	149795.5	5279263
0.50	1.5626	1.5889	1.5891	0.04895	148767.3	5257310
0.60	1.4187	1.4477	1.4414	0.04878	148649.3	5237795
0.70	1.3084	1.3399	1.3335	0.04863	148542.5	5220117
0.80	1.2204	1.2541	1.2475	0.0485	148444.5	5203884
0.90	1.1481	1.1840	1.1770	0.04837	148353.6	5188831
1.00	1.0872	1.1251	1.1177	0.04826	148268.7	5174762
1.10	1.0351	1.0750	1.0671	0.04816	148189	5161544
1.20	0.9899	1.0315	1.0232	0.04807	148113.8	5149053
1.30	0.9501	0.9935	0.9847	0.04799	148042.4	5137201
1.40	0.9147	0.9598	0.9505	0.04792	147974.6	5125933
1.50	0.8831	0.9297	0.9200	0.04786	147909.8	5115163

Tabla 8.4. Periodos y rigideces dinámicas para la estructura AO284 de los modelos en 3D para el suelo 2 en la dirección Y

E	$T_{BR\ 3D}$ [s]	T_e [s]	$T_{etabs\ 3D}$ [s]	ξ_e	Kh Ton/m	$K\theta$ Ton-m
0.20	2.3023	2.3093	2.3083	0.04973	149937.5	21489473
0.30	1.8320	1.8409	1.8416	0.0496	149841.7	21249231
0.40	1.5687	1.5792	1.5814	0.04982	148759.9	21052761
0.50	1.3937	1.4056	1.4081	0.04984	148609.5	20881996
0.60	1.2667	1.2798	1.2766	0.04987	148475.1	20729199
0.70	1.1691	1.1833	1.1801	0.04992	148352.7	20589891
0.80	1.0910	1.1063	1.1030	0.04999	148239.6	20461195
0.90	1.0268	1.0430	1.0395	0.05007	148134.2	20341154
1.00	0.9727	0.9899	0.9861	0.05016	148035.3	20228345
1.10	0.9263	0.9444	0.9403	0.05026	147941.9	20121713
1.20	0.8860	0.9050	0.9005	0.05038	147853.2	20020406
1.30	0.8506	0.8703	0.8656	0.05051	147768.6	19923754
1.40	0.8191	0.8396	0.8345	0.05064	147687.9	19831294
1.50	0.7908	0.8121	0.8067	0.05079	147610.4	19742487

Tabla 8.5. Periodos y rigideces dinámicas para la estructura AO286 de los modelos en 3D para el suelo 1 en la dirección X

E	$T_{BR\ 3D}$ [s]	T_e [s]	$T_{etabs\ 3D}$ [s]	ξ_e	Cajón		Pilotes	
					Kh Ton/m	$K\theta$ Ton-m	Kh Ton/m	$K\theta$ Ton-m
0.20	3.5212	3.5398	3.5423	4.95%	79263	12892298	276772	61236871
0.30	2.7543	2.7780	2.7789	4.92%	79251	12662518	276772	61353962
0.40	2.3378	2.3657	2.3643	4.89%	79235	12476365	276772	61439790
0.50	2.0667	2.0982	2.0951	4.86%	79212	12316428	276772	61508538
0.60	1.8723	1.9070	1.9045	4.84%	79179	12174570	276772	61566311
0.70	1.7242	1.7617	1.7593	4.81%	79126	12046191	276772	61616350
0.80	1.6064	1.6467	1.6439	4.79%	79024	11928368	276772	61660612
0.90	1.5099	1.5527	1.5495	4.78%	78755	11819142	276772	61700361
1.00	1.4289	1.4741	1.4705	4.86%	77296	11717162	276772	61736453
1.10	1.3597	1.4071	1.4030	4.85%	77202	11621217	276772	61769576
1.20	1.2996	1.3492	1.3445	4.85%	77112	11530540	276772	61800190
1.30	1.2469	1.2985	1.2932	4.84%	77028	11444493	276772	61828656
1.40	1.2001	1.2537	1.2479	4.84%	76947	11362574	276772	61855258
1.50	1.1582	1.2137	1.2073	4.84%	76871	11284351	276772	61880229

Tabla 8.6. Periodos y rigideces dinámicas para la estructura AO286 de los modelos en 3D para el suelo 1 en la dirección Y

E	T _{BR 3D} [s]	Te [s]	T _{etabs 3D} [s]	ξe	Cajón		Pilotes	
					Kh Ton/m	Kθ Ton-m	Kh Ton/m	Kθ Ton-m
0.20	2.8845	2.9060	2.9240	4.93%	79254	12709538	276772	61331117
0.30	2.2899	2.3169	2.3245	4.89%	79232	12449966	276772	61451428
0.40	1.9566	1.9880	1.9907	4.86%	79196	12238033	276772	61540807
0.50	1.7363	1.7716	1.7713	4.82%	79131	12055582	276772	61612756
0.60	1.5768	1.6156	1.6149	4.80%	78970	11893697	276772	61673358
0.70	1.4545	1.4966	1.4952	4.87%	77326	11747403	276772	61725848
0.80	1.3568	1.4018	1.3999	4.86%	77194	11613230	276772	61772299
0.90	1.2765	1.3243	1.3216	4.86%	77072	11489038	276772	61813988
1.00	1.2090	1.2594	1.2560	4.85%	76958	11373237	276772	61851822
1.10	1.1511	1.2039	1.1999	4.85%	76851	11264499	276772	61886502
1.20	1.1008	1.1560	1.1514	4.85%	76751	11162039	276772	61918478
1.30	1.0566	1.1140	1.1088	4.85%	76655	11064983	276772	61948176
1.40	1.0174	1.0769	1.0711	4.86%	76565	10972774	276772	61975887
1.50	0.9822	1.0437	1.0373	4.86%	76479	10884896	276772	62001861

Tabla 8.7. Periodos y rigideces dinámicas para la estructura AO286 de los modelos en 3D para el suelo 2 en la dirección X

E	T _{BR 3D} [s]	Te [s]	T _{etabs 3D} [s]	ξe	Cajón		Pilotes	
					Kh Ton/m	Kθ Ton-m	Kh Ton/m	Kθ Ton-m
0.20	3.5212	3.5270	3.5283	4.98%	250127	44770678	754026	216997175
0.30	2.7543	2.7617	2.7627	4.98%	250098	44312883	754026	217318258
0.40	2.3378	2.3465	2.3467	4.97%	250055	43939458	754026	217554953
0.50	2.0667	2.0766	2.0761	4.96%	249983	43616444	754026	217745612
0.60	1.8723	1.8832	1.8842	4.95%	249843	43328001	754026	217906730
0.70	1.7242	1.7359	1.7377	4.94%	249447	43065198	754026	218047066
0.80	1.6064	1.6190	1.6212	4.95%	246850	42822426	754026	218171866
0.90	1.5099	1.5233	1.5256	4.94%	246642	42595842	754026	218284572
1.00	1.4289	1.4431	1.4453	4.94%	246447	42382676	754026	218387567
1.10	1.3597	1.3746	1.3788	4.94%	246262	42180977	754026	218482524
1.20	1.2996	1.3152	1.3173	4.93%	246086	41989112	754026	218570754
1.30	1.2469	1.2631	1.2651	4.93%	245918	41805869	754026	218653232
1.40	1.2001	1.2170	1.2187	4.92%	245758	41630288	754026	218730717
1.50	1.1582	1.1757	1.1773	4.92%	245603	41461494	754026	218803860

Tabla 8.8. Periodos y rigideces dinámicas para la estructura AO286 de los modelos en 3D para el suelo 2 en la dirección Y

E	T _{BR 3D} [s]	Te [s]	T _{etabs 3D} [s]	ξe	Cajón		Pilotes	
					Kh Ton/m	Kθ Ton-m	Kh Ton/m	Kθ Ton-m
0.20	2.8845	2.8901	2.9084	4.98%	304695	54327225	881263	264502002
0.30	2.2899	2.2970	2.3070	4.97%	304648	53752521	881263	264886785
0.40	1.9566	1.9648	1.9713	4.96%	304570	53279004	881263	265174802
0.50	1.7363	1.7455	1.7501	4.95%	304417	52867413	881263	265408534
0.60	1.5768	1.5870	1.5921	4.94%	303976	52498782	881263	265606946
0.70	1.4545	1.4655	1.4708	4.95%	300711	52162399	881263	265780211
0.80	1.3568	1.3686	1.3740	4.95%	300425	51851156	881263	265934658
0.90	1.2765	1.2891	1.2944	4.94%	300159	51560431	881263	266074326
1.00	1.2090	1.2222	1.2274	4.94%	299908	51286826	881263	266202062
1.10	1.1511	1.1650	1.1729	4.94%	299670	51027744	881263	266319957
1.20	1.1008	1.1154	1.1204	4.93%	299445	50781290	881263	266429533
1.30	1.0566	1.0718	1.0767	4.93%	299229	50545803	881263	266532034
1.40	1.0174	1.0331	1.0379	4.93%	299022	50320093	881263	266628379
1.50	0.9822	0.9984	1.0031	4.92%	298824	50103138	881263	266719326

En la tabla 8.9 se muestran periodos para la estructura AO284 de los modelos en 2D para el suelo 1 en la dirección X (dirección de choque estructural). En la tabla 8.10 se muestran periodos para la estructura AO284 de los modelos en 2D para el suelo 2 en la dirección X (dirección de choque estructural). En la tabla 8.11 se muestran periodos para la estructura AO286 de los modelos en 2D para el suelo 1 en la dirección X (dirección de choque estructural) y en la tabla 8.12 se muestran periodos para la estructura AO286 de los modelos en 2D para el suelo 2 en la dirección X (dirección de choque estructural).

Tabla 8.9. Periodos para la estructura AO284 de los modelos en 2D para el suelo 1 en la dirección X

E	T _{BR 3D} [s]	Te [s]	T _{etabs 3D} [s]	T _{etabs 2D} [s]
0.20	2.6022	2.6561	2.6547	2.6547
0.30	2.0629	2.1310	2.1224	2.1224
0.40	1.7615	1.8411	1.8316	1.8276
0.50	1.5626	1.6522	1.6404	1.6349
0.60	1.4187	1.5173	1.4966	1.4969
0.70	1.3084	1.4153	1.3927	1.3916
0.80	1.2204	1.3348	1.3102	1.3097
0.90	1.1481	1.2694	1.2430	1.2424
1.00	1.0872	1.2150	1.1869	1.1864
1.10	1.0351	1.1690	1.1392	1.1345
1.20	0.9899	1.1294	1.0981	1.0977
1.30	0.9501	1.0951	1.0623	1.0618
1.40	0.9147	1.0649	1.0307	1.0303
1.50	0.8831	1.0381	1.0026	1.0022

Tabla 8.10. Periodos para la estructura AO284 de los modelos en 2D para el suelo 2 en la dirección X

E	$T_{BR\ 3D}$ [s]	T_e [s]	$T_{etabs\ 3D}$ [s]	$T_{etabs\ 2D}$ [s]
0.20	2.6022	2.6179	2.6175	2.6175
0.30	2.0629	2.0828	2.0803	2.0804
0.40	1.7615	1.7848	1.7847	1.7809
0.50	1.5626	1.5889	1.5891	1.5838
0.60	1.4187	1.4477	1.4414	1.4417
0.70	1.3084	1.3399	1.3335	1.3338
0.80	1.2204	1.2541	1.2475	1.2478
0.90	1.1481	1.1840	1.1770	1.1772
1.00	1.0872	1.1251	1.1177	1.1179
1.10	1.0351	1.0750	1.0671	1.0673
1.20	0.9899	1.0315	1.0232	1.0234
1.30	0.9501	0.9935	0.9847	0.9848
1.40	0.9147	0.9598	0.9505	0.9507
1.50	0.8831	0.9297	0.9200	0.9202

Tabla 8.11. Periodos para la estructura AO286 de los modelos en 2D para el suelo 1 en la dirección X

E	$T_{BR\ 3D}$ [s]	T_e [s]	$T_{etabs\ 3D}$ [s]	$T_{etabs\ 2D}$ [s]
0.20	3.5212	3.5398	3.5423	3.5540
0.30	2.7543	2.7780	2.7789	2.7858
0.40	2.3378	2.3657	2.3643	2.3701
0.50	2.0667	2.0982	2.0951	2.1002
0.60	1.8723	1.9070	1.9045	1.9091
0.70	1.7242	1.7617	1.7593	1.7634
0.80	1.6064	1.6467	1.6439	1.6478
0.90	1.5099	1.5527	1.5495	1.5531
1.00	1.4289	1.4741	1.4705	1.4738
1.10	1.3597	1.4071	1.4030	1.4061
1.20	1.2996	1.3492	1.3445	1.3475
1.30	1.2469	1.2985	1.2932	1.2961
1.40	1.2001	1.2537	1.2479	1.2506
1.50	1.1582	1.2137	1.2073	1.2099

Tabla 8.12. Periodos para la estructura AO286 de los modelos en 2D para el suelo 2 en la dirección X

E	T _{BR 3D} [s]	T _e [s]	T _{etabs 3D} [s]	T _{etabs 2D} [s]
0.20	3.5212	3.5270	3.5283	3.5391
0.30	2.7543	2.7617	2.7627	2.7697
0.40	2.3378	2.3465	2.3467	2.3526
0.50	2.0667	2.0766	2.0761	2.0813
0.60	1.8723	1.8832	1.8842	1.8888
0.70	1.7242	1.7359	1.7377	1.7419
0.80	1.6064	1.6190	1.6212	1.6250
0.90	1.5099	1.5233	1.5256	1.5291
1.00	1.4289	1.4431	1.4453	1.4450
1.10	1.3597	1.3746	1.3788	1.3800
1.20	1.2996	1.3152	1.3173	1.3204
1.30	1.2469	1.2631	1.2651	1.2680
1.40	1.2001	1.2170	1.2187	1.2215
1.50	1.1582	1.1757	1.1773	1.1770

8.2. Resultados del estudio paramétrico para los modelos con interacción suelo-estructura

8.2.1. Presentación de las respuestas máximas F_{ch}/W_{286} vs S (cm) y F_{ch}/W_{284} vs S (cm)

En estas gráficas, se presentan las fuerzas máximas de choque (F_{ch}) contra las separaciones, hasta el punto donde las estructuras dejan de golpearse. Las fuerzas de choque se presentan normalizadas con respecto al peso total de cada edificio (F_{ch}/W_{284} y F_{ch}/W_{286}). Con estas gráficas se puede visualizar de qué proporción son las fuerzas de choque para cada separación, y notar que para algunos casos, el que haya separaciones mayores no necesariamente implica que la fuerza de golpeteo será menor, pero en lo general, conforme se alejan las estructuras y se aproximan a la separación donde dejen de golpearse, esta fuerza de choque disminuye progresivamente.

En las figuras 8.2 a 8.4 se muestran las gráficas para relaciones de periodos T_{AO286}/T_{AO284} de 1.242, 0.562 y 1.471 que corresponden a los modelos de 1.0E, 0.2E y 1.5E respectivamente, para la condición cuando se varía la rigidez para el edificio de cinco niveles y se mantiene en 1.0E la rigidez del edificio de siete niveles, y para cuando se normaliza la fuerza de choque con respecto al edificio de cinco niveles para el suelo 1, mientras que en las figuras 8.5 a 8.7, cuando se normaliza con respecto al edificio de siete niveles para las mismas relaciones de periodos. Para el suelo 2, se muestran en las figuras 8.8 a 8.10 las gráficas para relaciones de periodos T_{AO286}/T_{AO284} de 1.296, 0.553 y 1.574 que corresponden a los modelos de 1.0E, 0.2E y 1.5E, respectivamente, para la condición cuando se varía la rigidez para el edificio de cinco niveles y se mantiene en 1.0E la rigidez del edificio de siete niveles, para cuando se normaliza la fuerza de choque con respecto al edificio de cinco niveles. Mientras que en las figuras 8.11 a 8.13, para cuando se normaliza con respecto al edificio de siete niveles y las mismas relaciones de periodos.

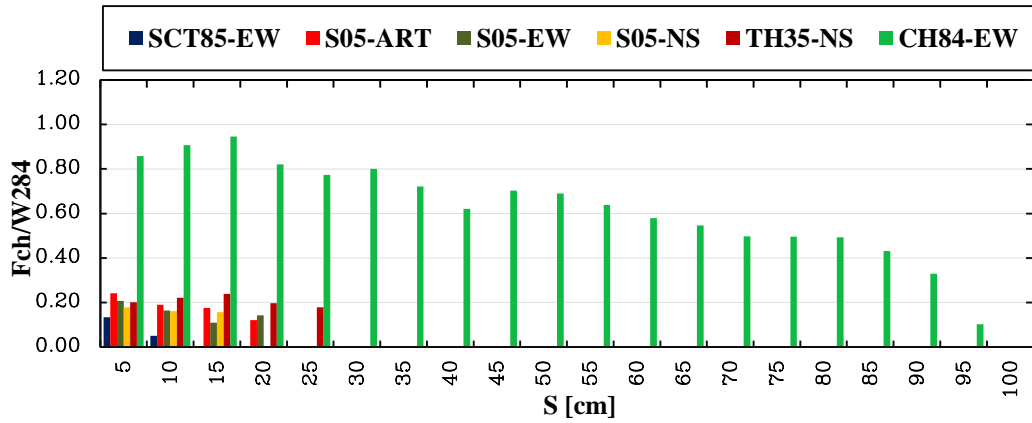


Figura 8.2. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.242$ para el suelo 1. $W_{284} = 673.76$ ton.

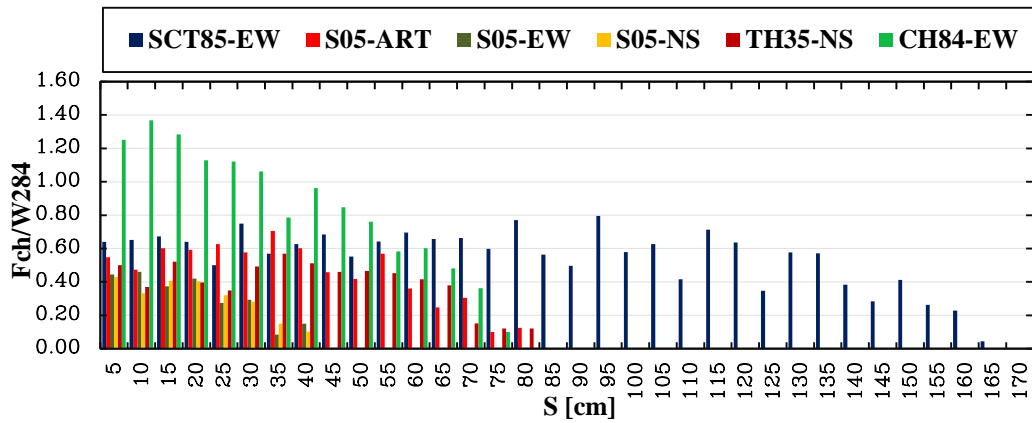


Figura 8.3. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 0.2EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 0.562$ para el suelo 1. $W_{284} = 673.76$ ton.

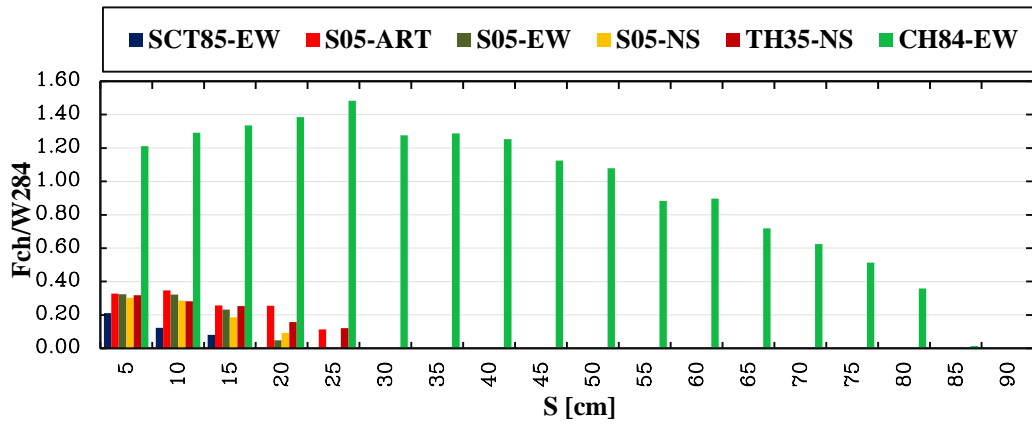


Figura 8.4. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.5EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.471$ para el suelo 1. $W_{284} = 673.76$ ton.

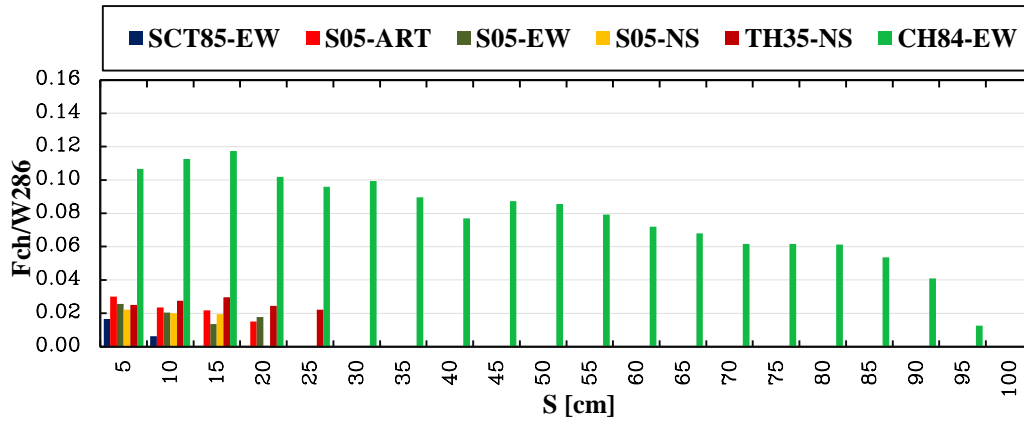


Figura 8.5. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.242$ para el suelo 1, $W_{286} = 5118.72$ ton

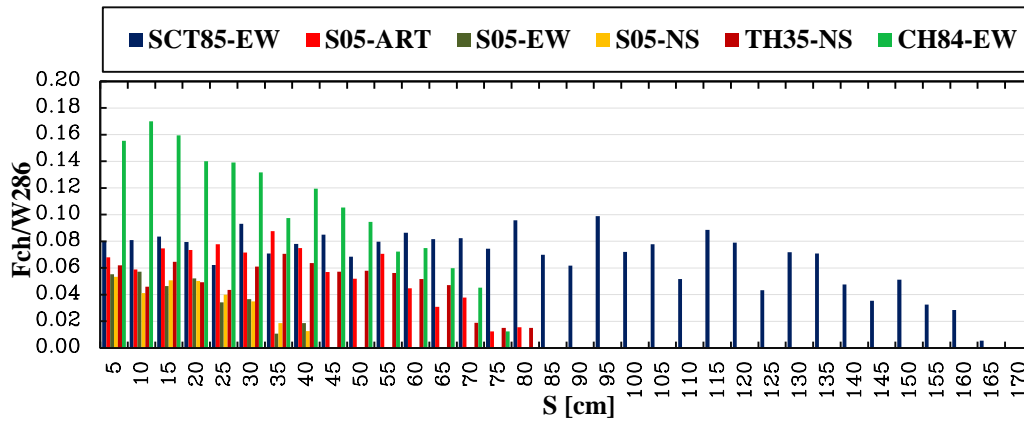


Figura 8.6. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 0.2EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 0.562$ para el suelo 1, $W_{286} = 5118.72$ ton

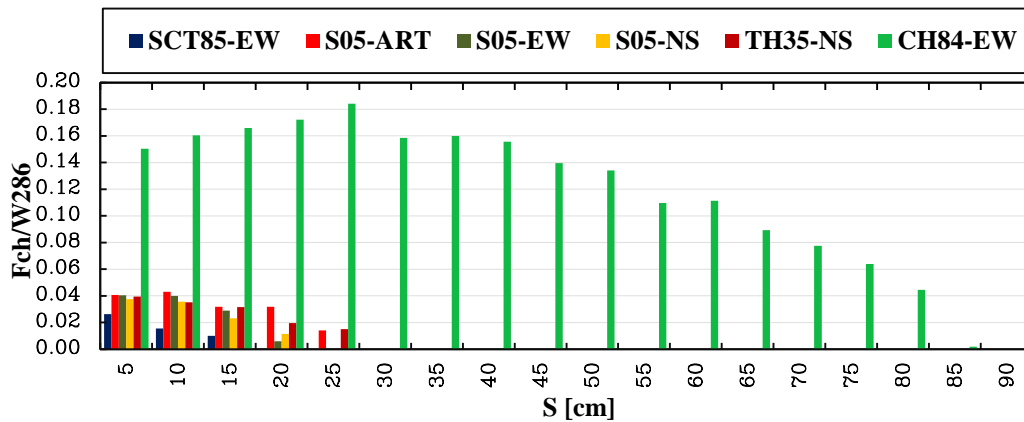


Figura 8.7. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.5EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.471$ para el suelo 1, $W_{286} = 5118.72$ ton

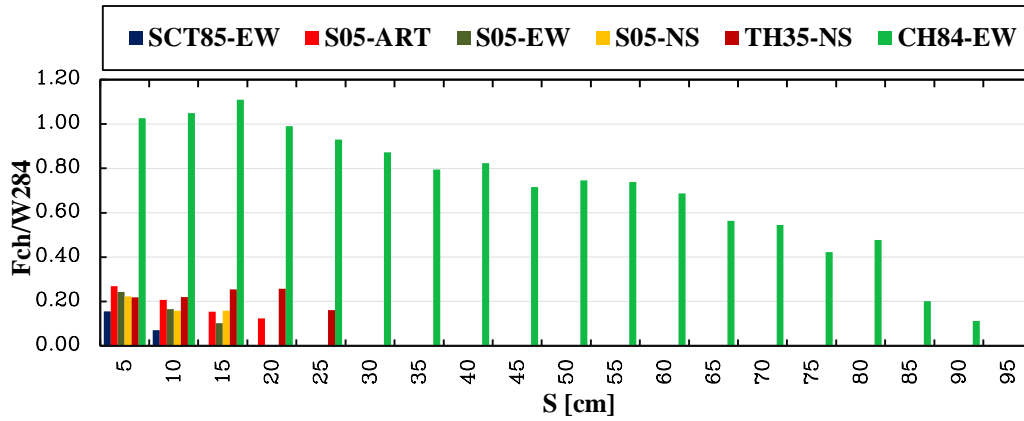


Figura 8.8. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.296$ para el suelo 2. $W_{284} = 673.76$ ton.

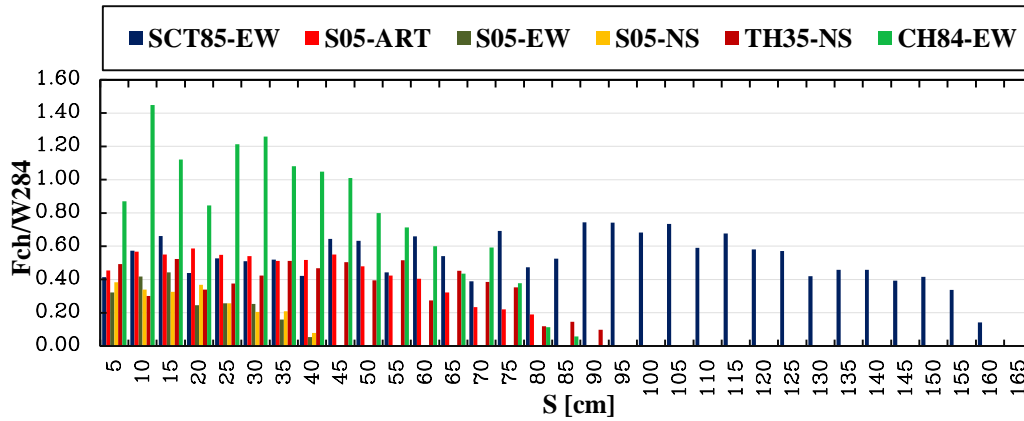


Figura 8.9. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 0.2EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 0.553$ para el suelo 2. $W_{284} = 673.76$ ton.

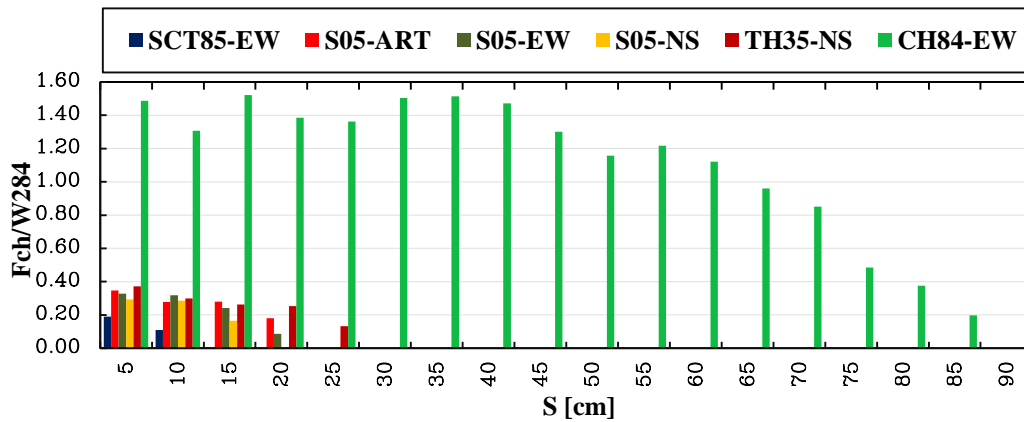


Figura 8.10. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.5EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.574$ para el suelo 2. $W_{284} = 673.76$ ton.

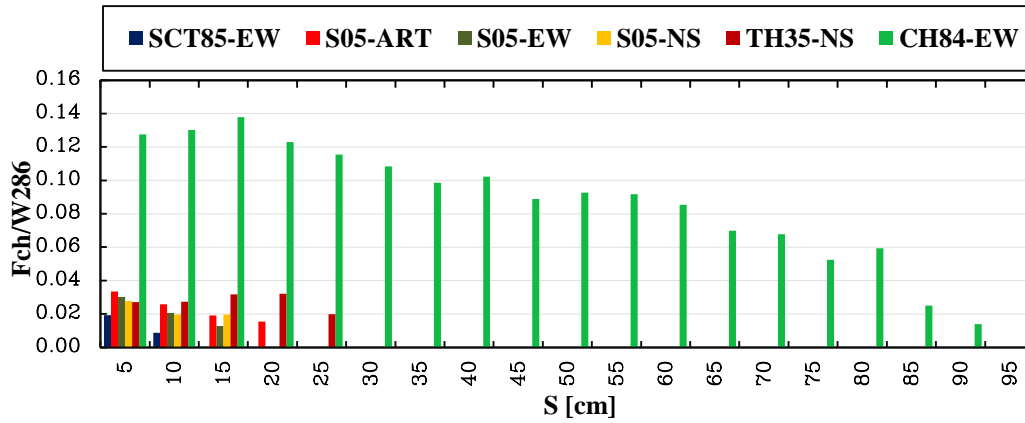


Figura 8.11. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.296$ para el suelo 2, $W_{286} = 5118.72$ ton

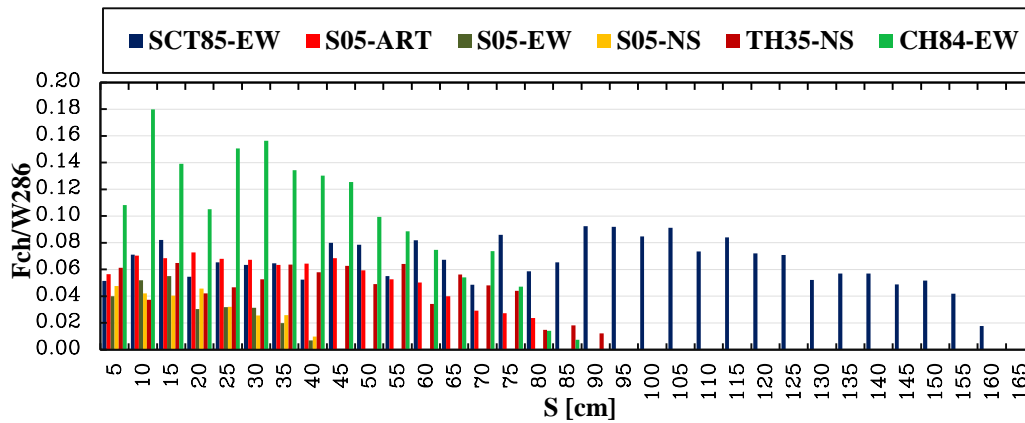


Figura 8.12. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 0.2EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 0.553$ para el suelo 2, $W_{286} = 5118.72$ ton

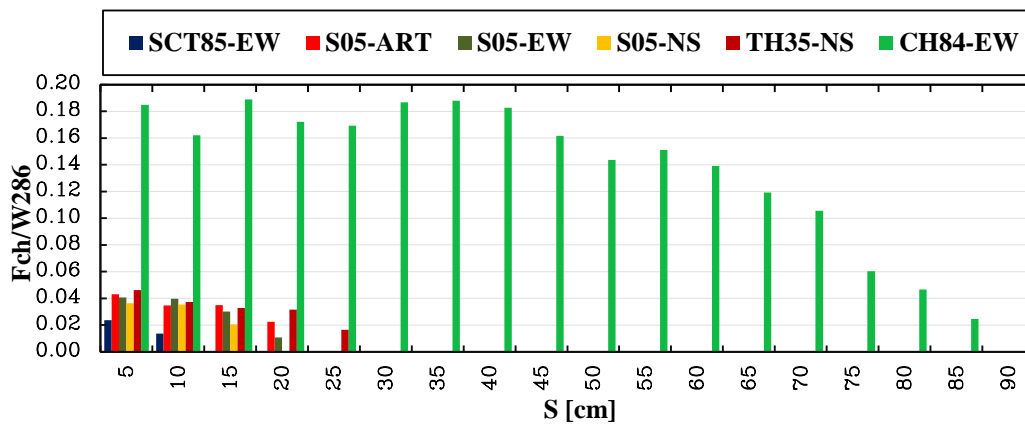


Figura 8.13. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.5EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.574$ para el suelo 2, $W_{286} = 5118.72$ ton

En las figuras 8.14 a 8.16 se muestran las gráficas para relaciones de periodos T_{AO286}/T_{AO284} de 1.242, 2.996 y 1.020 que corresponden a los modelos de 1.0E, 0.2E y 1.5E, respectivamente, para la condición cuando se varía la rigidez para el edificio de siete niveles y se mantiene en 1.0E la rigidez del edificio de cinco niveles, y para cuando se normaliza la fuerza de choque con respecto al edificio de cinco niveles para el suelo 1, mientras que en las figuras 8.15 a 8.17, cuando se normaliza con respecto al edificio de siete niveles para las mismas relaciones de periodos. Para el suelo 2, se muestran en las figuras 8.18 a 8.20 las gráficas para relaciones de periodos T_{AO286}/T_{AO284} de 1.296, 3.166 y 1.065 que corresponden a los modelos de 1.0E, 0.2E y 1.5E, respectivamente, para la condición cuando se varía la rigidez para el edificio de siete niveles y se mantiene en 1.0E la rigidez del edificio de cinco niveles, para cuando se normaliza la fuerza de choque con respecto al edificio de cinco niveles. Mientras que en las figuras 8.21 a 8.23, para cuando se normaliza con respecto al edificio de siete niveles y las mismas relaciones de periodos.

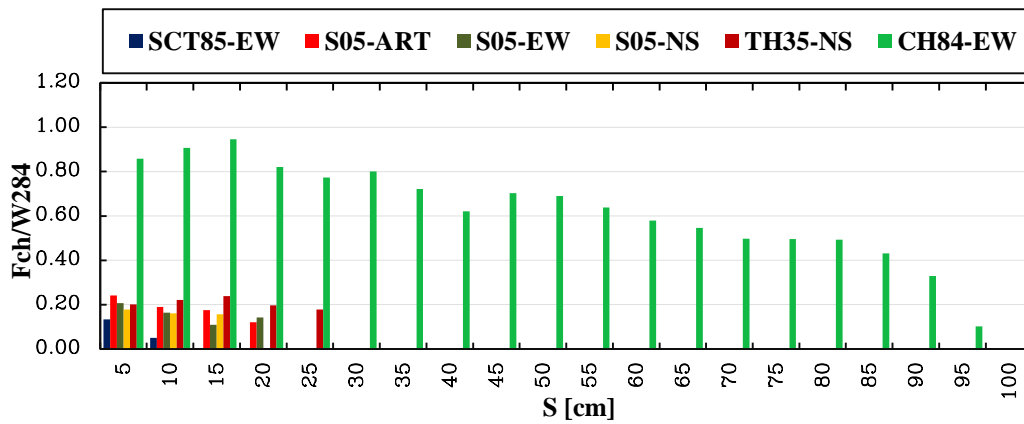


Figura 8.14. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.242$ para el suelo 1. $W_{284} = 673.76$ ton.

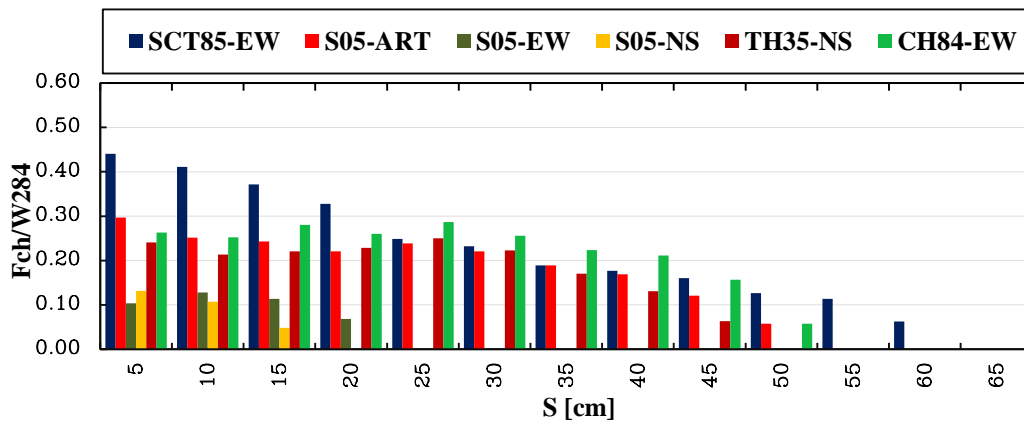


Figura 8.15. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 2.996$ para el suelo 1. $W_{284} = 673.76$ ton.

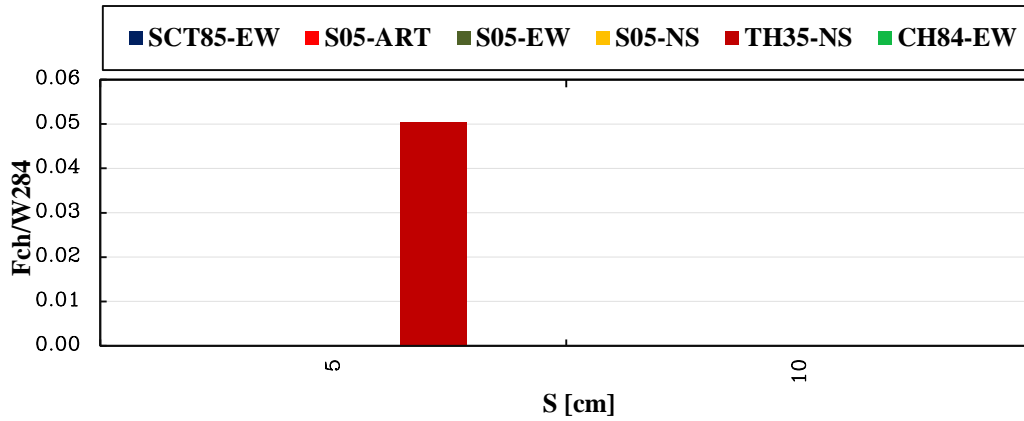


Figura 8.16. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.5EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.020$ para el suelo 1. $W_{284} = 673.76$ ton.

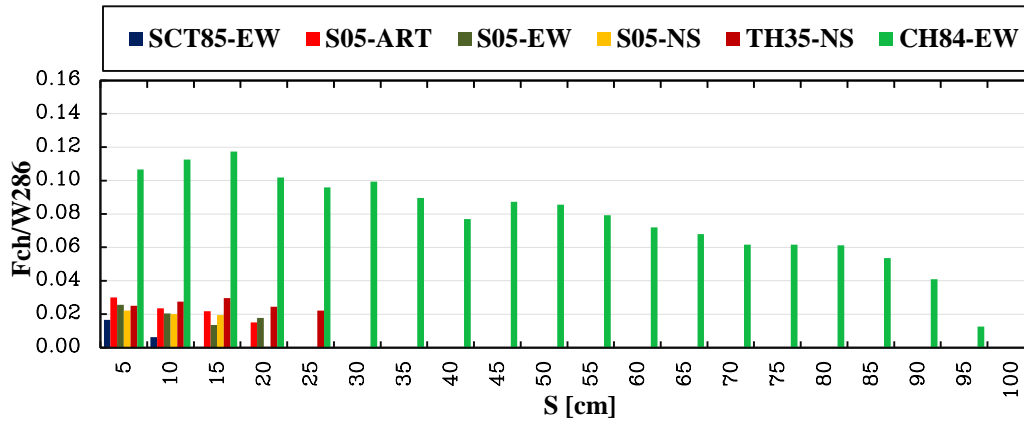


Figura 8.17. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.242$ para el suelo 1. $W_{286} = 5118.72$ ton

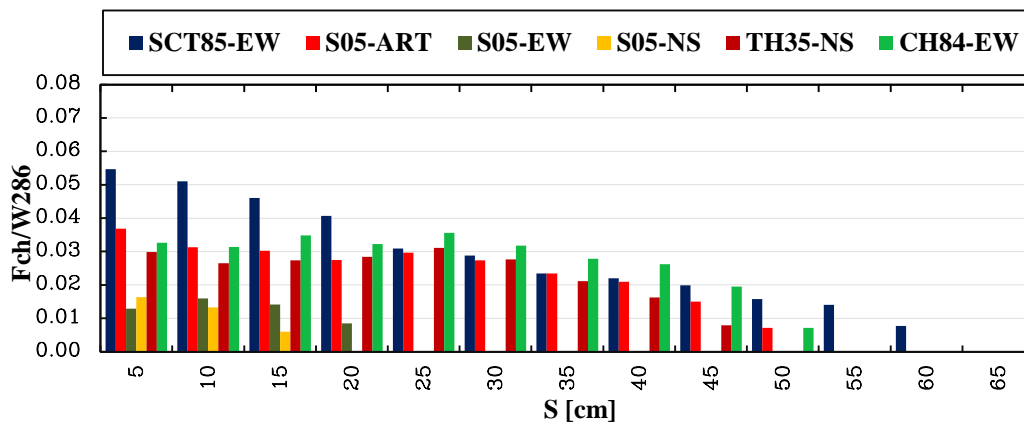


Figura 8.18. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 2.996$ para el suelo 1. $W_{286} = 5118.72$ ton

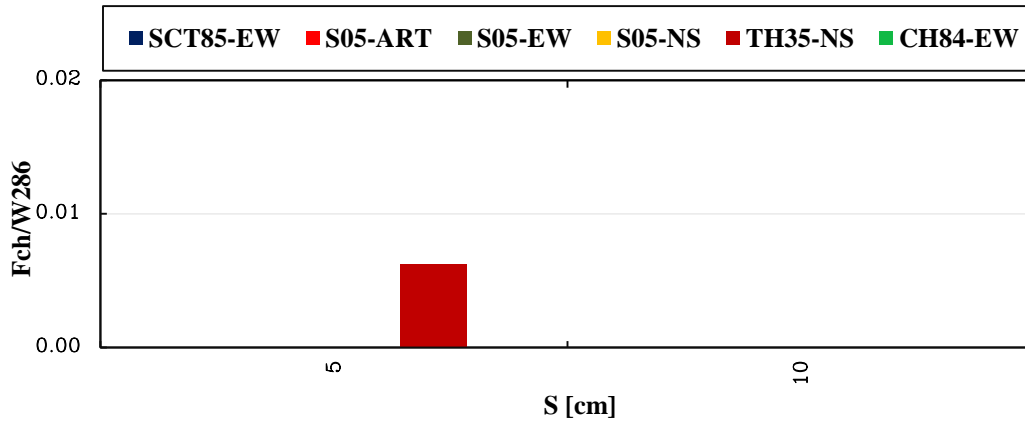


Figura 8.19. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.5EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.020$ para el suelo 1. $W_{286} = 5118.72$ ton

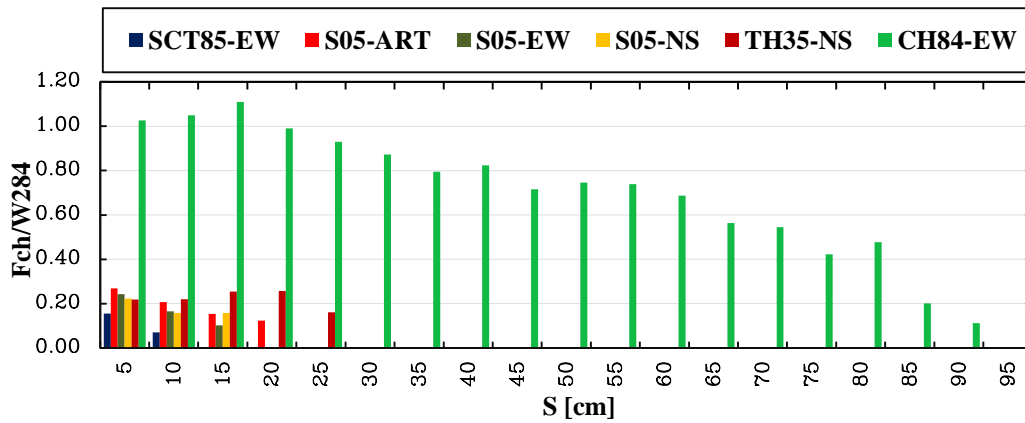


Figura 8.20. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.296$ para el suelo 2. $W_{284} = 673.76$ ton

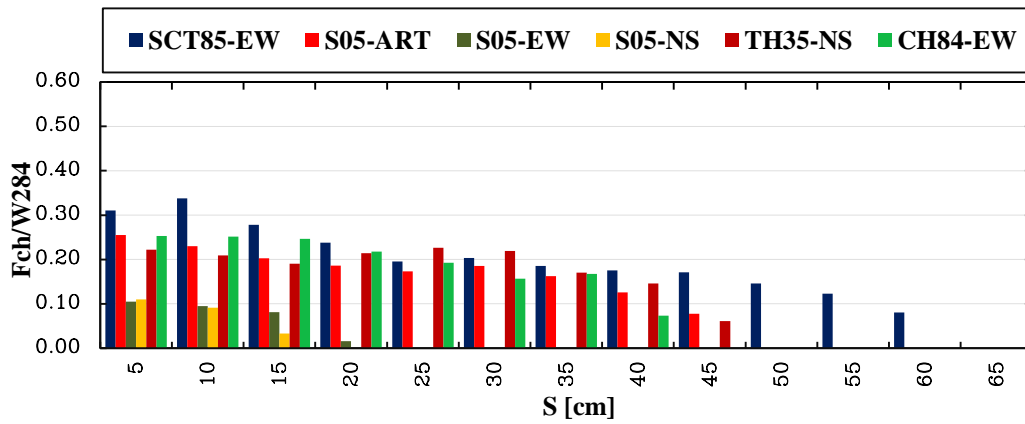


Figura 8.21. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 3.166$ para el suelo 2. $W_{284} = 673.76$ ton.

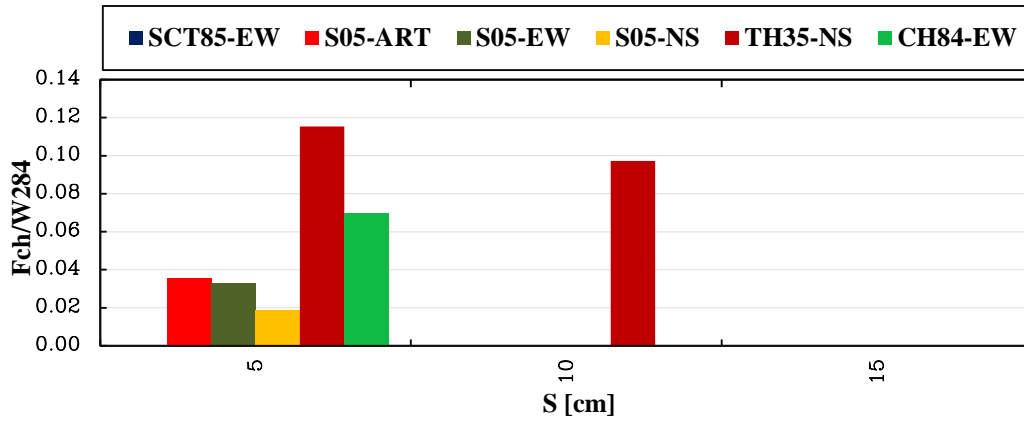


Figura 8.22. Gráfica de F_{ch}/W_{AO284} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.5EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.065$ para el suelo 2. $W_{284} = 673.76$ ton

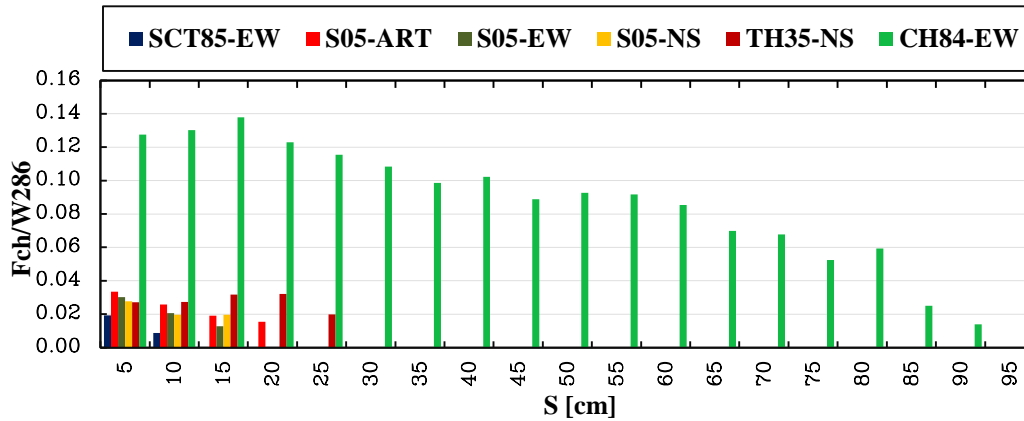


Figura 8.23. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.292$ para el suelo 2. $W_{286} = 5118.72$ ton

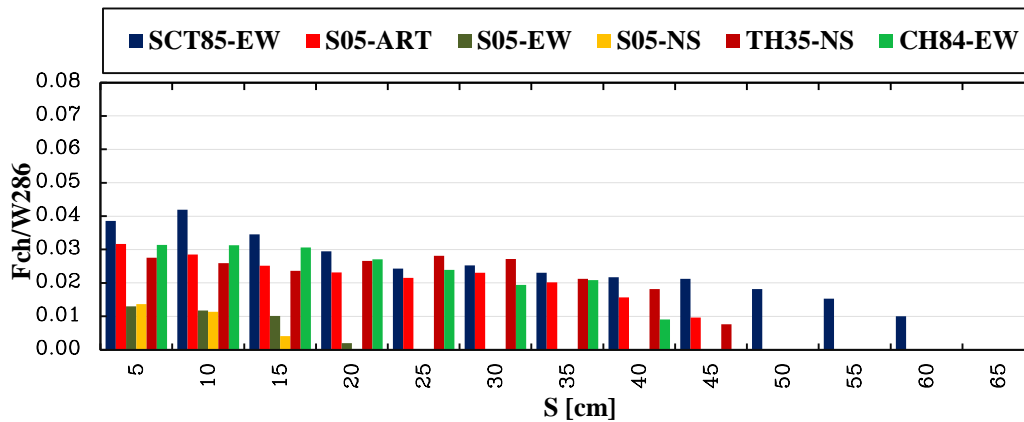


Figura 8.24. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 3.166$ para el suelo 2. $W_{286} = 5118.72$ ton

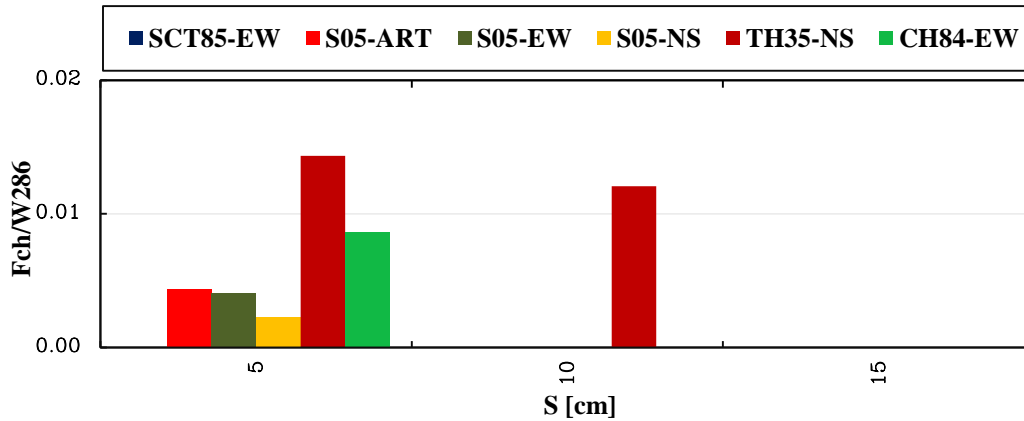


Figura 8.25. Gráfica de F_{ch}/W_{AO286} vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.5EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.065$ para el suelo 2. $W_{286} = 5118.72$ ton

De las gráficas mostradas, se sigue observando que para el registro CH84-EW existe una notable diferencia en las respuestas, aun con el incremento de periodo debido a la ISE. Los periodos fundamentales de las estructuras siguen estando cerca al periodo dominante de ese registro, para el caso de estudio cuando se considera la rigidez para ambos edificios de 1.0E, y dado que responde en resonancia elástica, es por eso que para ese registro se requiera mayores separaciones para evitar el choque estructural.

8.2.2. Presentación de las respuestas máximas de números de golpes vs S (cm)

El segundo tipo de gráficas que se presentan son las del número de golpes teóricos contra separaciones. Para ello, por cada separación y cada registro, se contabilizaron todos los golpes que hubo para cada simulación. En las figuras 8.26 a 8.28, se muestran los números de golpes para tres relaciones de módulos de elasticidad, para cuando se mantiene con rigidez constante el edificio AO286: E, 0.2E y 1.5E. De esas relaciones de módulos de elasticidad, se presentaron los siguientes cocientes de periodos entre ambas estructuras $T_{286}/T_{284}=1.242$, 0.562 y 1.471, respectivamente. En las figuras 8.29 a 8.31 se muestran los números de golpes para relaciones de periodo T_{286}/T_{284} de 1.242, 2.996 y 1.020, que corresponden a los modelos de 1.0E, 0.2E y 1.5E, respectivamente, para la condición cuando se varía la rigidez para el edificio de siete niveles y se mantiene en 1.0E la rigidez del edificio de cinco niveles. Todas las gráficas son resultados obtenidos para el suelo 1.

En las figuras 8.32 a 8.34, se muestran los números de golpes para tres relaciones de módulos de elasticidad, para cuando se mantiene con rigidez constante el edificio AO286: E, 0.2E y 1.5E. De esas relaciones de módulos de elasticidad, se presentaron los siguientes cocientes de periodos entre ambas estructuras $T_{286}/T_{284}=1.296$, 0.553 y 1.574, respectivamente. En las figuras 8.35 a 8.37 se muestran los números de golpes para relaciones de periodo T_{286}/T_{284} de 1.296, 3.166 y 1.065, que corresponden a los modelos de 1.0E, 0.2E y 1.5E, respectivamente, para la condición cuando se varía la rigidez para el edificio de siete niveles y se mantiene en 1.0E la rigidez del edificio de cinco niveles. Todas las gráficas son resultados obtenidos para el suelo 2.

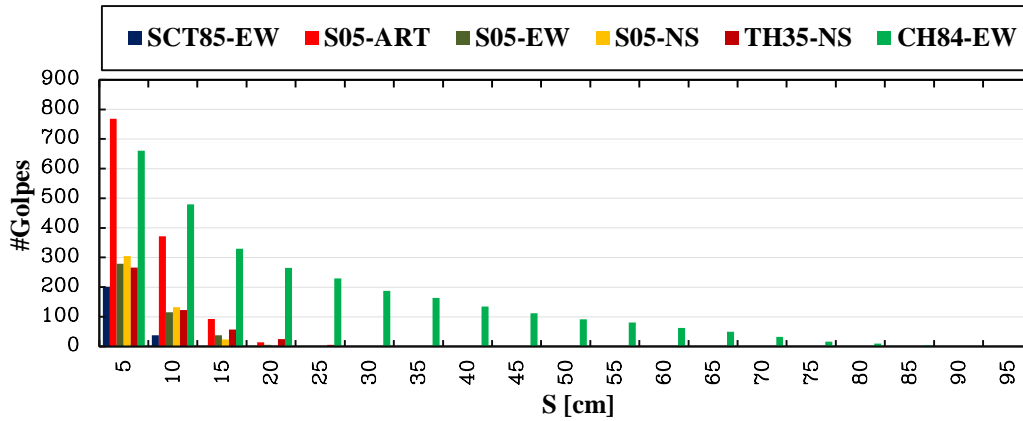


Figura 8.26. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.242$ para el suelo 1

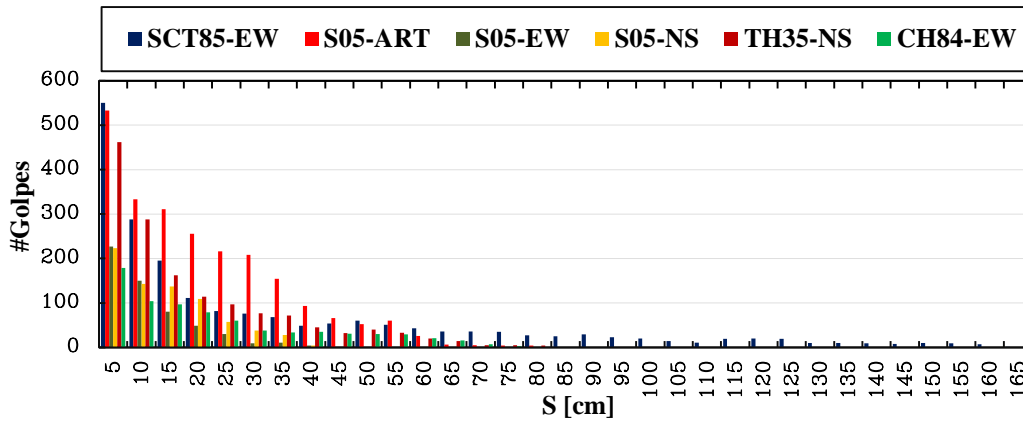


Figura 8.27. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 0.2EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 0.562$ para el suelo 1

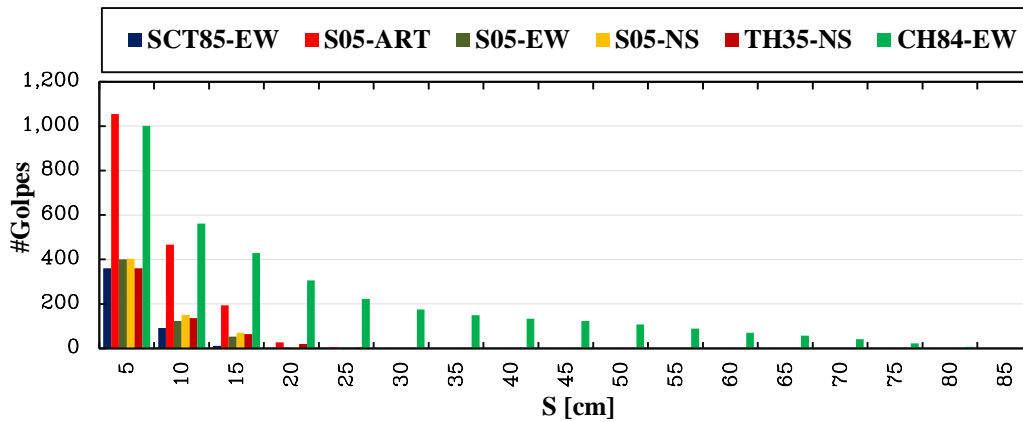


Figura 8.28. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.5EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.471$ para el suelo 1

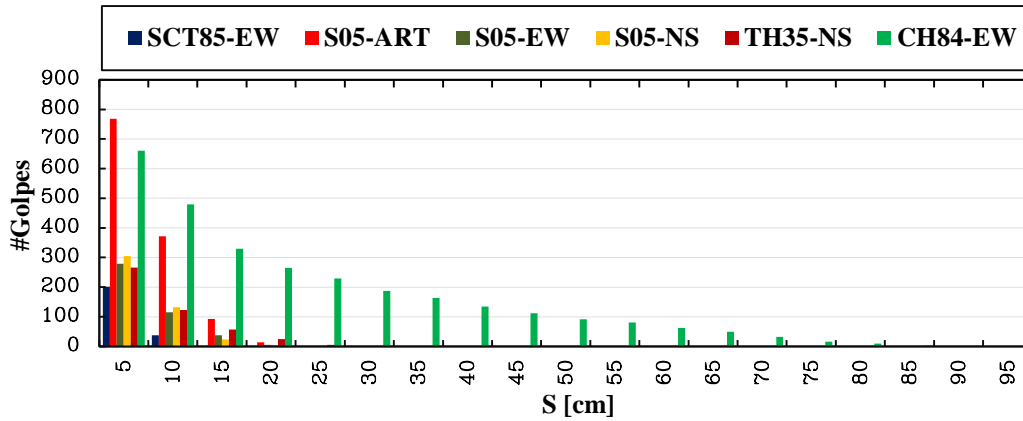


Figura 8.29. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.242$ para el suelo 1

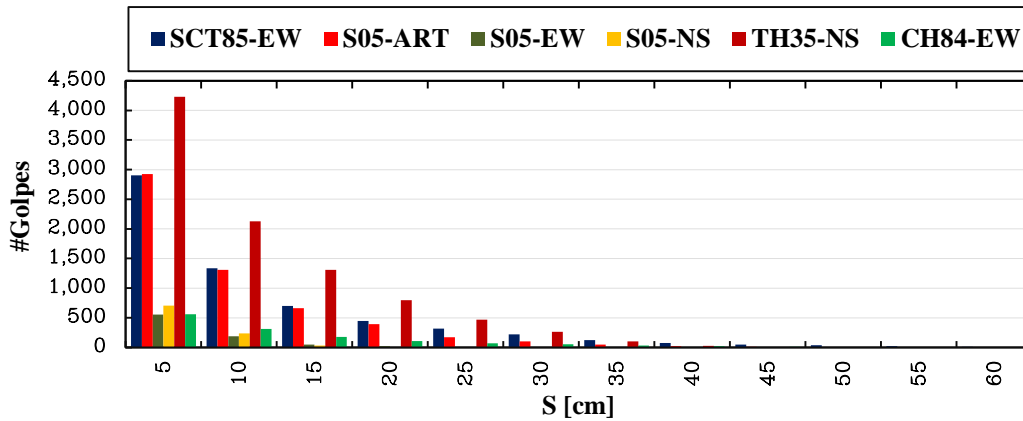


Figura 8.30. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 2.996$ para el suelo 1

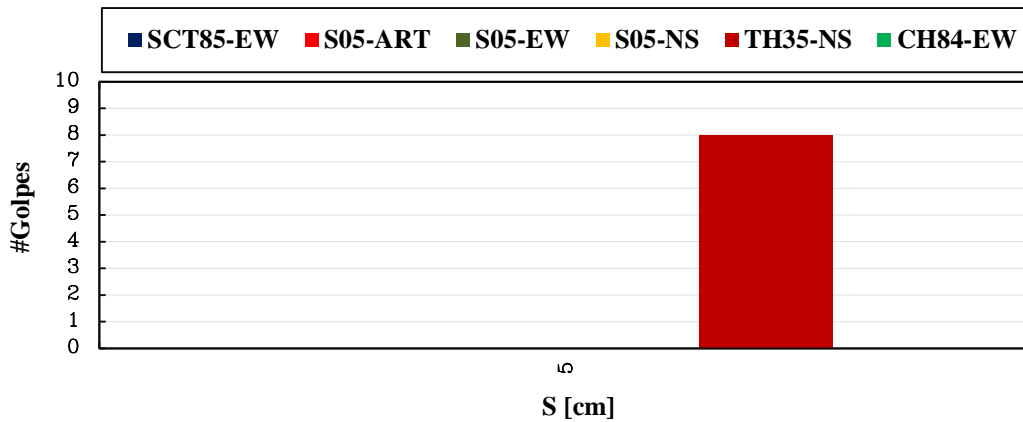


Figura 8.31. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.5EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.020$ para el suelo 1

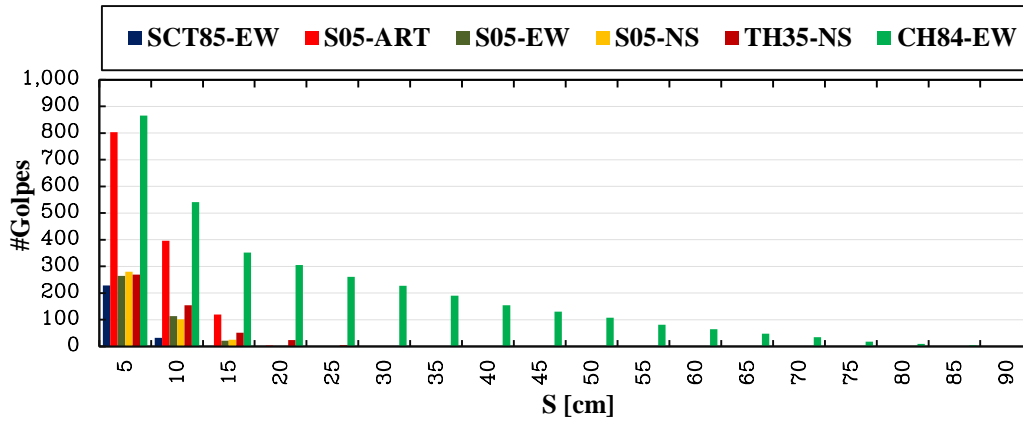


Figura 8.32. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.296$ para el suelo 2

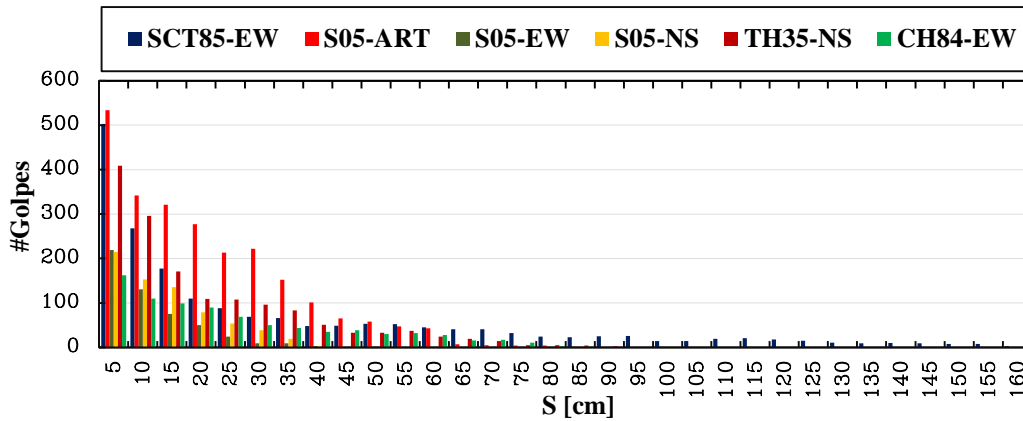


Figura 8.33. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 0.2EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 0.553$ para el suelo 2

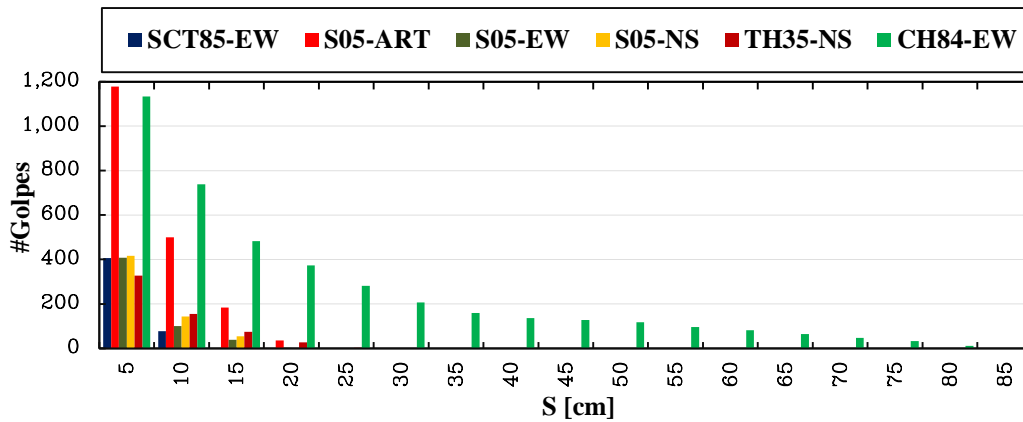


Figura 8.34. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.5EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.574$ para el suelo 2

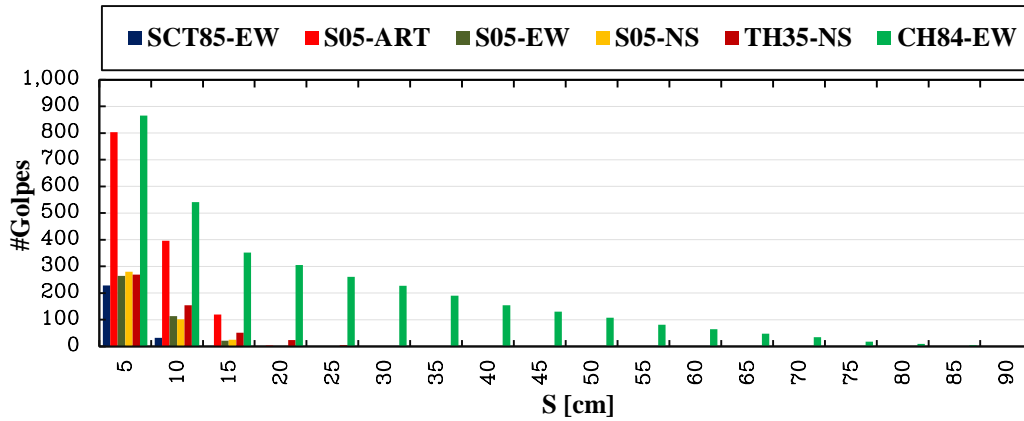


Figura 8.35. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.0EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.296$ para el suelo 2

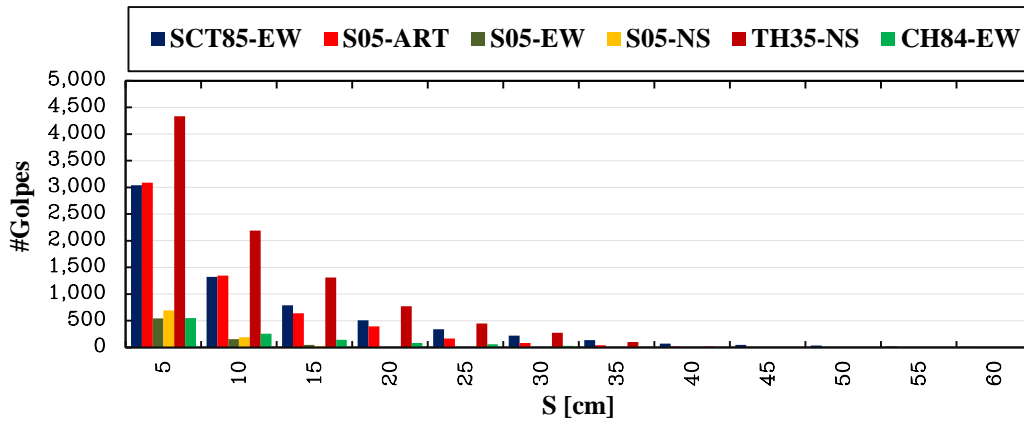


Figura 8.36. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 3.166$ para el suelo 2

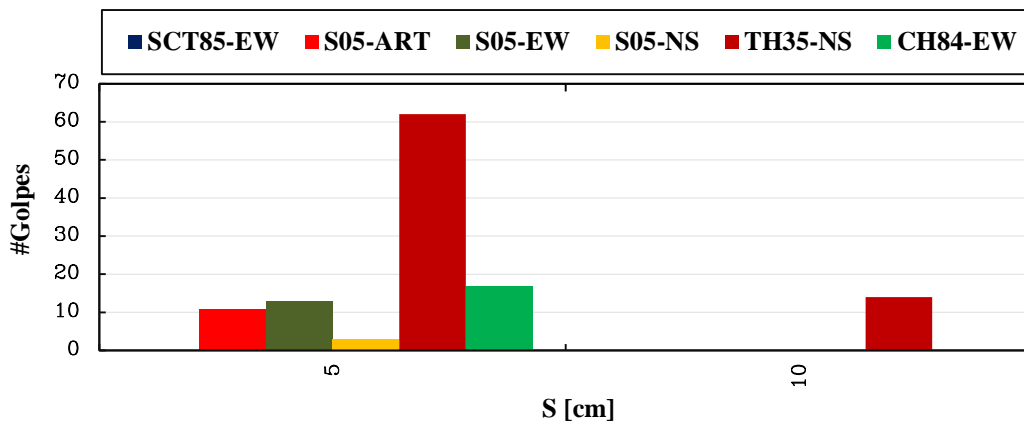


Figura 8.37. Gráfica de #Golpes vs S (cm) para el modelo 1.0EAO284 vs 1.5EAO286, con relación de periodo $T_{AO286}/T_{AO284} = 1.065$ para el suelo 2

8.2.3. Presentación de las respuestas máximas F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} y F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284}

Las respuestas máximas de fuerza de choque normalizada con respecto al peso de las estructuras contra las relaciones de periodos, se muestran en las figuras 8.38 a 8.40, para las separaciones entre los edificios de $S = 5$ cm, 25 cm y 100 cm, cuando las fuerzas de choque se normalizan con respecto a AO284. Se presentan en las figuras 8.41 a 8.43 para cuando las fuerzas de choque se normalizan con respecto a AO286 para las mismas separaciones. Cada una de esas gráficas son obtenidas de los modelos con el cambio de rigidez del edificio AO284 y rigidez constante (módulo de elasticidad nominal E) para el edificio AO286. Todas las gráficas corresponden a los análisis utilizando el suelo 1.

Para cuando se mantiene con rigidez constante (con módulo de elasticidad nominal E) al edificio AO284 y se varía la rigidez al edificio AO286, las respuestas máximas de fuerza de choque normalizada con respecto al peso de las estructuras contra las relaciones de periodos, se muestran en las figuras 8.44 a 8.46, para las separaciones entre los edificios de $S = 5$ cm, 25 cm y 100 cm, cuando las fuerzas de choque se normalizan con respecto a AO284. Se presentan en las figuras 8.47 a 8.49 para cuando las fuerzas de choque se normalizan con respecto a AO286 para las mismas separaciones. Todas las gráficas corresponden a los análisis utilizando el suelo 1.

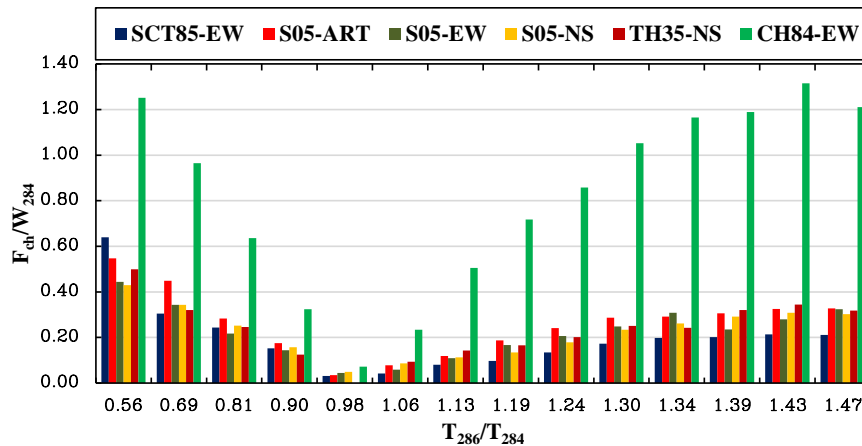


Figura 8.38. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 5$ cm y suelo 1, $W_{284} = 673.76$ ton

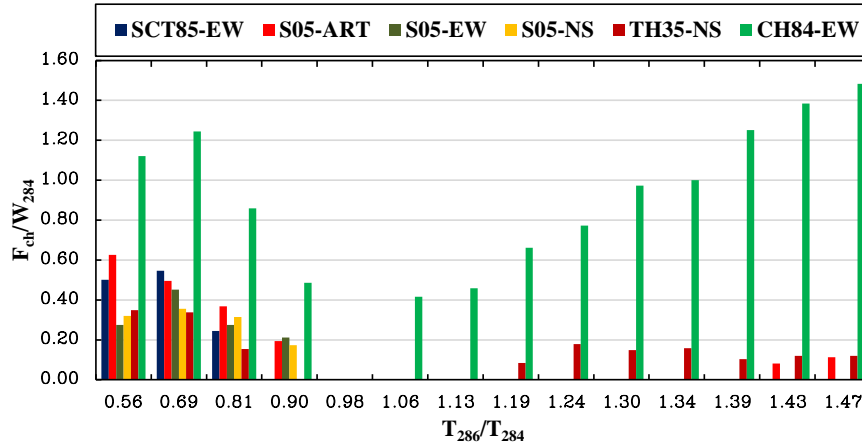


Figura 8.39. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 25$ cm y suelo 1, $W_{284} = 673.76$ ton

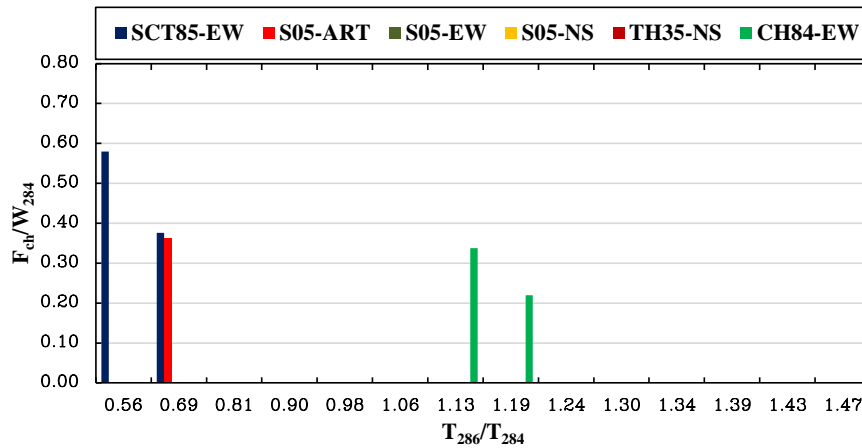


Figura 8.40. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 100$ cm y suelo 1, $W_{284} = 673.76$ ton

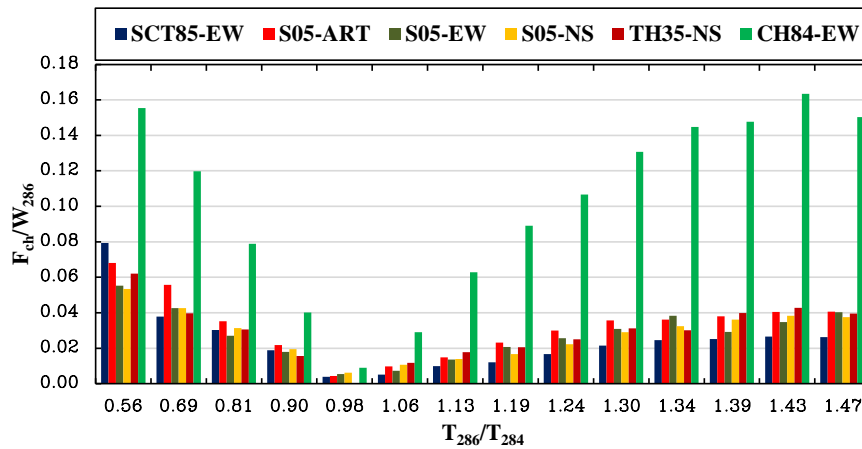


Figura 8.41. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 5$ cm y suelo 1, $W_{286} = 5118.72$ ton

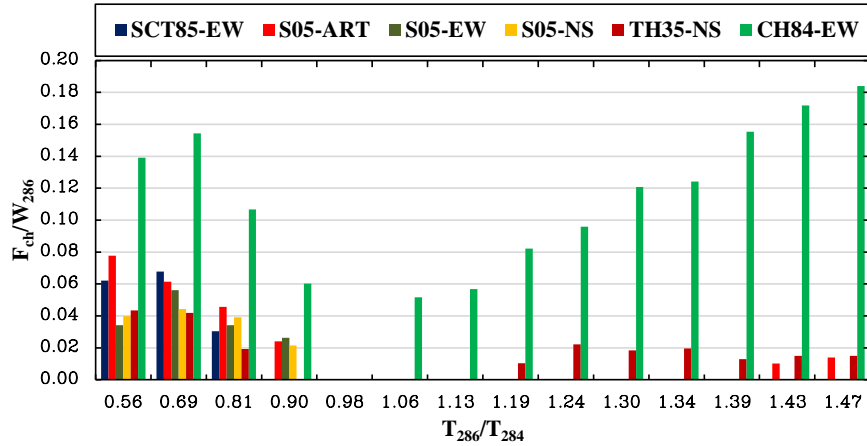


Figura 8.42. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 25$ cm y suelo 1, $W_{286} = 5118.72$ ton

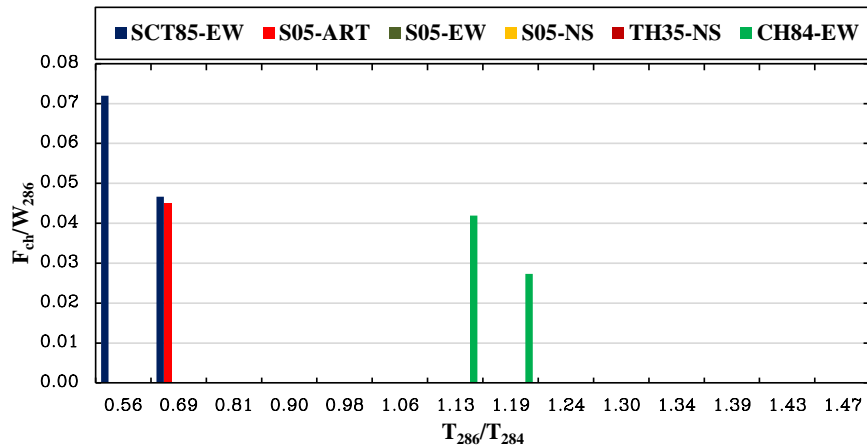


Figura 8.43. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 100$ cm y suelo 1, $W_{286} = 5118.72$ ton

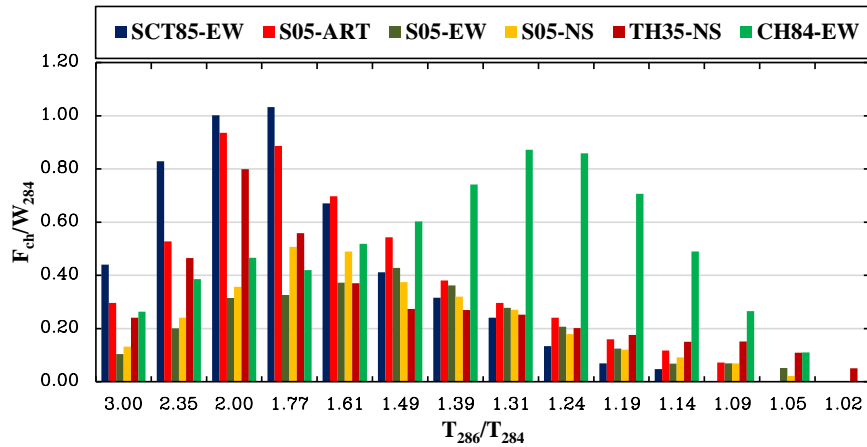


Figura 8.44. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 5$ cm y suelo 1, $W_{284} = 673.76$ ton

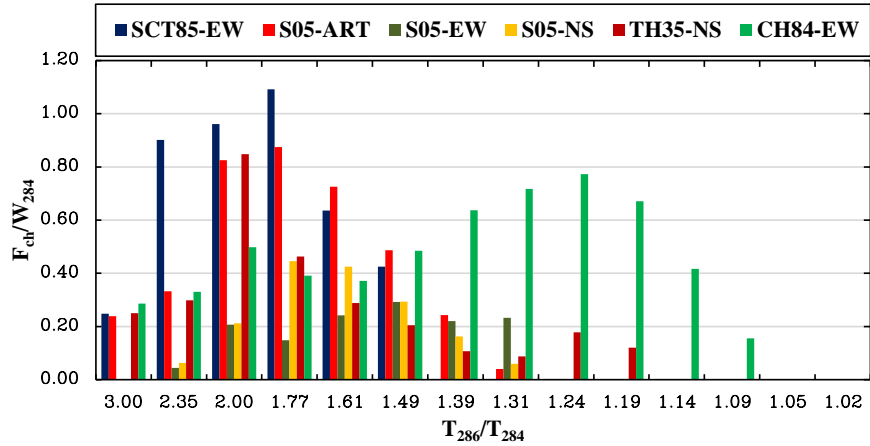


Figura 8.45. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 25$ cm y suelo 1, $W_{284} = 673.76$ ton

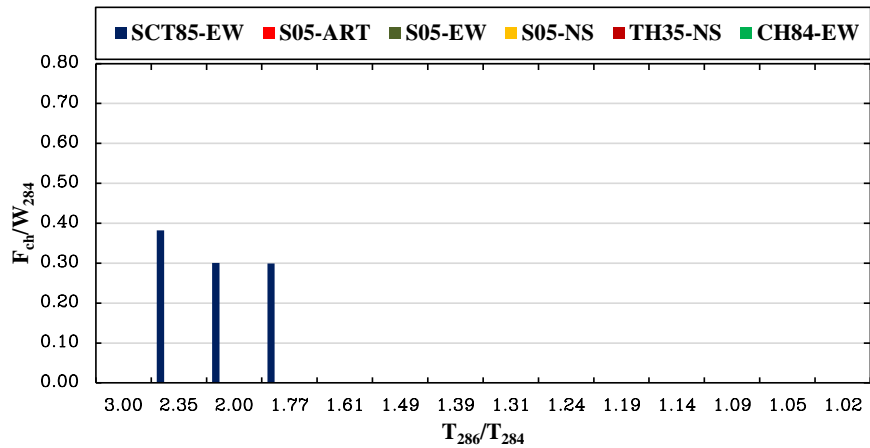


Figura 8.46. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 100$ cm y suelo 1, $W_{284} = 673.76$ ton

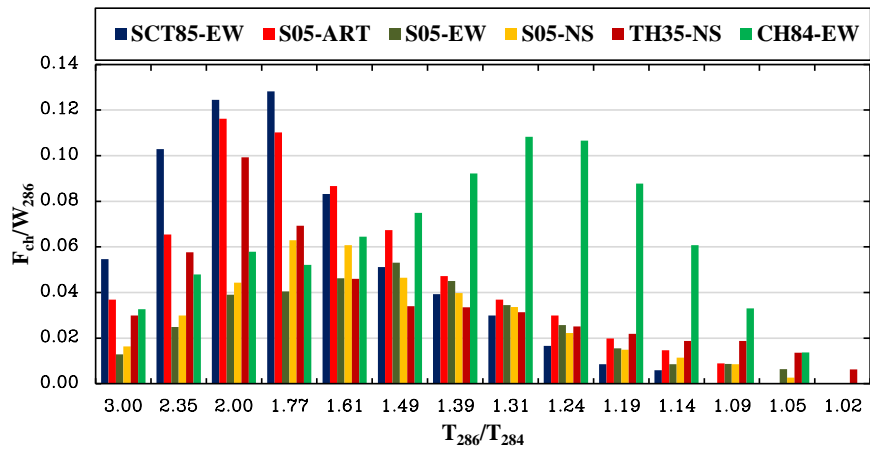


Figura 8.47. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 5$ cm y suelo 1, $W_{286} = 5118.72$ ton

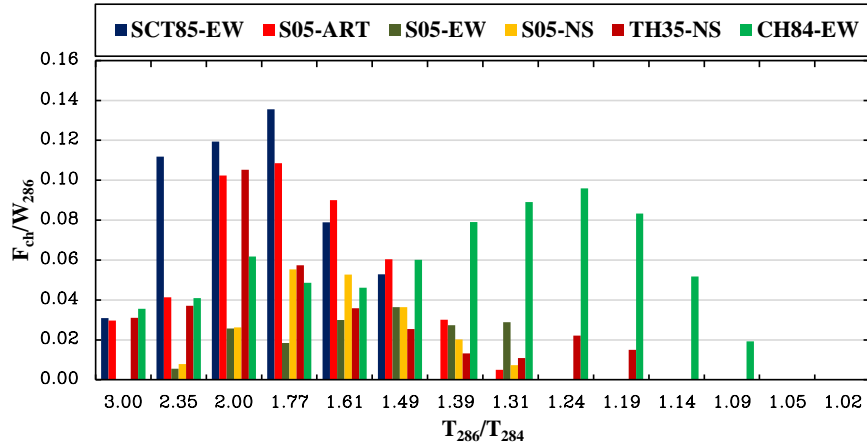


Figura 8.48. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 25$ cm y suelo 1, $W_{286} = 5118.72$ ton

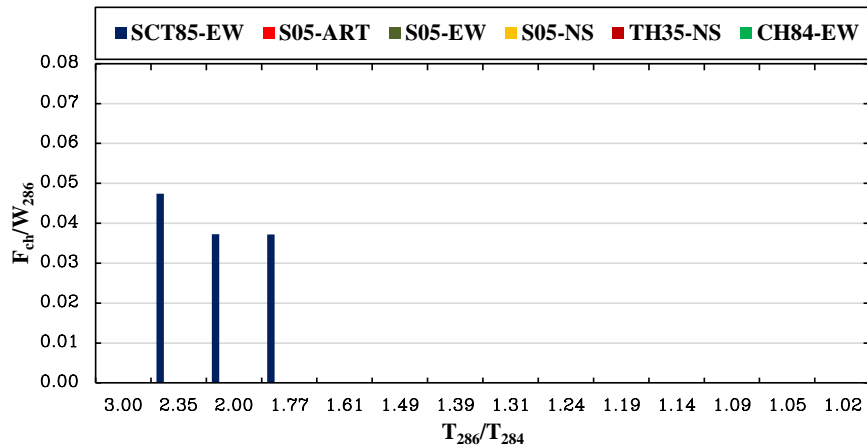


Figura 8.49. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 100$ cm y suelo 1, $W_{286} = 5118.72$ ton

Las respuestas máximas de fuerza de choque normalizada con respecto al peso de las estructuras contra las relaciones de periodos, se muestran en las figuras 8.50 a 8.52, para las separaciones entre los edificios de $S = 5$ cm, 25 cm y 100 cm, cuando las fuerzas de choque se normalizan con respecto a AO284. Se presentan en las figuras 8.53 a 8.55 para cuando las fuerzas de choque se normalizan con respecto a AO286 para las mismas separaciones. Cada una de esas gráficas son obtenidas de los modelos con el cambio de rigidez del edificio AO284 y rigidez constante (módulo de elasticidad nominal E) para el edificio AO286. Todas las gráficas corresponden a los análisis utilizando el suelo 2.

Para cuando se mantiene con rigidez constante (con módulo de elasticidad nominal E) al edificio AO284 y se varía la rigidez al edificio AO286, las respuestas máximas de fuerza de choque normalizada con respecto al peso de las estructuras contra las relaciones de periodos, se muestran en las figuras 8.56 a 8.58, para las separaciones entre los edificios de $S = 5$ cm, 25 cm y 100 cm, cuando las fuerzas de choque se normalizan con respecto a AO284. Se presentan en las figuras 8.59 a 8.61 para cuando las fuerzas de choque se normalizan con respecto a AO286 para las mismas separaciones. Todas las gráficas corresponden a los análisis utilizando el suelo 2.

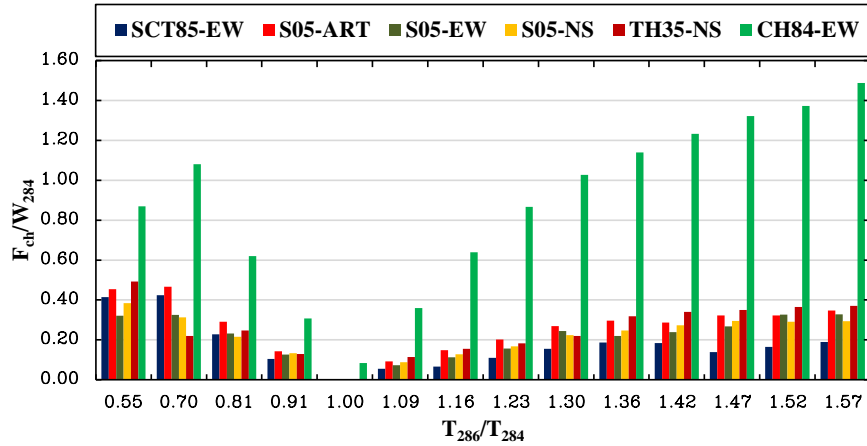


Figura 8.50. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 5$ cm y suelo 2, $W_{284} = 673.76$ ton

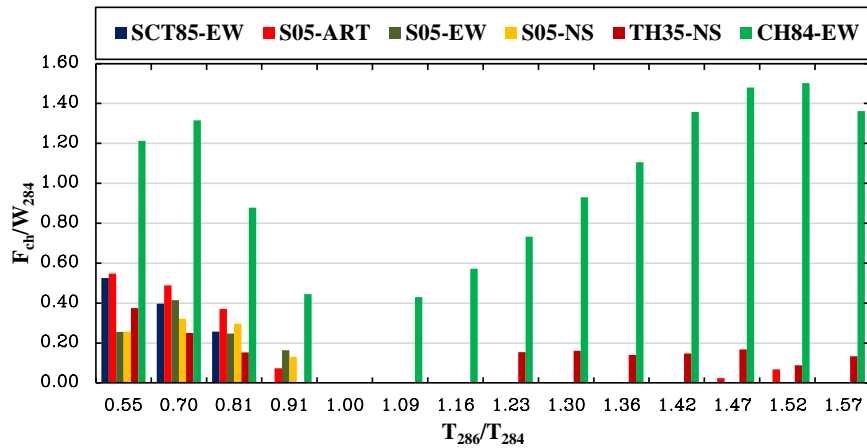


Figura 8.51. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 25$ cm y suelo 2, $W_{284} = 673.76$ ton

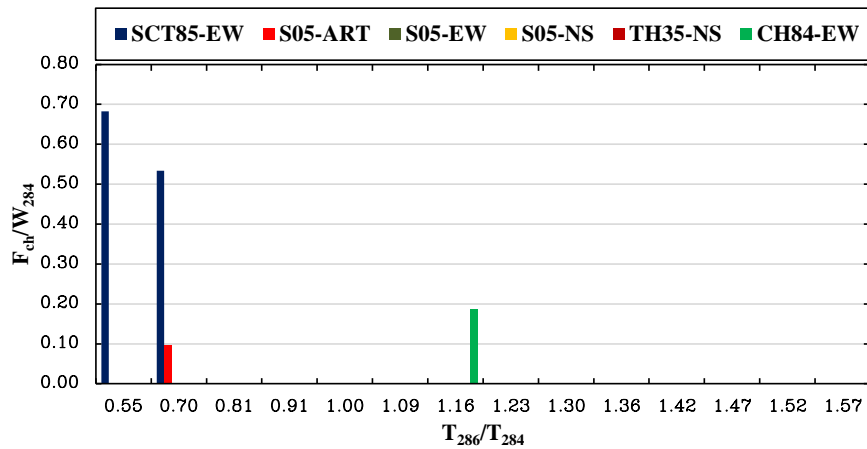


Figura 8.52. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 100$ cm y suelo 2, $W_{284} = 673.76$ ton

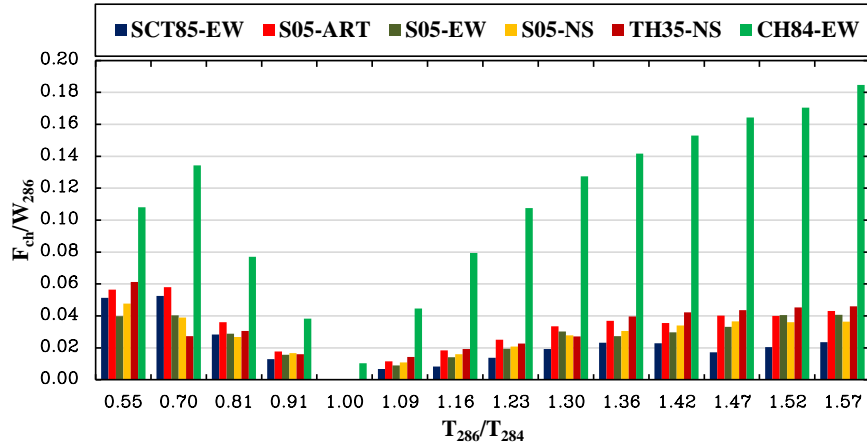


Figura 8.53. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 5$ cm y suelo 2, $W_{286} = 5118.72$ ton

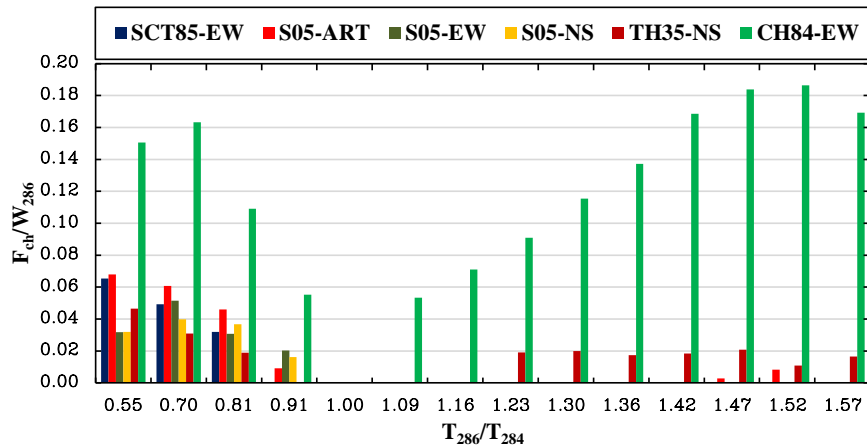


Figura 8.54. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 25$ cm y suelo 2, $W_{286} = 5118.72$ ton

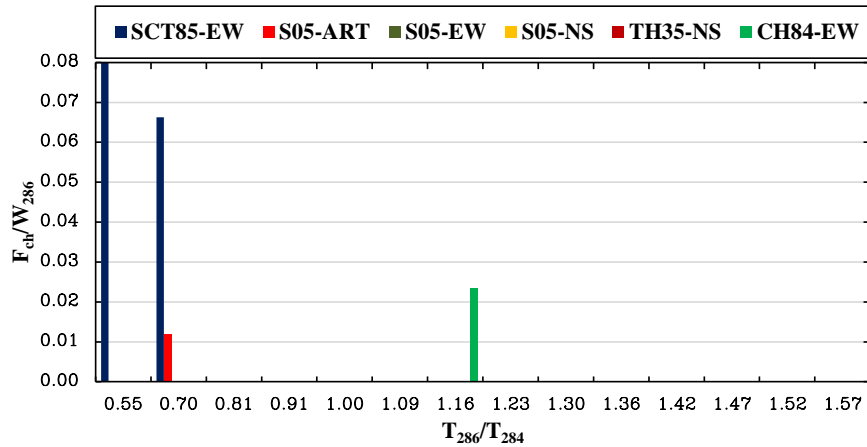


Figura 8.55. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación de $S = 100$ cm y suelo 2, $W_{286} = 5118.72$ ton

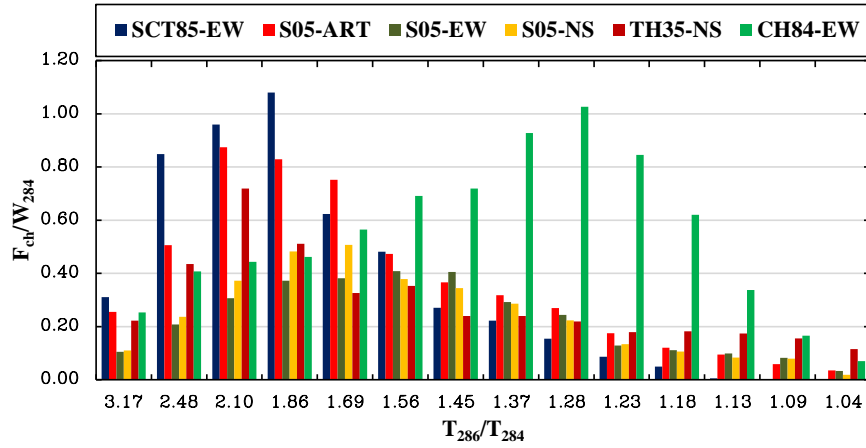


Figura 8.56. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 5c$ m y suelo 2, $W_{284} = 673.76$ ton

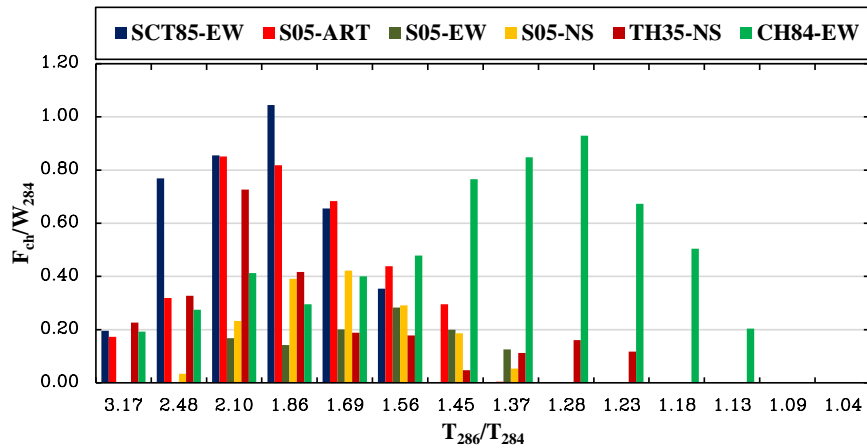


Figura 8.57. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 25$ cm y suelo 2, $W_{284} = 673.76$ ton

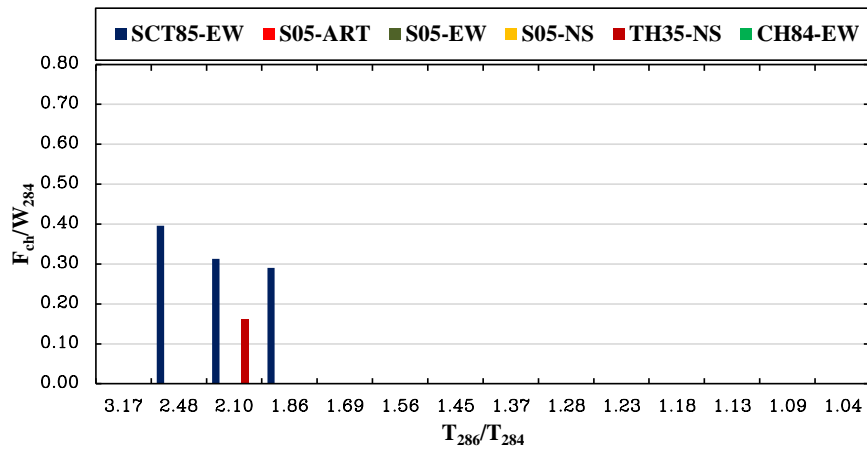


Figura 8.58. Gráfica de F_{ch}/W_{284} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 100$ cm y suelo 2, $W_{284} = 673.76$ ton

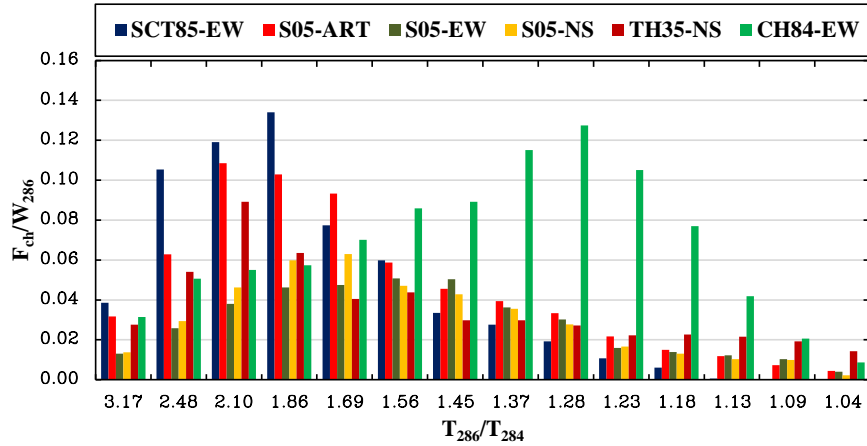


Figura 8.59. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 5$ cm y suelo 2, $W_{286} = 5118.72$ ton

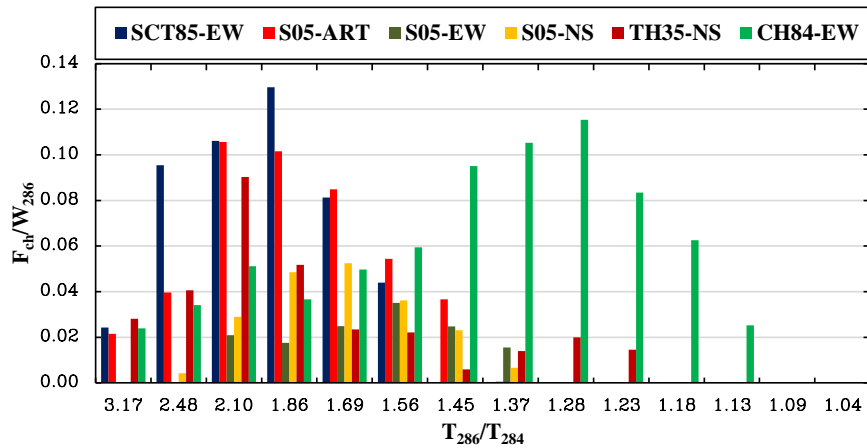


Figura 8.60. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 25$ cm y suelo 2, $W_{286} = 5118.72$ ton

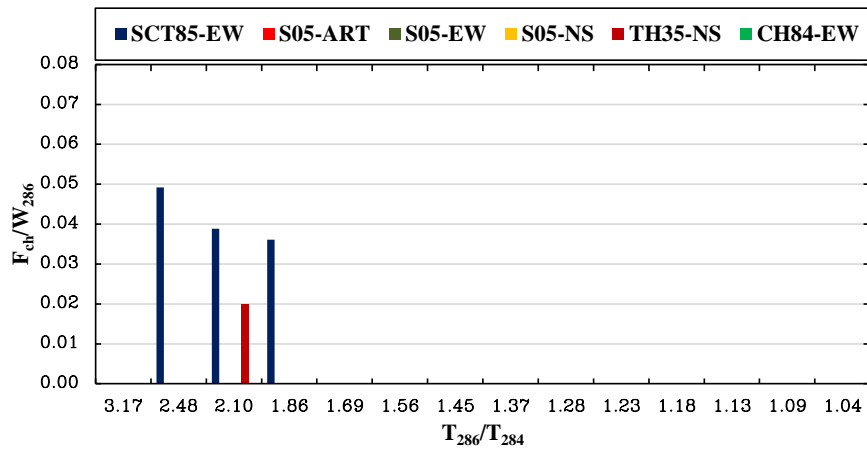


Figura 8.61. Gráfica de F_{ch}/W_{286} vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación de $S = 100$ cm y suelo 2, $W_{286} = 5118.72$ ton

De las gráficas presentadas, se observa que para los dos tipos de suelos, las relaciones de periodos que tienden a uno, las fuerzas de golpeteo máximas son pequeñas o nulas, en comparación a cuando las relaciones de periodos son mayores o menores a la unidad. También se observa que cuando se mantiene la rigidez constante de AO286, para relaciones de periodos mayores a uno (el edificio AO284 es más rígido) el golpeteo se va presentando cada vez menos conforme se va aumentando la separación para los distintos registros, pero cuando se mantiene la rigidez constante de AO284, se presenta golpeteo conforme las relaciones de periodos van siendo mayores a uno (se va flexibilizando a AO286).

8.2.4. Presentación de las respuestas máximas #Golpes vs T_{286}/T_{284}

En las figuras 8.62 a 8.66, se presentan el total de número de golpes contra las relaciones de periodos para cuando se mantiene con rigidez constante a AO286, para el suelo 1 y separaciones de $S = 5$ cm, 10 cm, 25 cm, 50 cm y 100 cm.

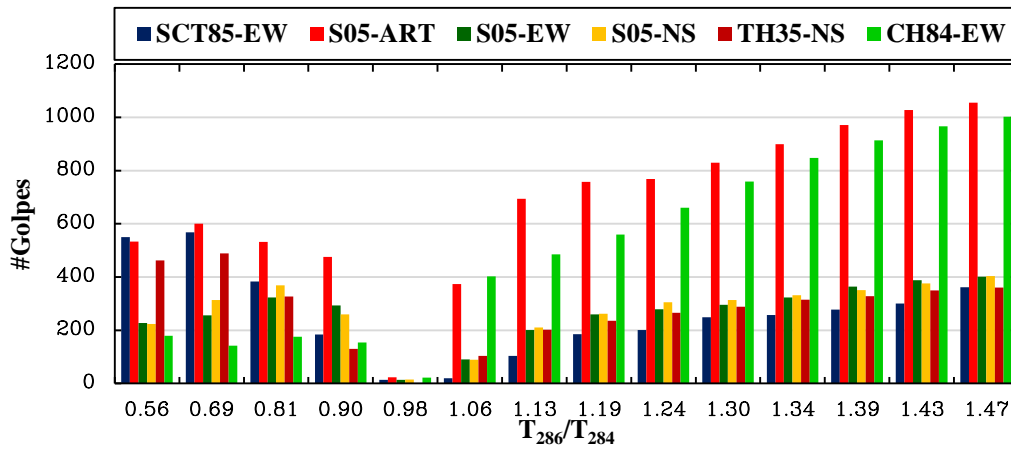


Figura 8.62. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para el suelo 1 y para una separación $S = 5$ cm.

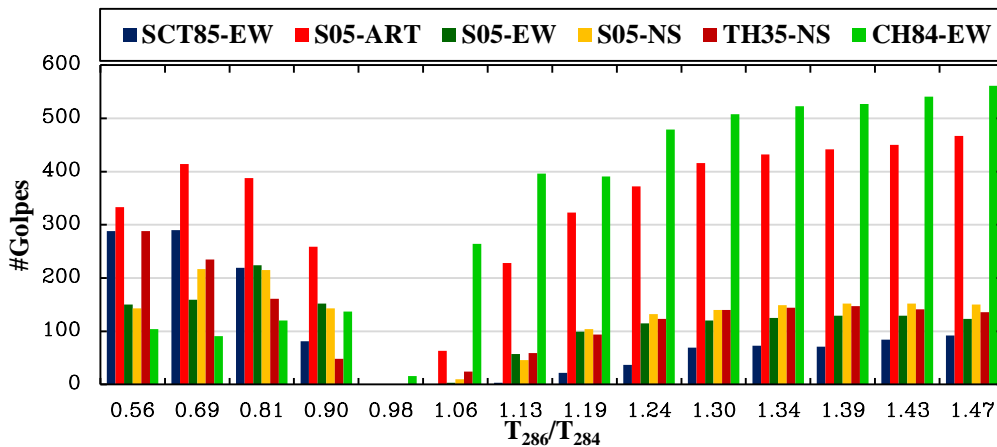


Figura 8.63. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para el suelo 1 y para una separación $S = 10$ cm.

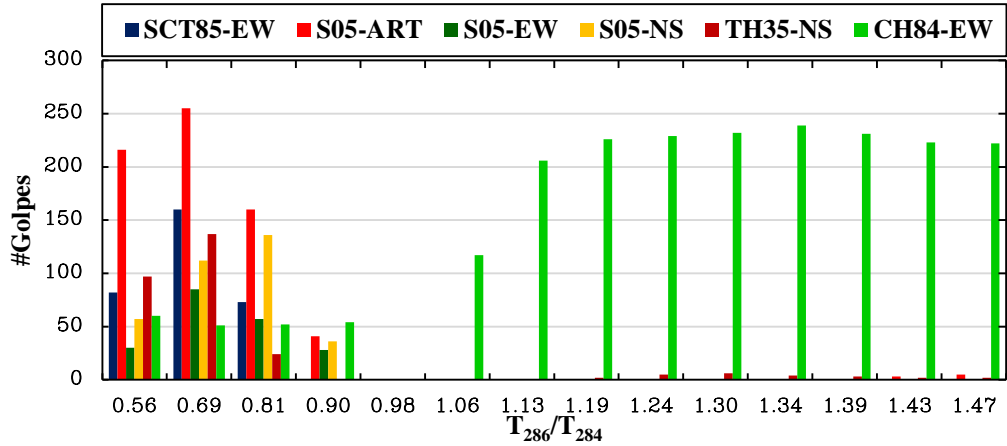


Figura 8.64. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para el suelo 1 y para una separación $S = 25$ cm.

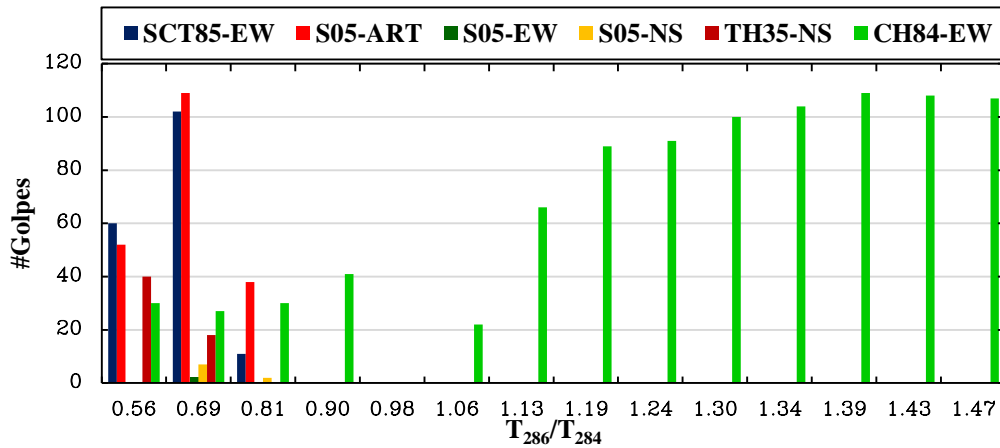


Figura 8.65. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para el suelo 1 y para una separación $S = 50$ cm.

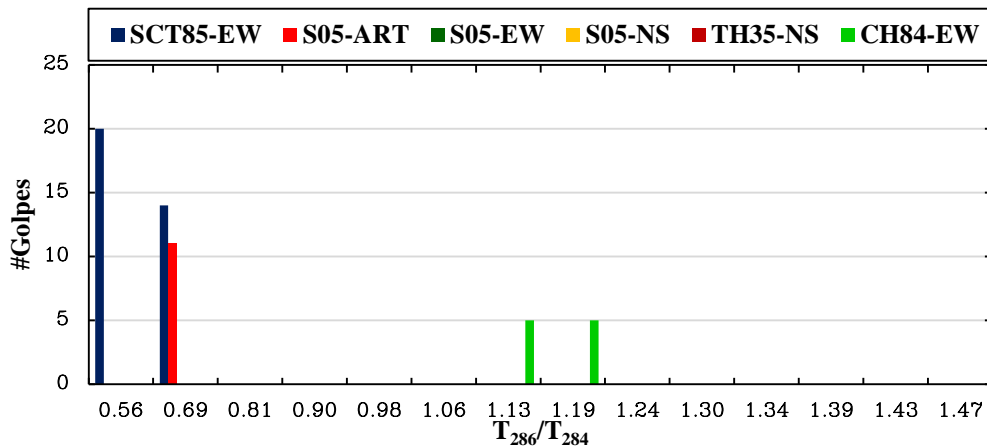


Figura 8.66. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para el suelo 1 y para una separación $S = 100$ cm.

En las figuras 8.67 a 8.71, se presentan el total de número de golpes contra las relaciones de periodos para cuando se mantiene con rigidez constante a AO286, para el suelo 2 y separaciones de $S = 5$ cm, 10 cm, 25 cm, 50 cm y 100 cm.

En las figuras 8.72 a 8.76, se presentan el total de número de golpes contra las relaciones de periodos para cuando se mantiene con rigidez constante a AO284, para el suelo 1 y separaciones de $S = 5$ cm, 10 cm, 25 cm, 50 cm y 100 cm.

En las figuras 8.77 a 8.81, se presentan el total de número de golpes contra las relaciones de periodos para cuando se mantiene con rigidez constante a AO284, para el suelo 2 y separaciones de $S = 5$ cm, 10 cm, 25 cm, 50 cm y 100 cm.

En las gráficas se observa que para relaciones de periodos cercanos a uno, los números de golpes van disminuyendo para los dos tipos de suelos, y que el registro que presentó un mayor número de golpes fue CH84-EW.

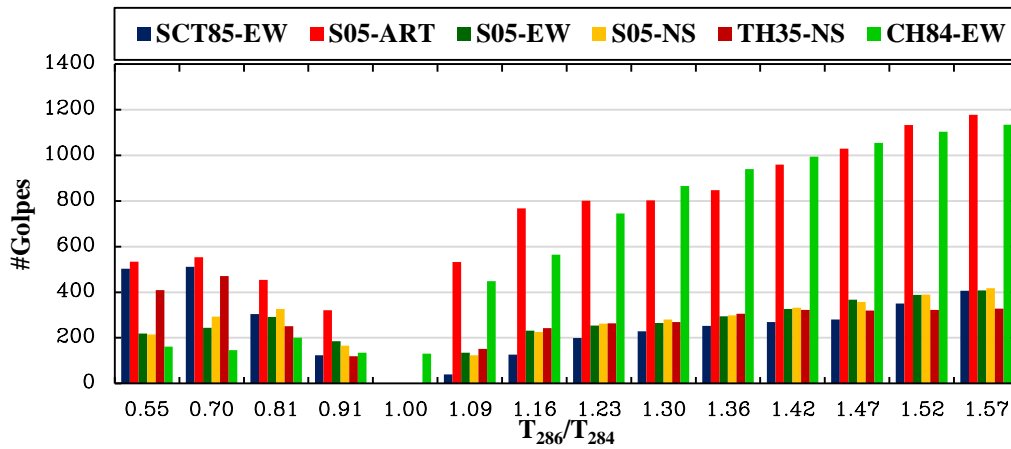


Figura 8.67. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para el suelo 2 y para una separación $S = 5$ cm.

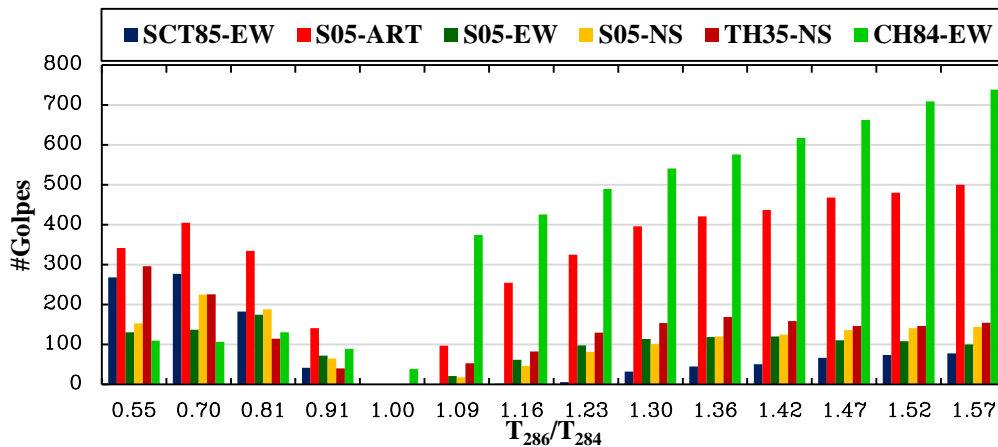


Figura 8.68. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para el suelo 2 y para una separación $S = 10$ cm.

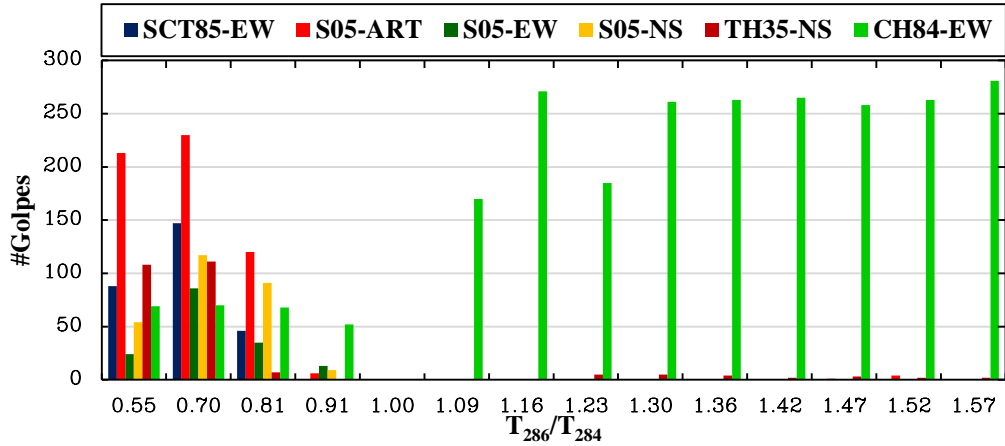


Figura 8.69. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para el suelo 2 y para una separación $S = 25$ cm.

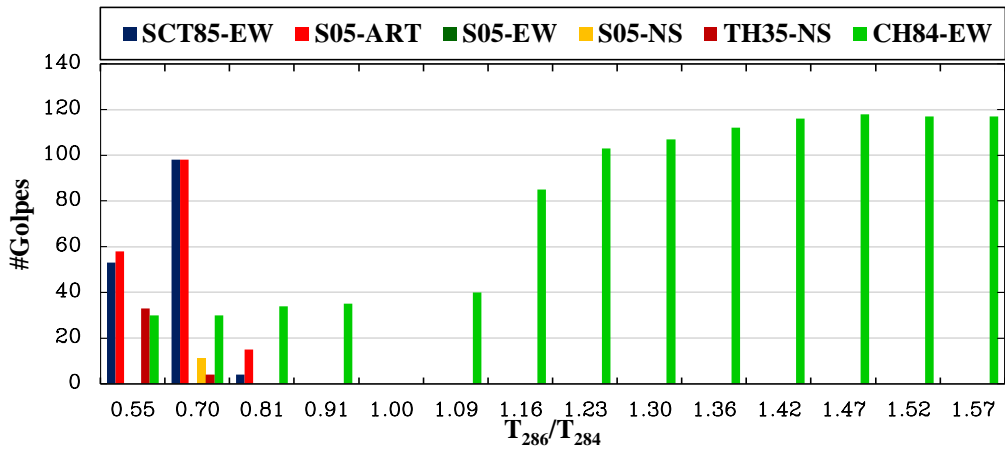


Figura 8.70. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para el suelo 2 y para una separación $S = 50$ cm.

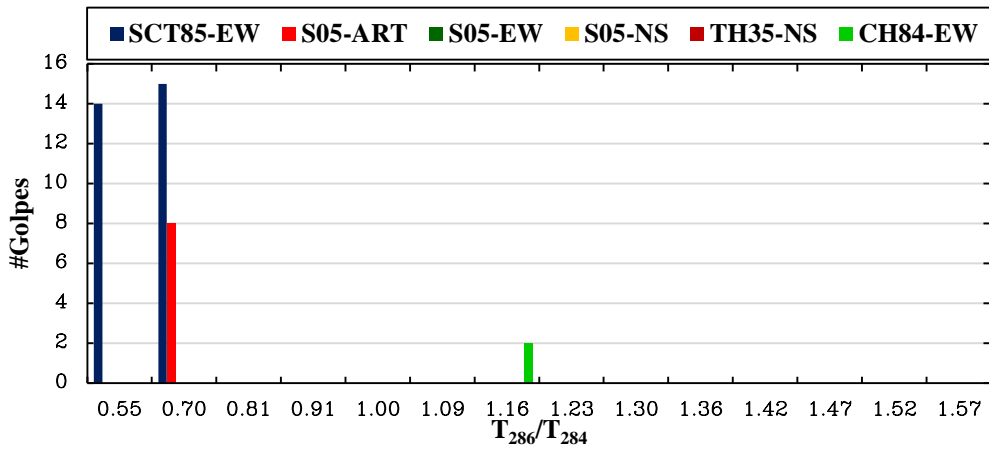


Figura 8.71. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para el suelo 2 y para una separación $S = 100$ cm.

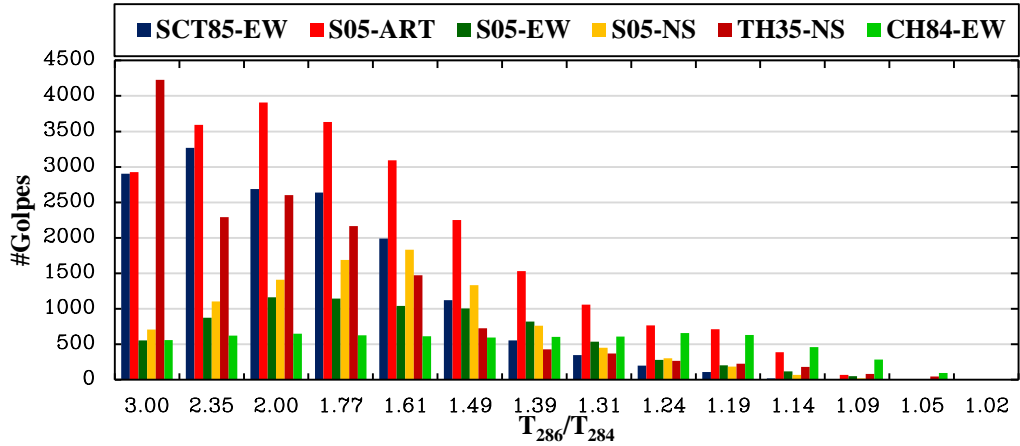


Figura 8.72. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para el suelo 1 y para una separación $S = 5$ cm.

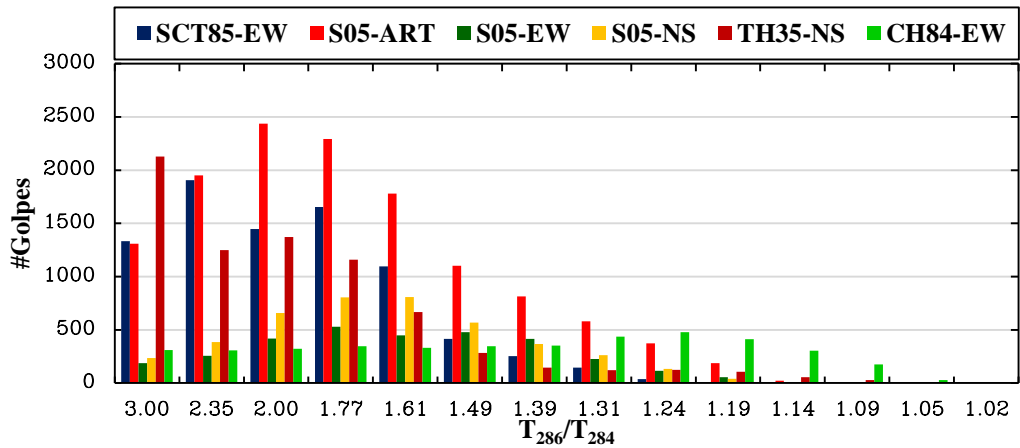


Figura 8.73. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para el suelo 1 y para una separación $S = 10$ cm.

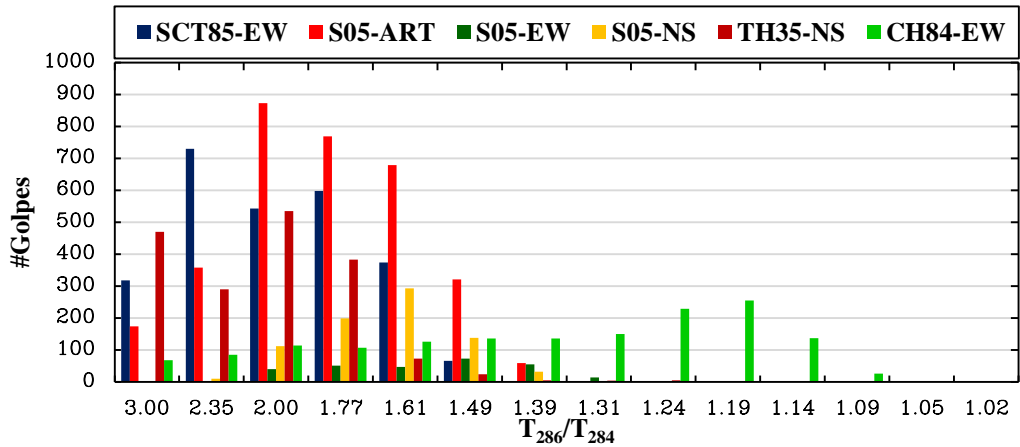


Figura 8.74. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para el suelo 1 y para una separación $S = 25$ cm.

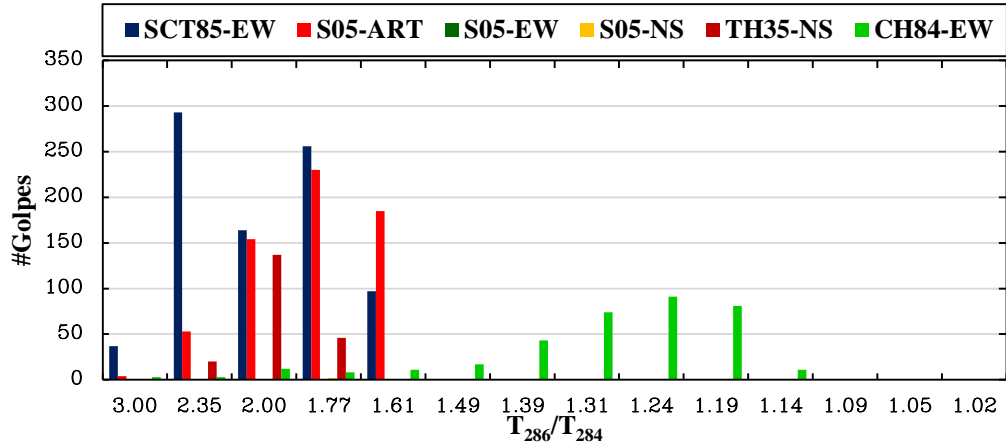


Figura 8.75. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para el suelo 1 y para una separación $S = 50$ cm.

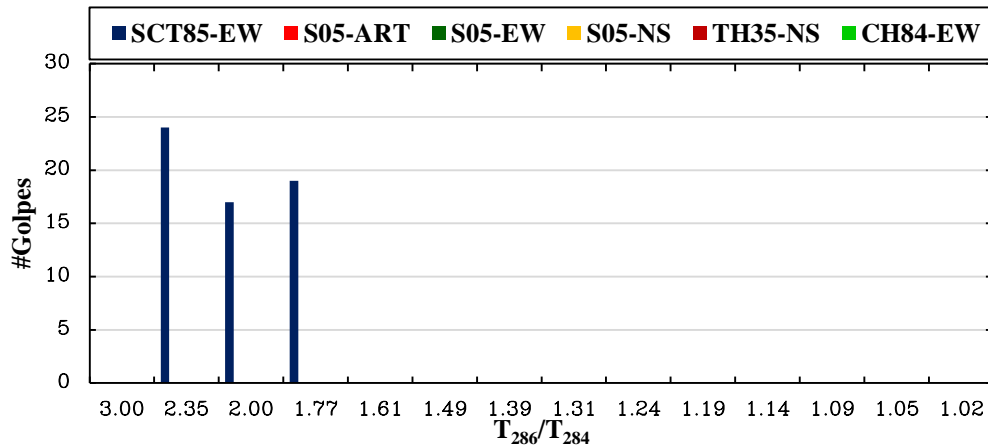


Figura 8.76. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para el suelo 1 y para una separación $S = 100$ cm.

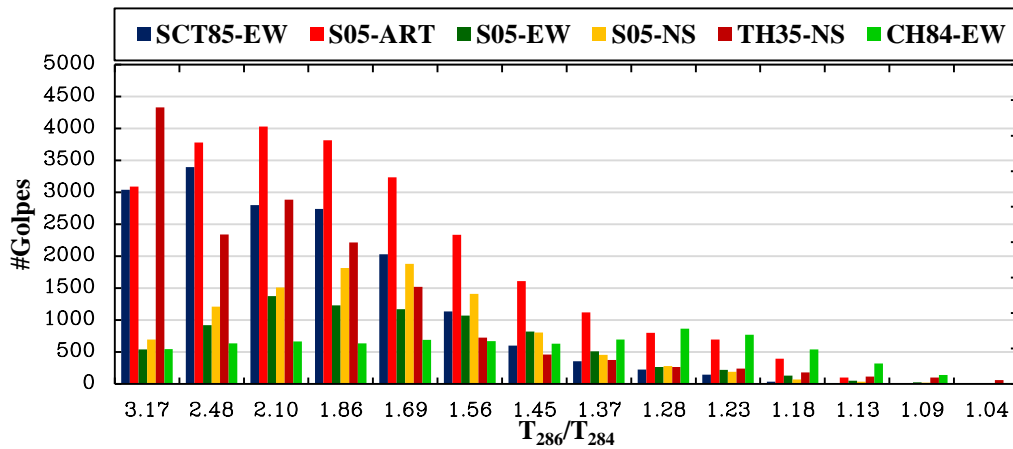


Figura 8.77. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para el suelo 2 y para una separación $S = 5$ cm.

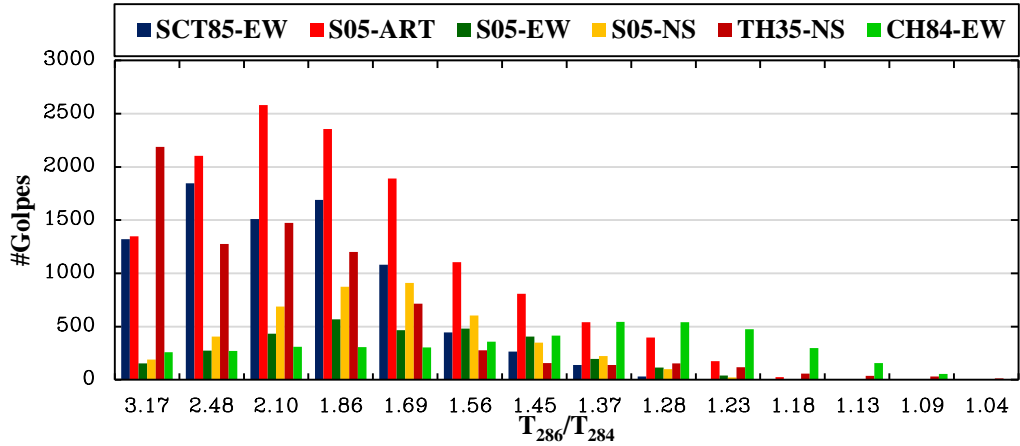


Figura 8.78. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para el suelo 2 y para una separación $S = 10$ cm.

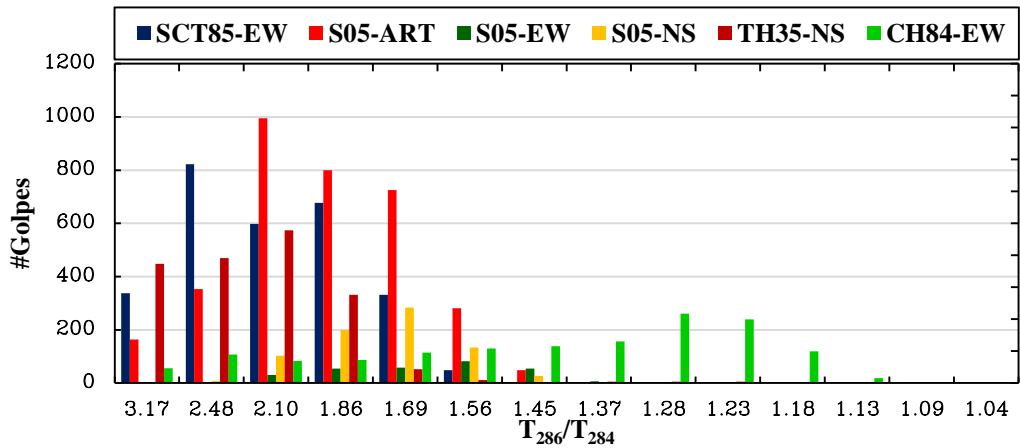


Figura 8.79. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para el suelo 2 y para una separación $S = 25$ cm.

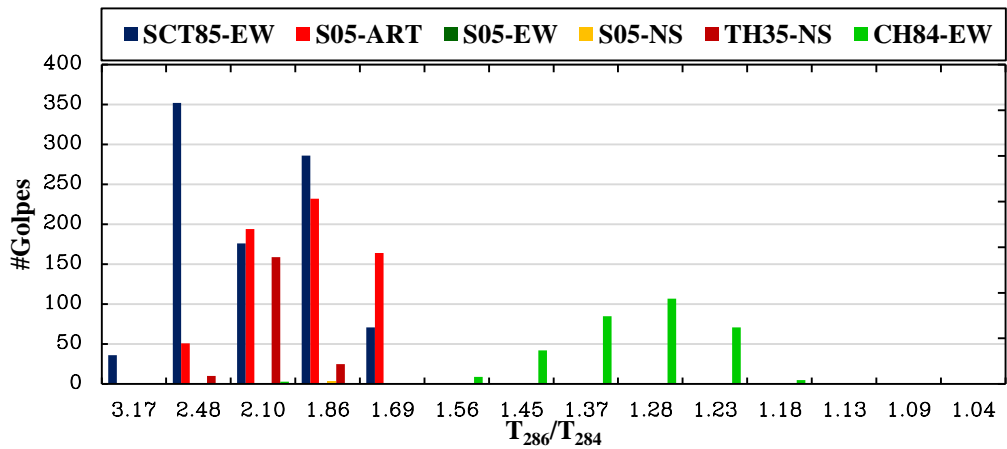


Figura 8.80. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para el suelo 2 y para una separación $S = 50$ cm.

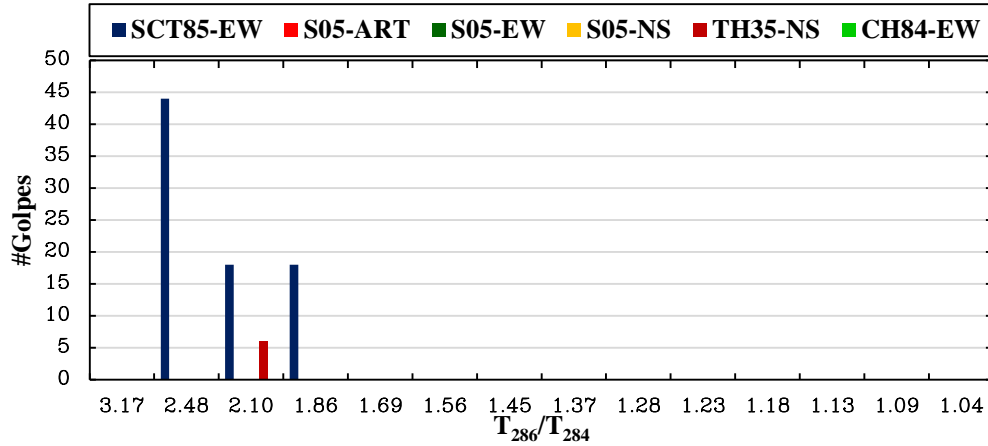


Figura 8.81. Gráfica de #Golpes vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para el suelo 2 y para una separación $S = 100$ cm.

8.2.5. Presentación de las respuestas máximas de $\Delta_{286-gap}/\Delta_{284-gap}$ vs T_{286}/T_{284}

En las figuras 8.82 a 8.84 se presentan los resultados para separaciones de $S = 5$ cm, 50 cm y 100 cm, cuando se mantiene con rigidez constante a AO286, y en las figuras 8.85 a 8.87 para cuando se mantiene con rigidez constante a AO284. Ambos casos para el suelo tipo 1.

En las figuras 8.88 a 8.90 se presentan los resultados para separaciones de $S = 5$ cm, 50 cm y 100 cm, cuando se mantiene con rigidez constante a AO286, y en las figuras 8.91 a 8.93 para cuando se mantiene con rigidez constante a AO284. Ambos casos para el suelo tipo 2.

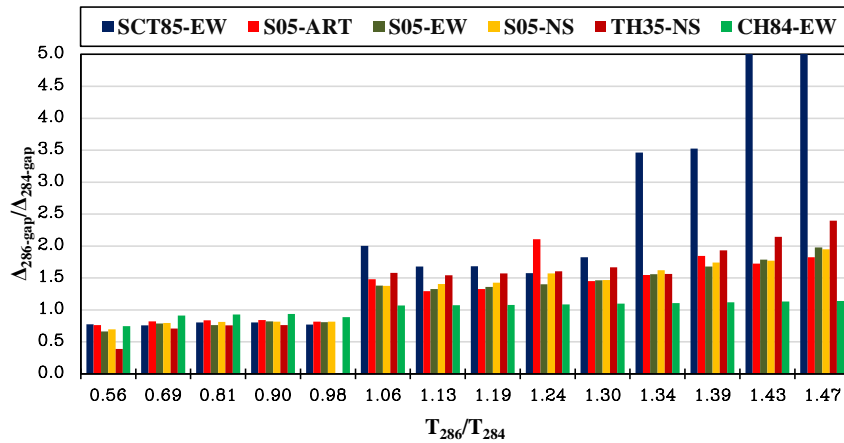


Figura 8.82. Gráfica de $\Delta_{286-gap}/\Delta_{284-gap}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 5$ cm y suelo 1

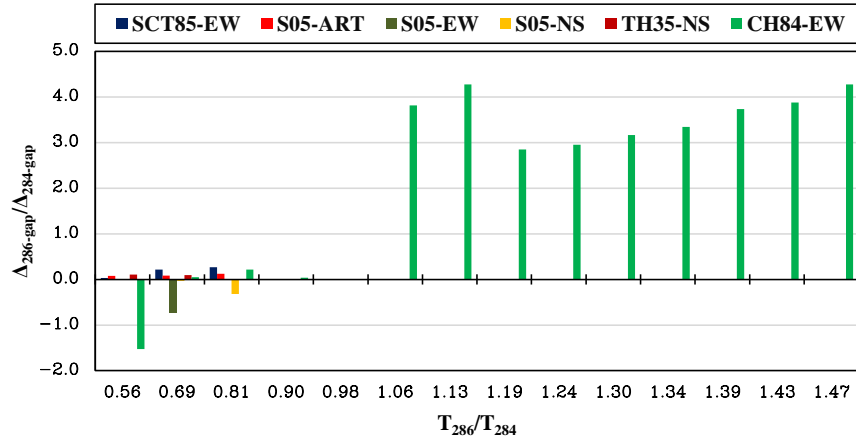


Figura 8.83. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 50$ cm y suelo 1

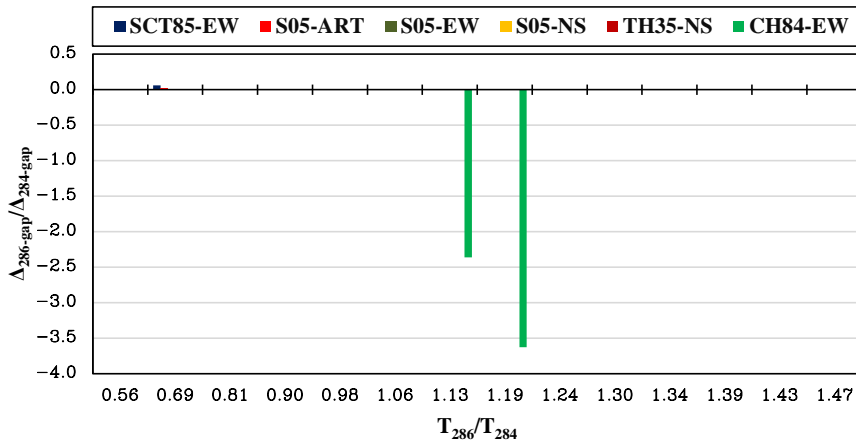


Figura 8.84. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 100$ cm y suelo 1

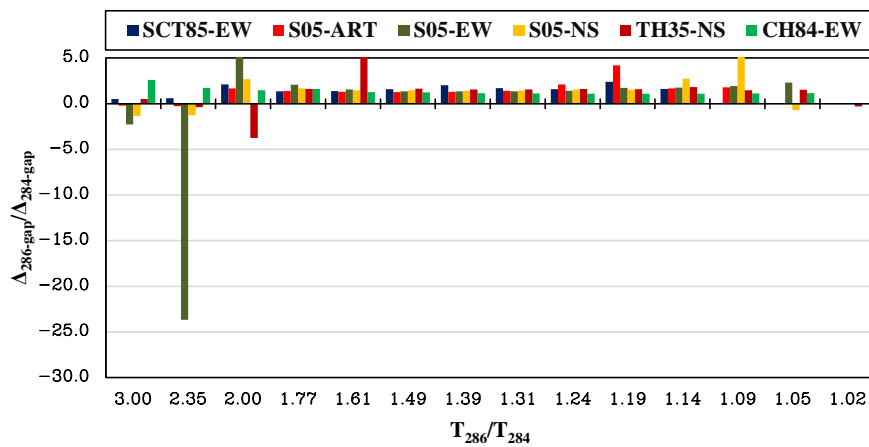


Figura 8.85. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 5$ cm y suelo 1

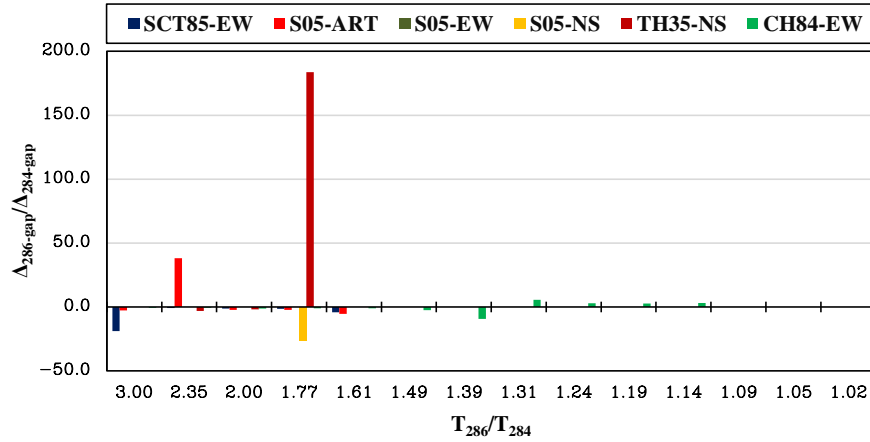


Figura 8.86. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 50$ cm y suelo 1

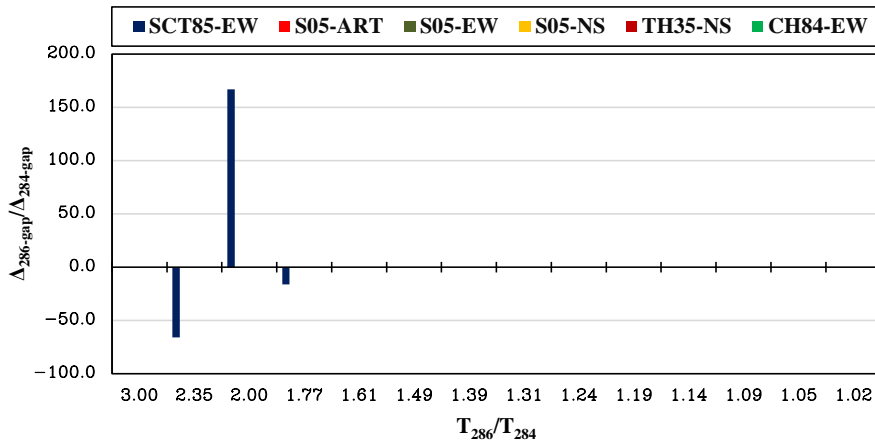


Figura 8.87. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 100$ cm y suelo 1

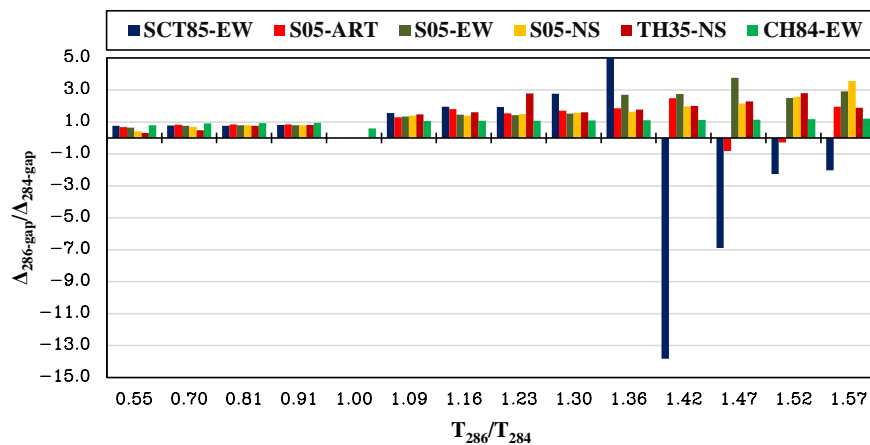


Figura 8.88. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 5$ cm y suelo 2

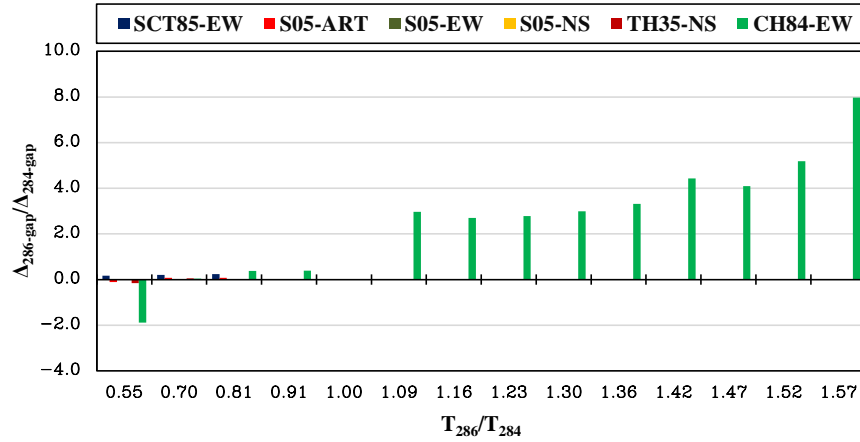


Figura 8.89. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 50$ cm y suelo 2

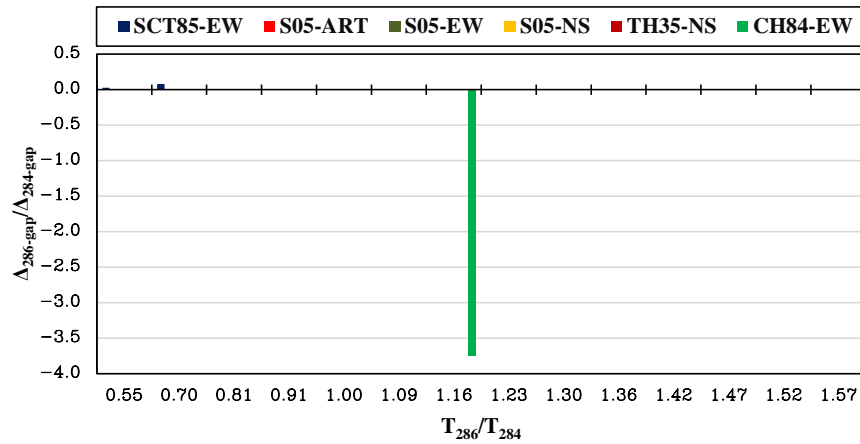


Figura 8.90. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 100$ cm y suelo 2

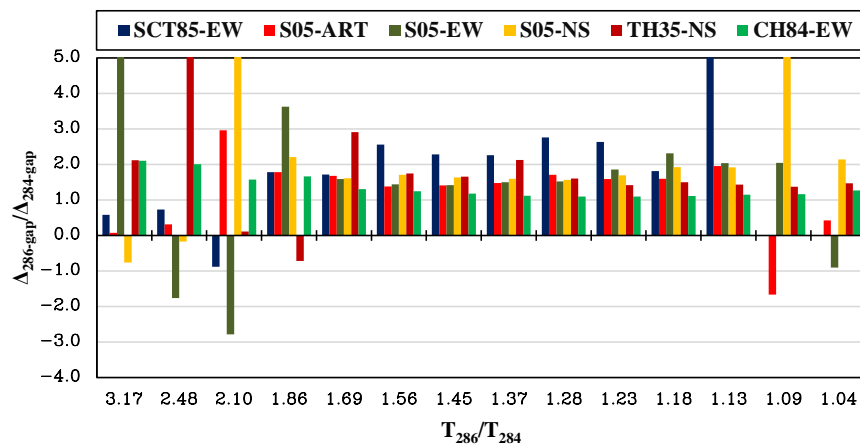


Figura 8.91. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 5$ cm y suelo 2

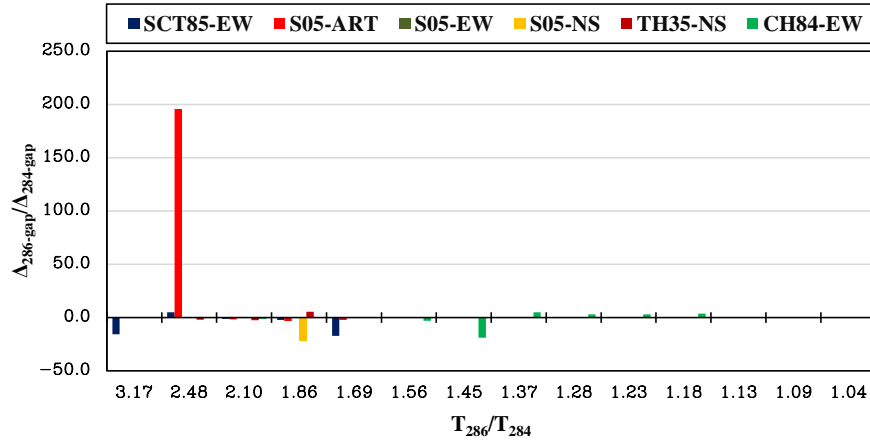


Figura 8.92. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 50$ cm y suelo 2

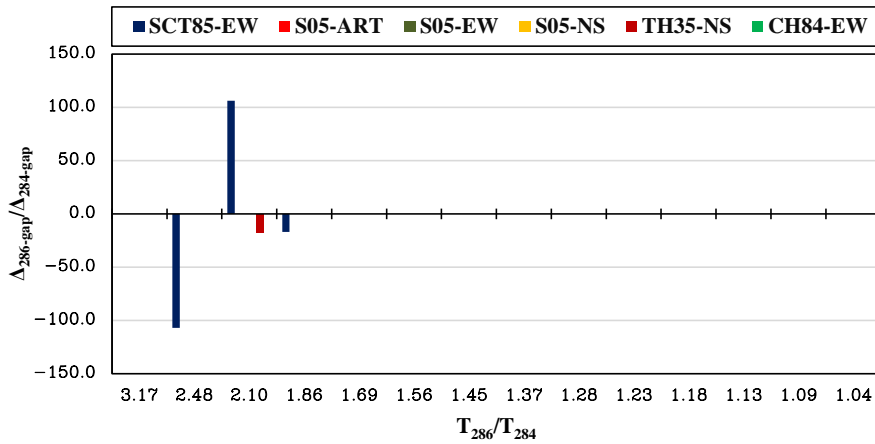


Figura 8.93. Gráfica de $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 100$ cm y suelo 2

En las gráficas mostradas anteriormente, para que exista choque estructural, no necesariamente deben desplazarse en sentido contrario las estructuras (efecto que se mostró en base rígida), sino que uno de los edificios se desplace más que el otro en el mismo sentido. Así, para relaciones de desplazamientos $\Delta_{286\text{-gap}}/\Delta_{284\text{-gap}}$, que son los desplazamientos de los nodos que conectan al Gap 8 (Azotea para AO284 y entrepiso cinco para AO286) sean positivos, los edificios se mueven en el mismo sentido, dichos desplazamientos representan a los desplazamientos cuando se presenta la fuerza máxima de choque.

8.2.6. Presentación de las respuestas máximas $\Delta_{gap-piso}/\Delta_{gap}$ vs T_{286}/T_{284}

Se presentan de qué tamaño son los desplazamientos de cada edificio (en el mismo sentido o sentido opuesto) para que exista choque en función de la separación existente entre los edificios. El término $\Delta_{gap-piso}$ representa al desplazamiento individual que conecta al Gap 8, para cuando se presenta la fuerza máxima de choque. En las figuras 8.94 a 8.96, se muestran los resultados para cuando se mantiene con rigidez constante a AO286, para separaciones de $S = 5$ cm, 50 cm y 100 cm. En las figuras 8.97 a 8.99 se presentan los resultados para cuando se mantiene con rigidez constante a AO284 para las mismas separaciones, ambos casos para el suelo 1. En estas gráficas se ve con mayor claridad el sentido de los desplazamientos de los edificios para cuando se presenta la fuerza máxima de choque. Como se observa, la mayoría de los desplazamientos llevan el mismo sentido.

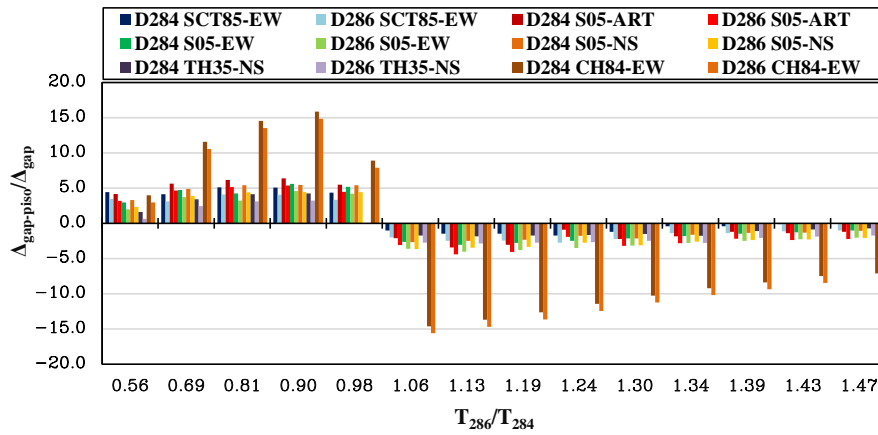


Figura 8.94. Gráfica de $\Delta_{gap-piso}/\Delta_{gap}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 5$ cm y suelo 1

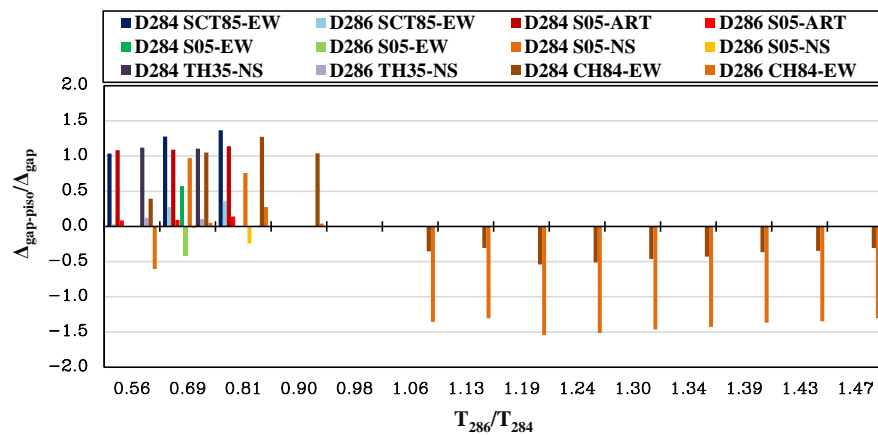


Figura 8.95. Gráfica de $\Delta_{gap-piso}/\Delta_{gap}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 50$ cm y suelo 1

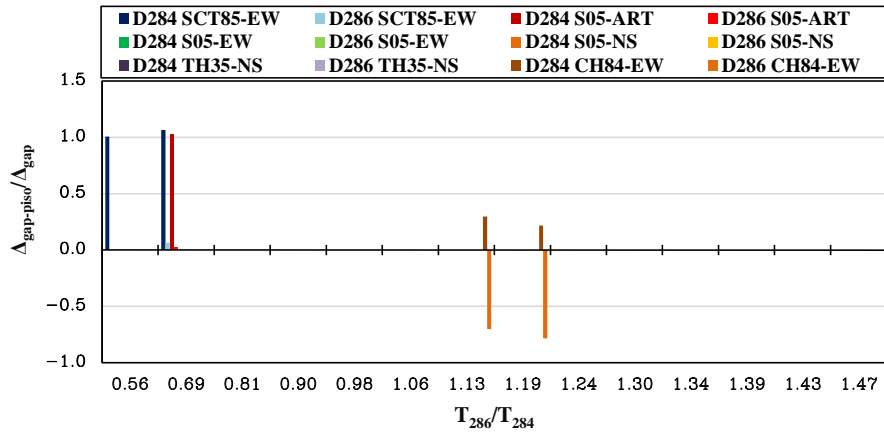


Figura 8.96. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 100$ cm y suelo 1

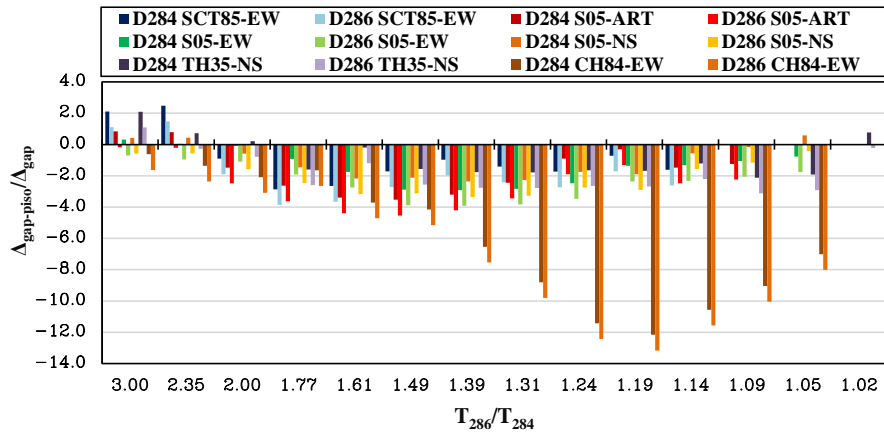


Figura 8.97. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 5$ cm y suelo 1

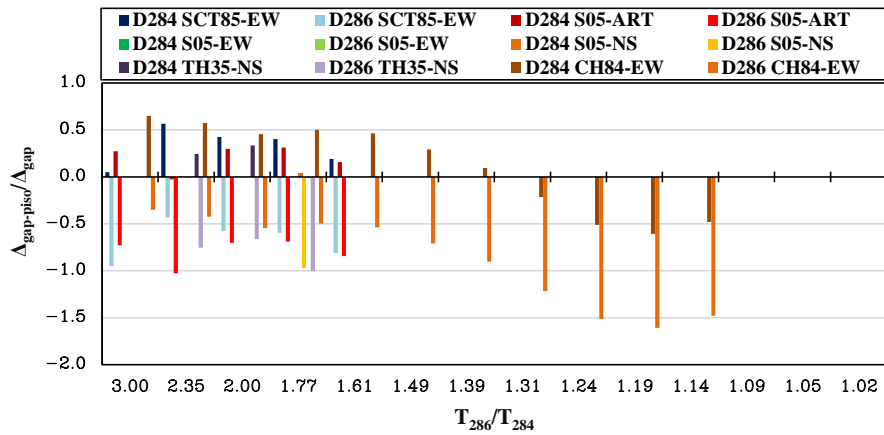


Figura 8.98. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 50$ cm y suelo 1

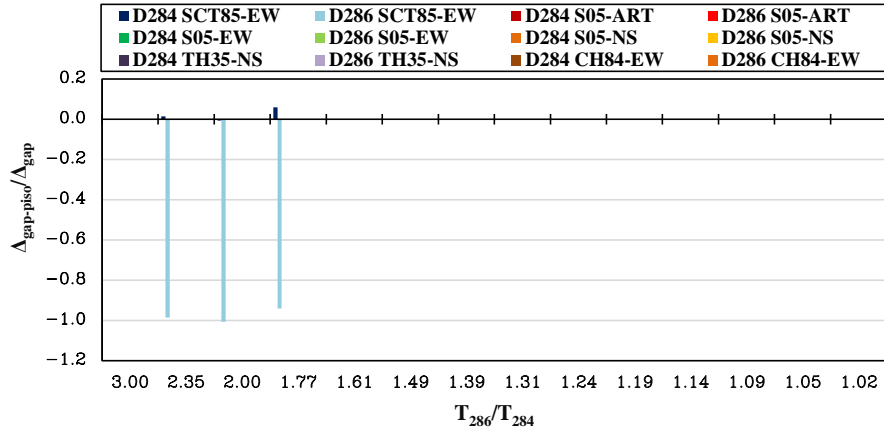


Figura 8.99. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 100$ cm y suelo 1

En las figuras 8.100 a 8.102 se muestran los resultados para cuando se mantiene con rigidez constante a AO286, para separaciones de $S = 5$ cm, 50 cm y 100 cm. En las figuras 8.103 a 8.105 se presentan los resultados para cuando se mantiene con rigidez constante a AO284 para las mismas separaciones, ambos casos para el suelo 2.

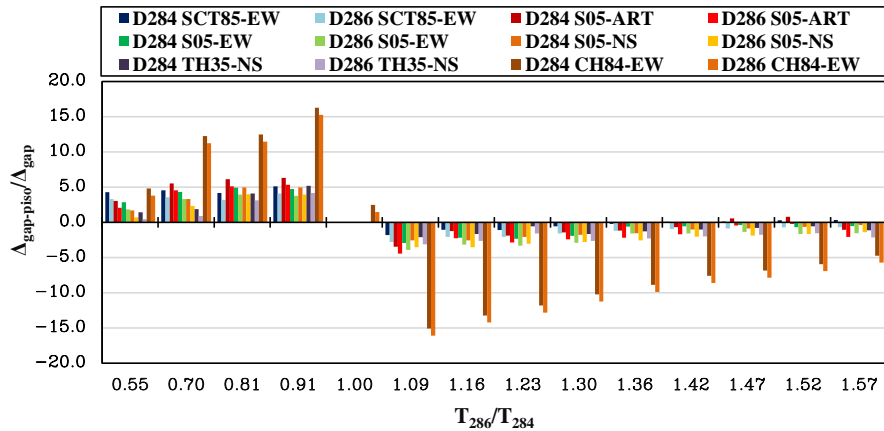


Figura 8.100. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 5$ cm y suelo 2

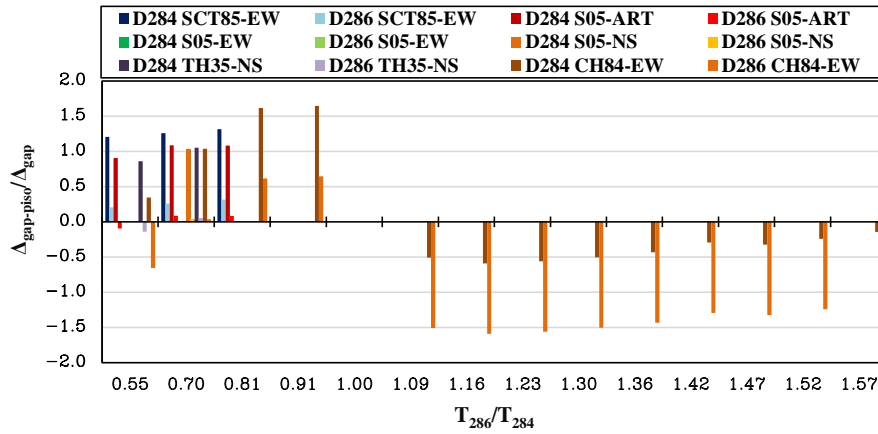


Figura 8.101. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 50$ cm y suelo 2

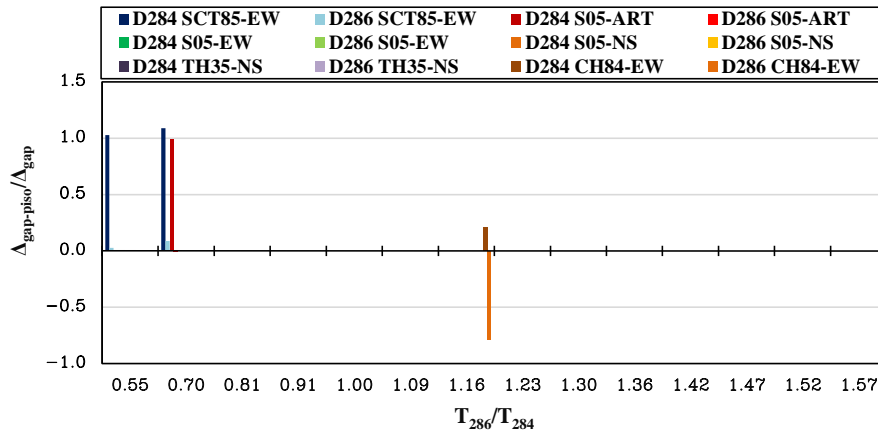


Figura 8.102. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 100$ cm y suelo 2

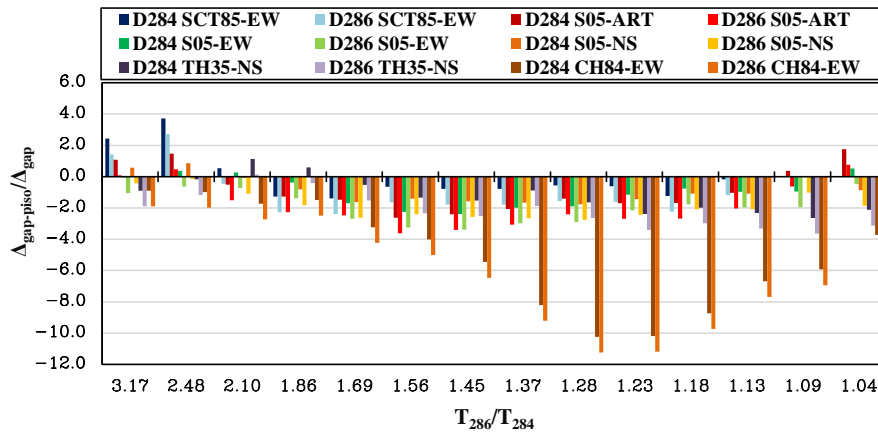


Figura 8.103. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 5$ cm y suelo 2

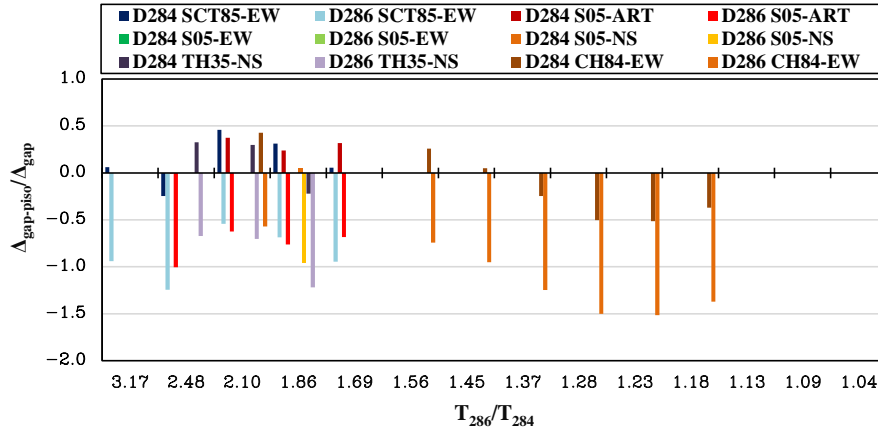


Figura 8.104. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 50$ cm y suelo 2

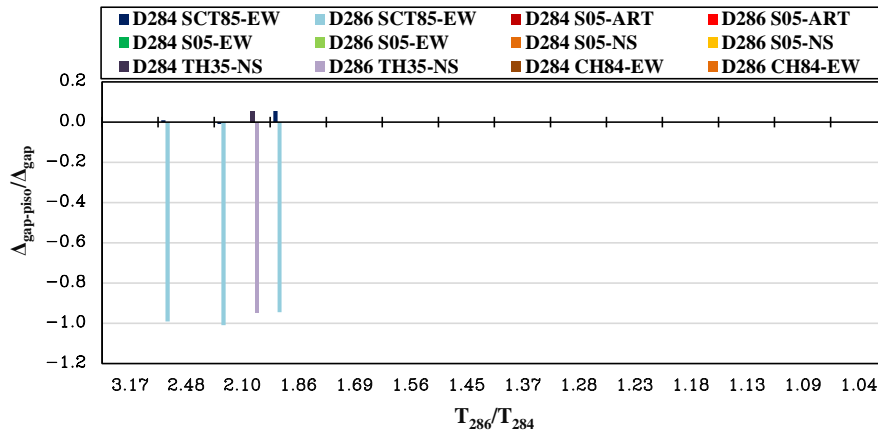


Figura 8.105. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{gap}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 100$ cm y suelo 2

8.2.7. Presentación de las respuestas máximas $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284}

Con estas gráficas se ilustra la proporción del desplazamiento a nivel de choque de cada edificio con respecto al desplazamiento máximo de cada edificio. El término $\Delta_{\text{gap-piso}}$ representa el desplazamiento individual que conecta al Gap 8 cuando se presenta la fuerza máxima de choque. Cuando la relación $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ es igual a uno, el desplazamiento para que se presente la fuerza máxima de choque coincide con el desplazamiento máximo en la azotea. Esto sólo aplica para el edificio AO284, pues el nodo que conecta al Gap 8 es la azotea de ese edificio. De éstas graficas se observa que los desplazamientos de los edificios no necesariamente tienen que ser grandes para que se presente la fuerza máxima de golpeteo. En las figuras 8.106 a 8.108, se muestran los resultados para cuando se mantiene con rigidez constante a AO286, para separaciones de $S = 5$ cm, 50 cm y 100 cm. En las figuras 8.109 a 8.111, se presentan los resultados para cuando se mantiene con rigidez constante a AO284 para las mismas separaciones, ambos casos para el suelo 1.

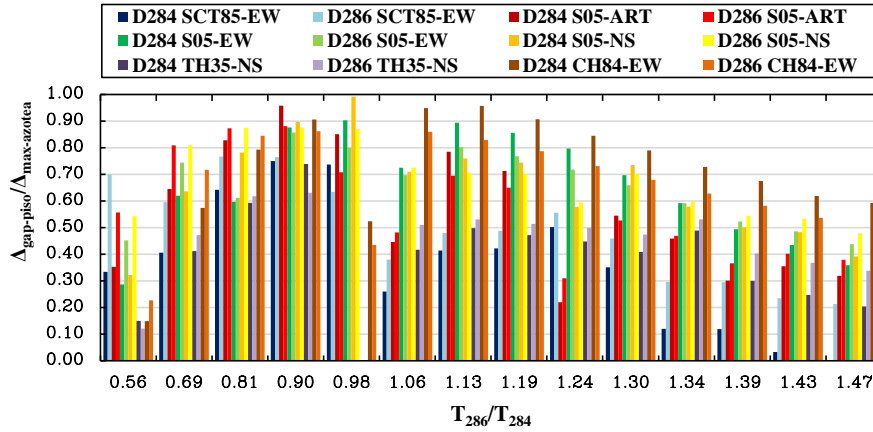


Figura 8.106. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 5$ cm y suelo 1

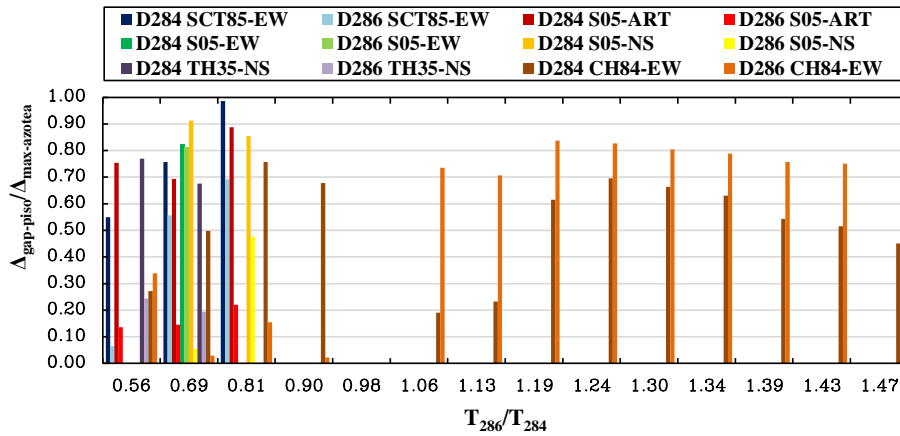


Figura 8.107. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 50$ cm y suelo 1

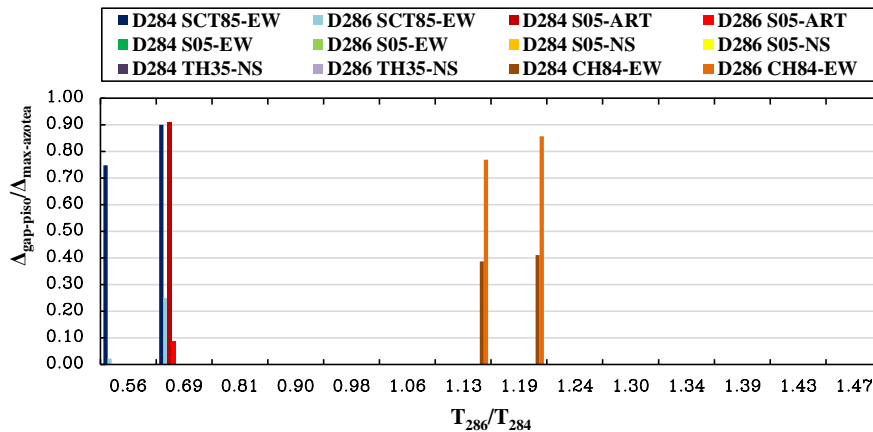


Figura 8.108. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 100$ cm y suelo 1

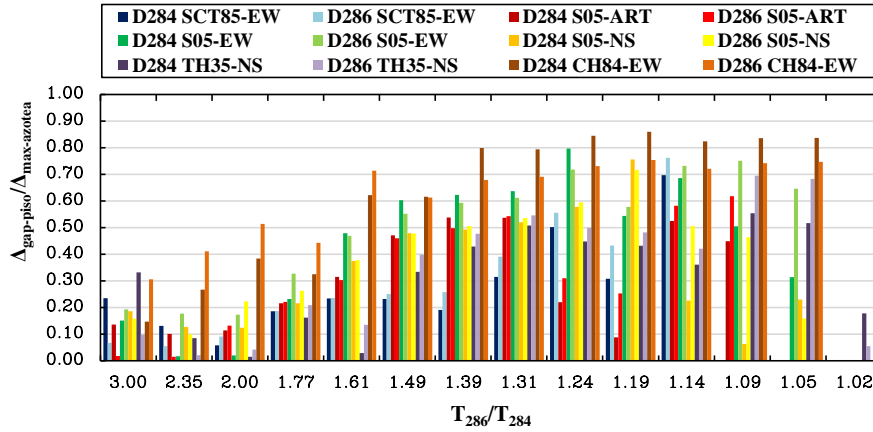


Figura 8.109. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 5$ cm y suelo 1

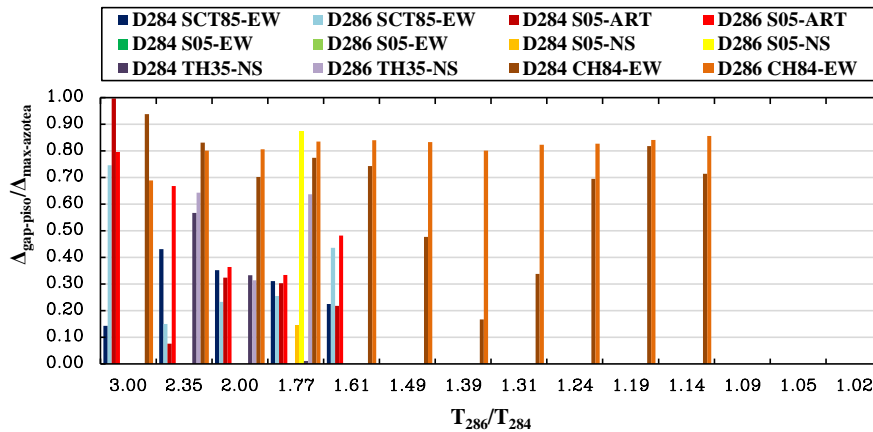


Figura 8.110. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 50$ cm y suelo 1

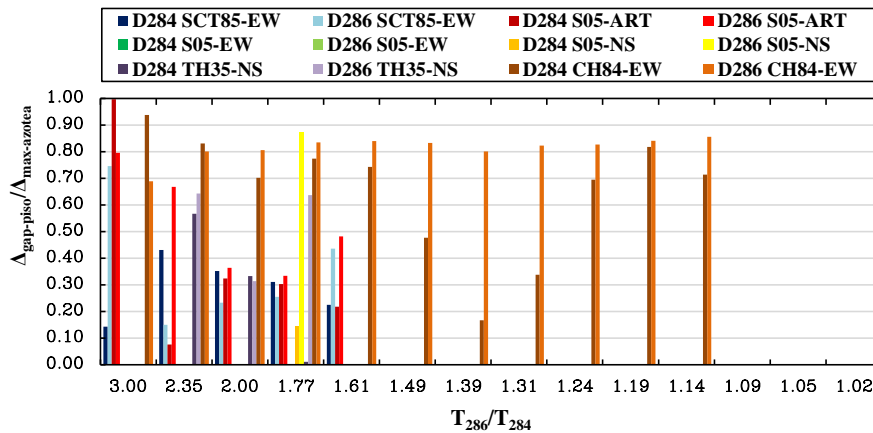


Figura 8.111. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 100$ cm y suelo 1

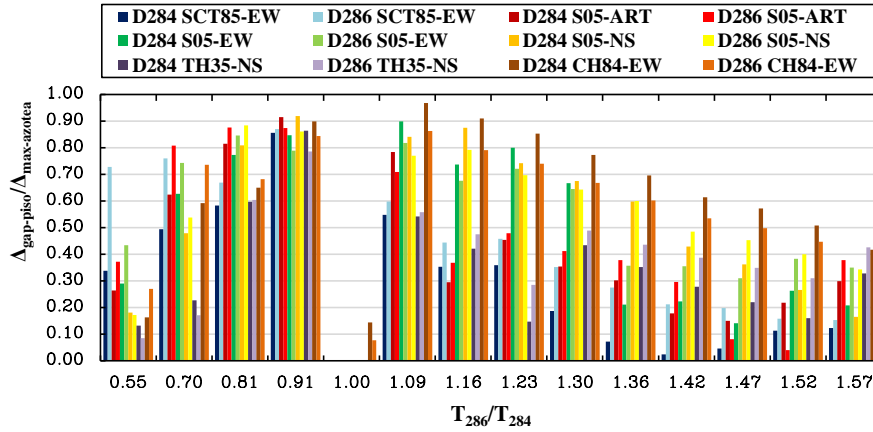


Figura 8.112. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 5$ cm y suelo 2

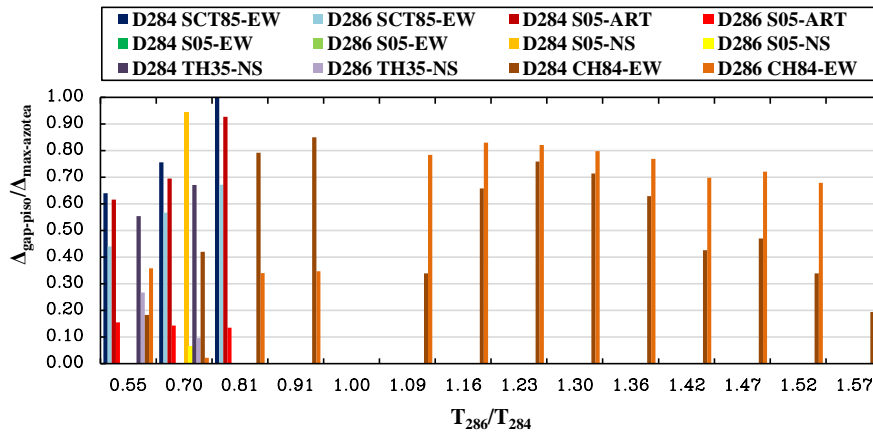


Figura 8.113. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 50$ cm y suelo 2

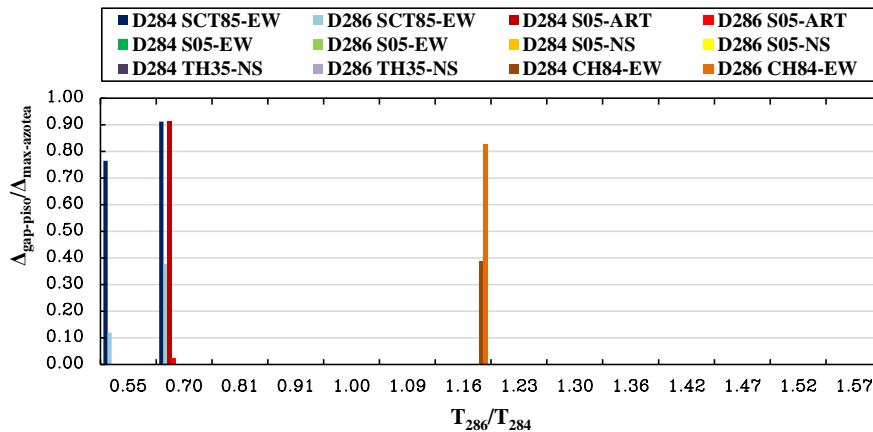


Figura 8.114. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 0.2E-1.5EAO284 vs 1.0EAO286, para una separación $S = 100$ cm y suelo 2

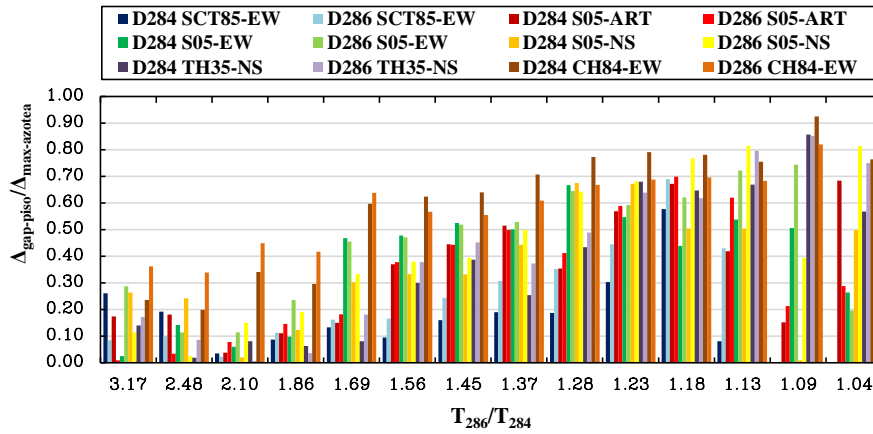


Figura 8.115. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 5$ cm y suelo 2

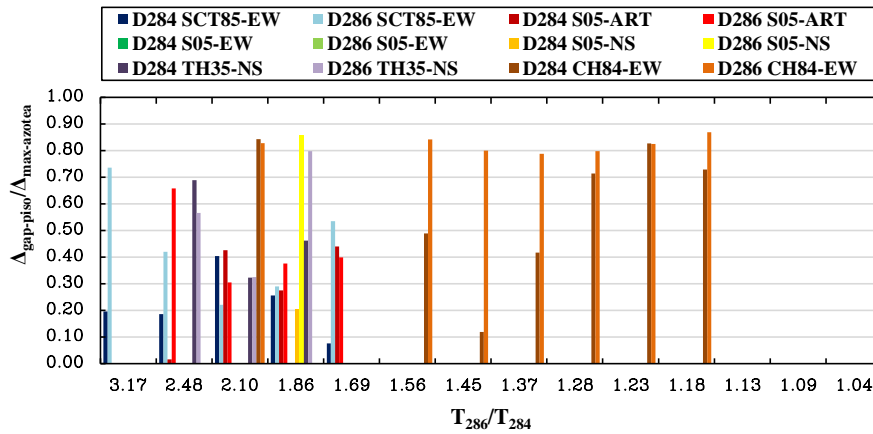


Figura 8.116. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 50$ cm y suelo 2

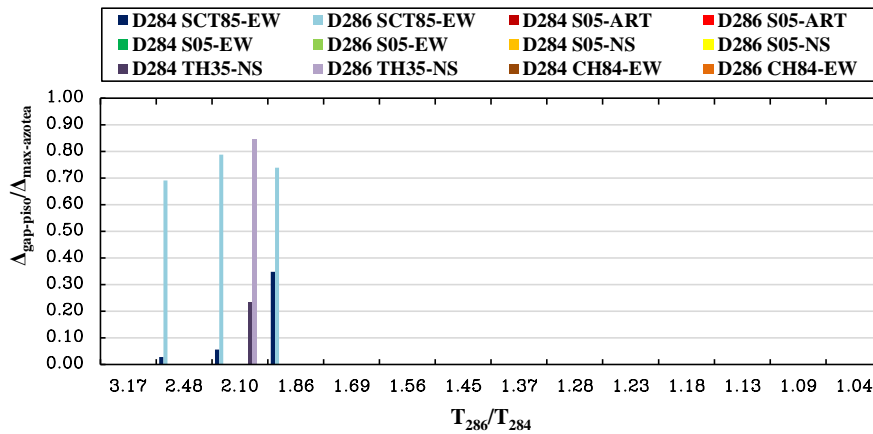


Figura 8.117. Gráfica de $\Delta_{\text{gap-piso}}/\Delta_{\text{max-azotea}}$ vs T_{286}/T_{284} para el modelo 1.0EAO284 vs 0.2E-1.5EAO286, para una separación $S = 100$ cm y suelo 2

En las figuras 8.112 a 8.114 se muestran los resultados para cuando se mantiene con rigidez constante a AO286, para separaciones de $S = 5$ cm, 50 cm y 100 cm. En las figuras 8.115 a 8.117 se presentan los resultados para cuando se mantiene con rigidez constante a AO284 para las mismas separaciones, ambos casos para el suelo 2.

8.3. Presentación de resumen completo de S (cm) vs T_{286}/T_{284} , Fch/W_{284} vs T_{286}/T_{284} , Fch/W_{286} vs T_{286}/T_{284} y #Golpes vs T_{286}/T_{284}

Al igual que en la condición de base rígida, se define la separación mínima para cada %E y registro (figuras 8.118 y 8.119), para que los edificios no presenten choque. En esta gráfica se observa claramente que cuando T_{286}/T_{284} es cercano a 1.0, las separaciones requeridas para evitar el choque entre los edificios son las menores, pues los edificios se mueven razonablemente en fase, pero a medida que el cociente se aleja (aumenta o disminuye), se requieren mayores separaciones para evitar el golpeteo. En general, se observa que el registro que demandó mayor separación a lo largo de cada %E fue CH84-EW, pues como ya se había comentado, este registro tienen un periodo dominante muy cercano de los periodos fundamentales de vibrar de los edificios en estudio cuando se considera su rigidez nominal E, y por tanto éstos responden en resonancia elástica.

Ya sabiendo cuales son las separaciones mínimas teóricas para que los edificios dejen de golpearse, ahora se grafican las fuerzas de choque normalizadas con respecto a los pesos de cada edificio (Fch/W_{284} vs T_{286}/T_{284} , Fch/W_{286} vs T_{286}/T_{284}), para una separación antes de evitar el golpeteo, esto con la finalidad de saber de qué proporción son estas fuerzas (figs. 8.120-8.123), que para el edificio AO284, estas siguen siendo mayores a el 0.10Wt para algunos de los registros e intervalos de %E (mismo caso que en la condición de base rígida). En la figuras 8.124 y 8.125, se muestran el número de golpes presentados para una separación antes de evitar el golpeteo. De estas gráficas se muestra que para los dos tipos de suelos, el registro que presentó un mayor número de golpes fue el de SCT-85.

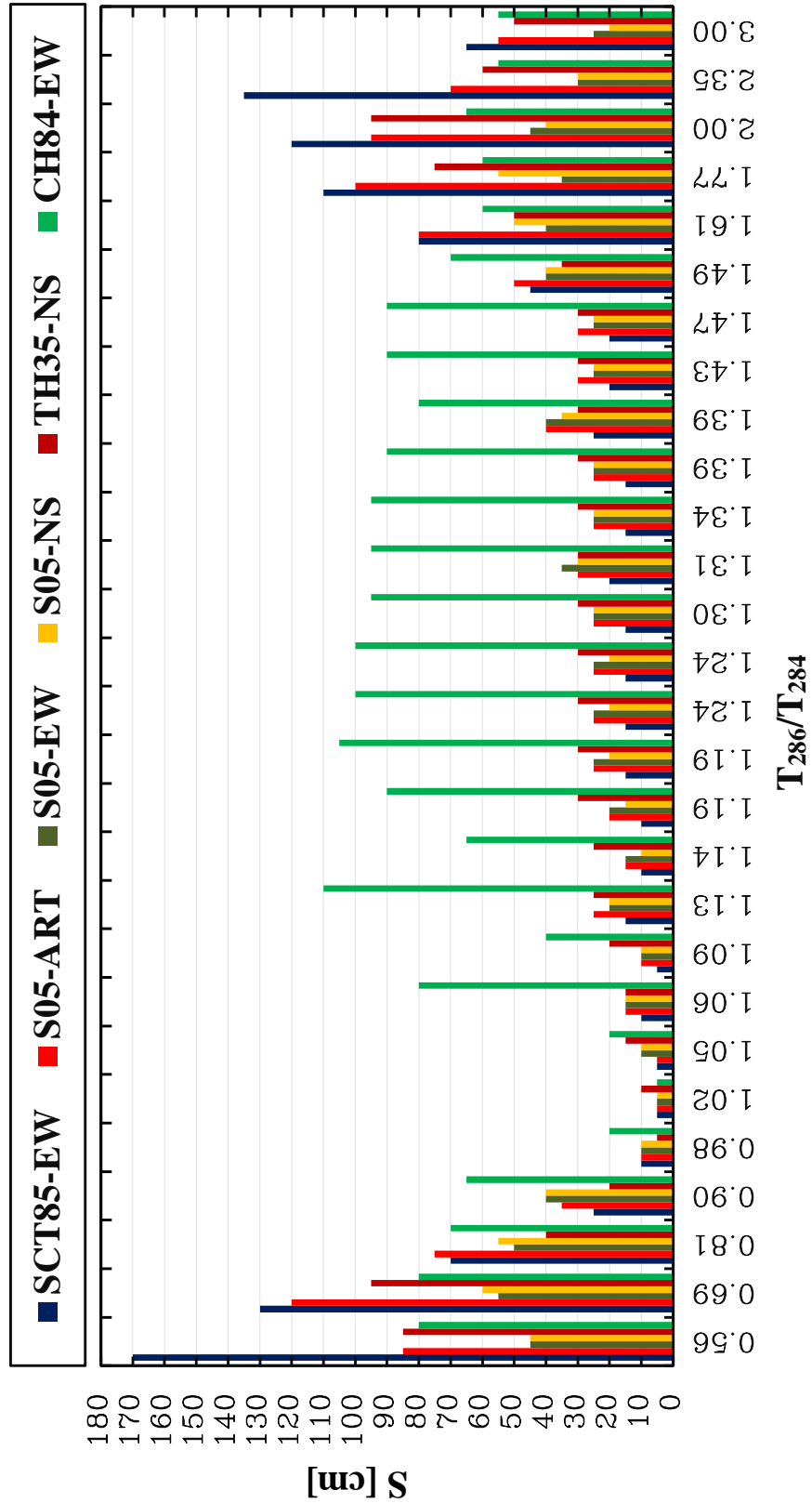


Figura 8.118. Gráfica de resumen completo de las separaciones mínimas para evitar el choque estructural en base flexible para el suelo 1

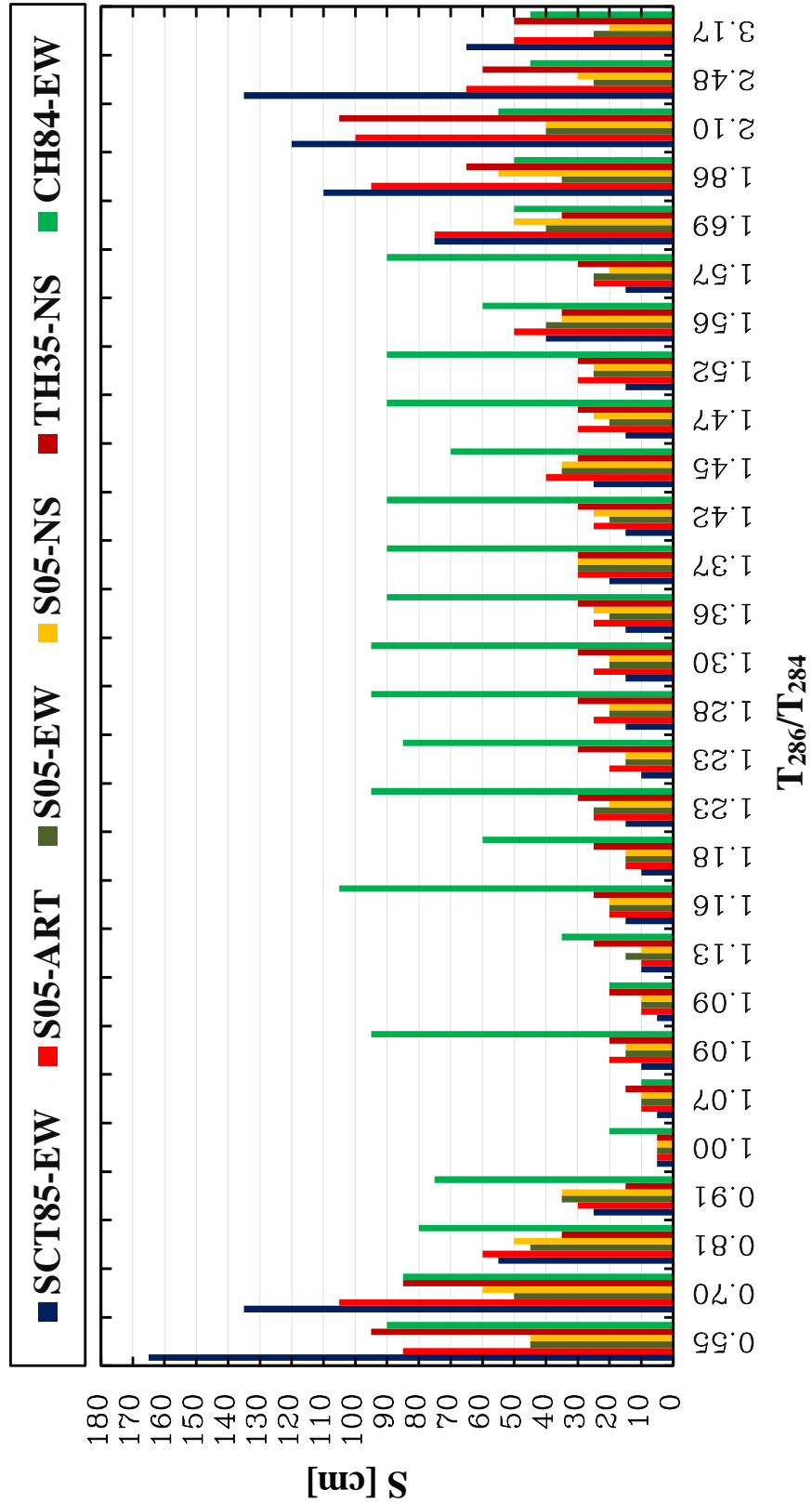


Figura 8.119. Gráfica de resumen completo de las separaciones mínimas para evitar el choque estructural en base flexible para el suelo 2

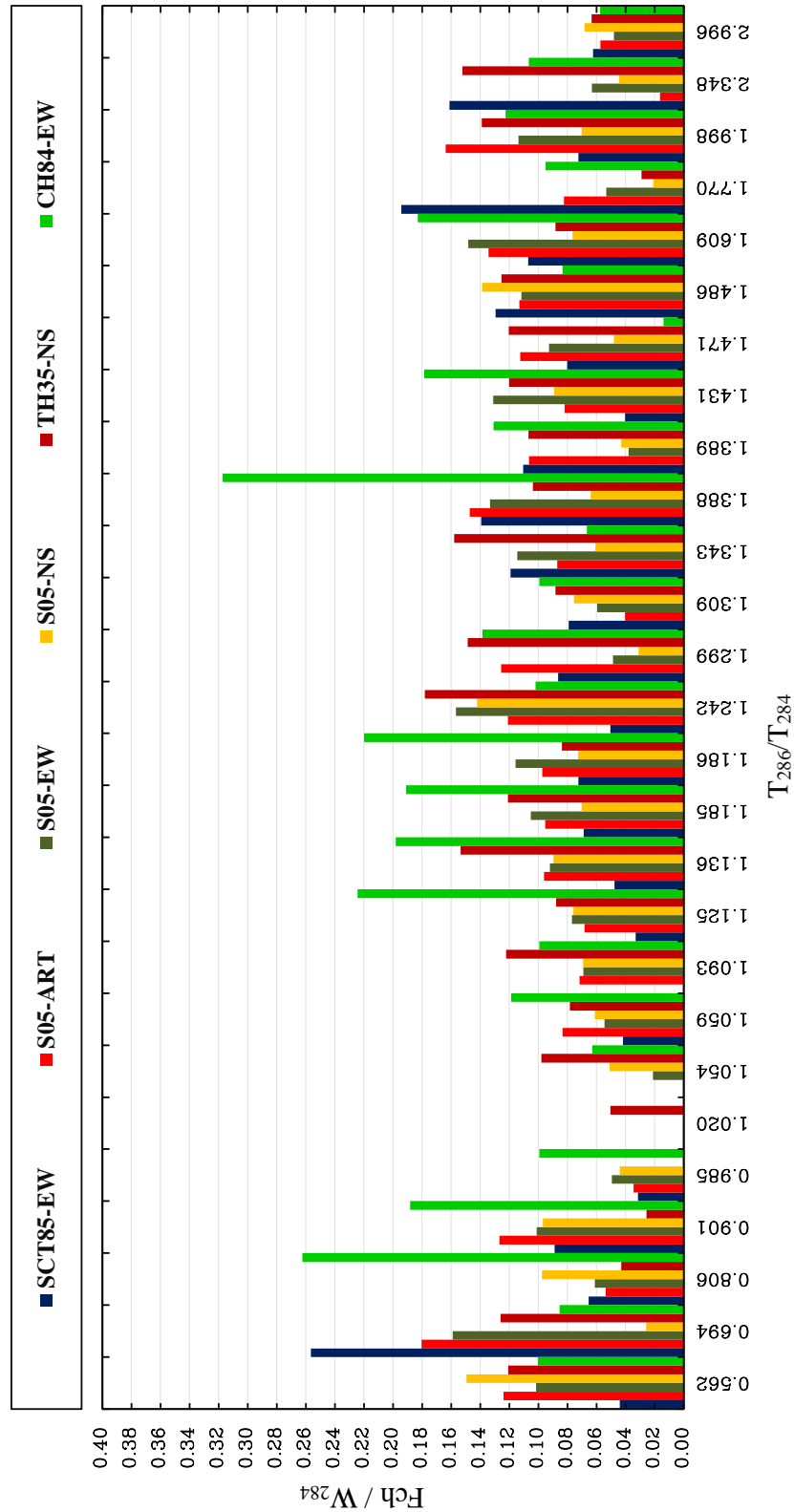


Figura 8.120. Gráfica de resumen completo de las fuerzas de choque normalizadas con respecto al edificio AO284, para una separación antes de evitar el choque estructural en base flexible para el suelo 1

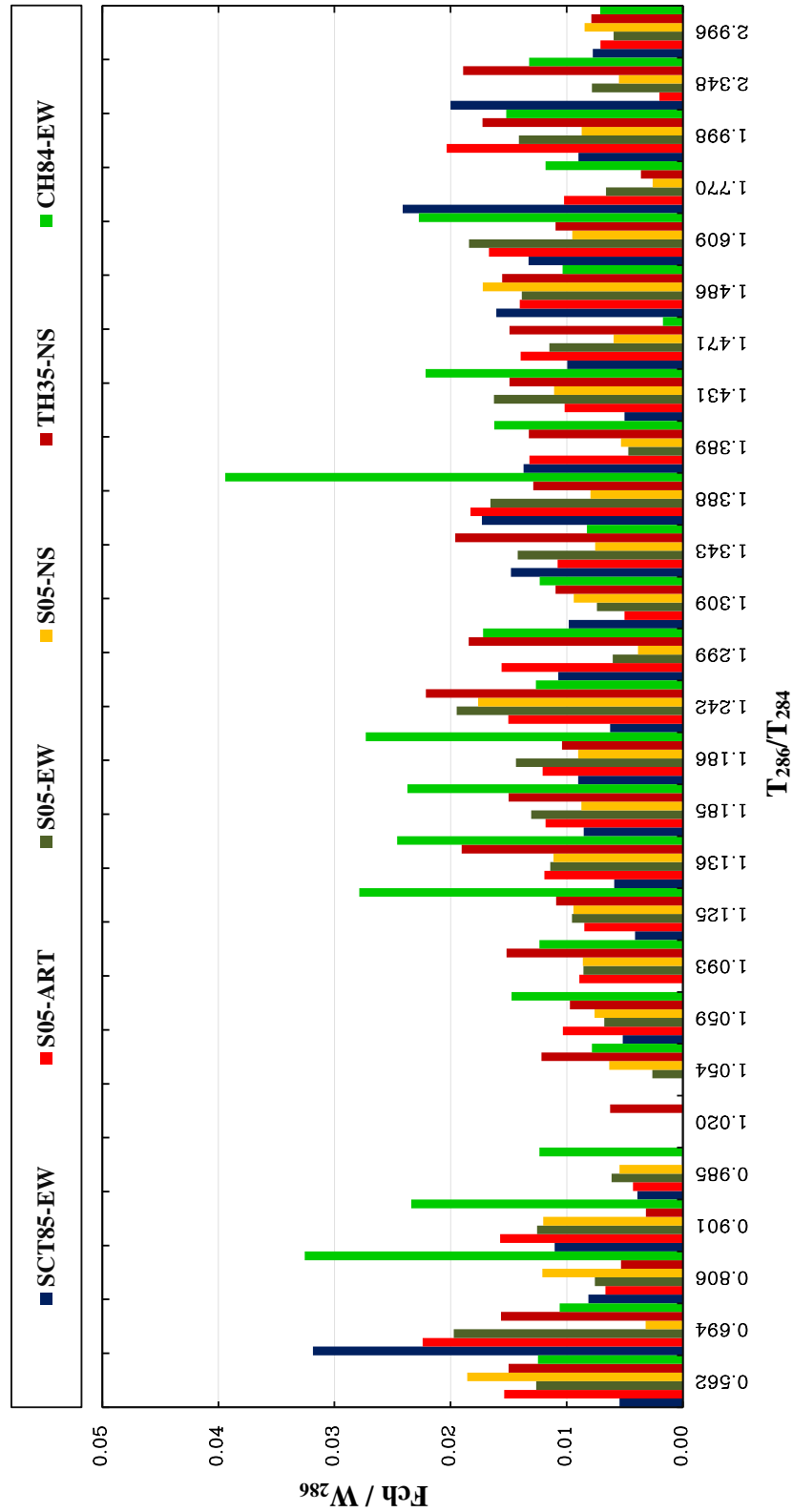


Figura 8.121. Gráfica de resumen completo de las fuerzas de choque normalizadas con respecto al edificio AO286, para una separación antes de evitar el choque estructural en base flexible para el suelo 1

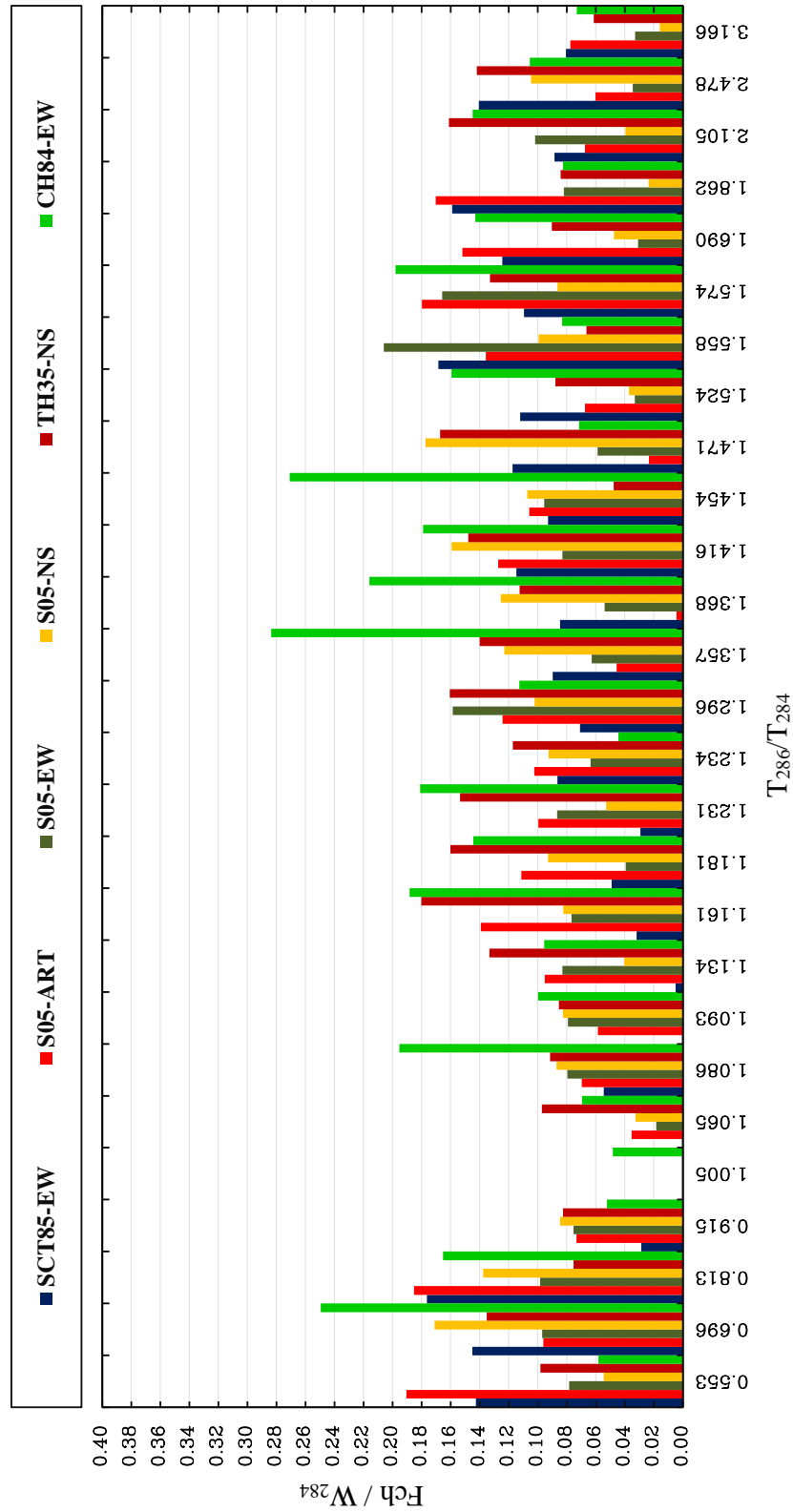


Figura 8.122. Gráfica de resumen completo de las fuerzas de choque normalizadas con respecto al edificio AO284, para una separación antes de evitar el choque estructural en base flexible para el suelo 2

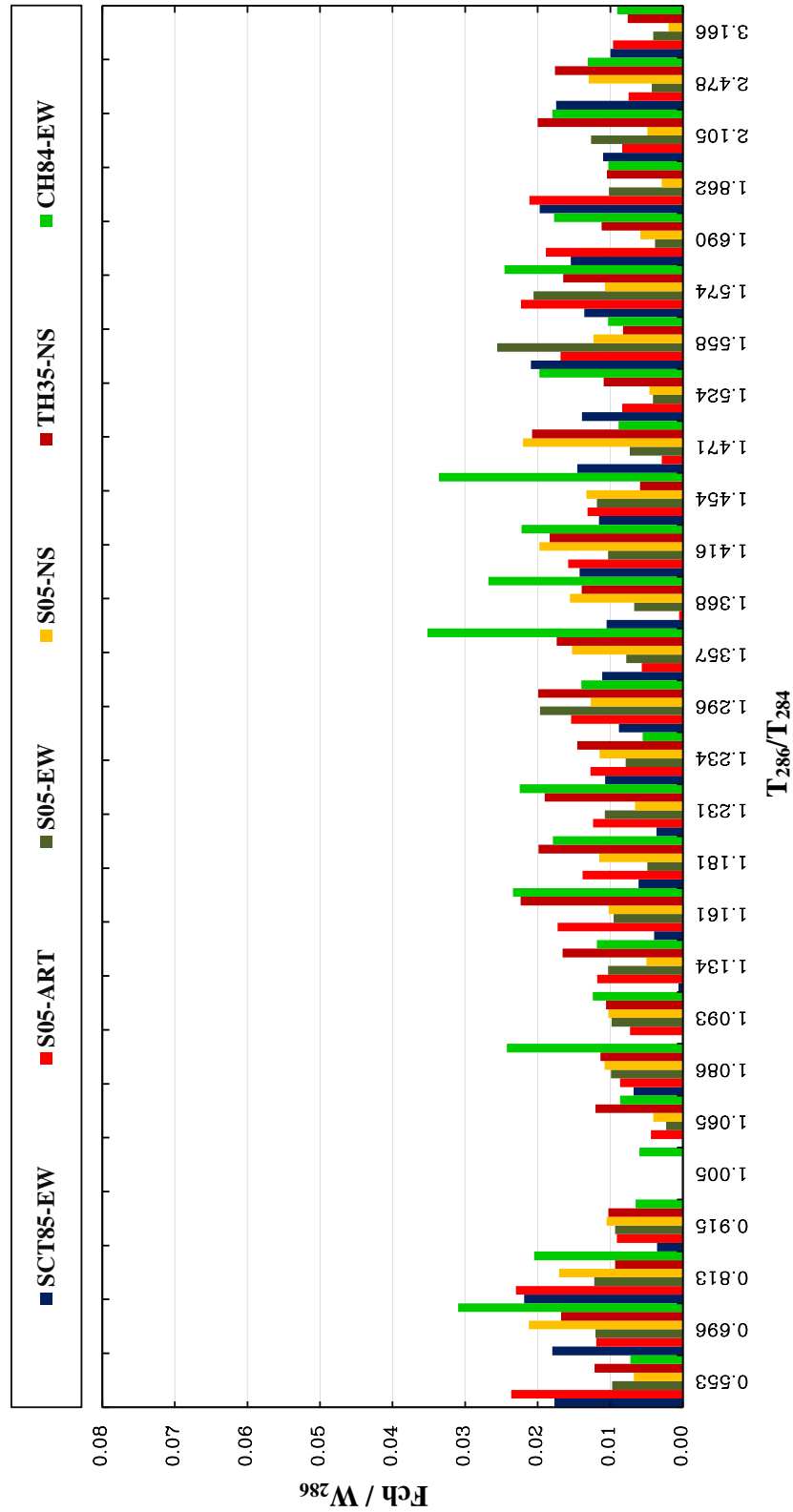


Figura 8.123. Gráfica de resumen completo de las fuerzas de choque normalizadas con respecto al edificio AO286, para una separación antes de evitar el choque estructural en base flexible para el suelo 2

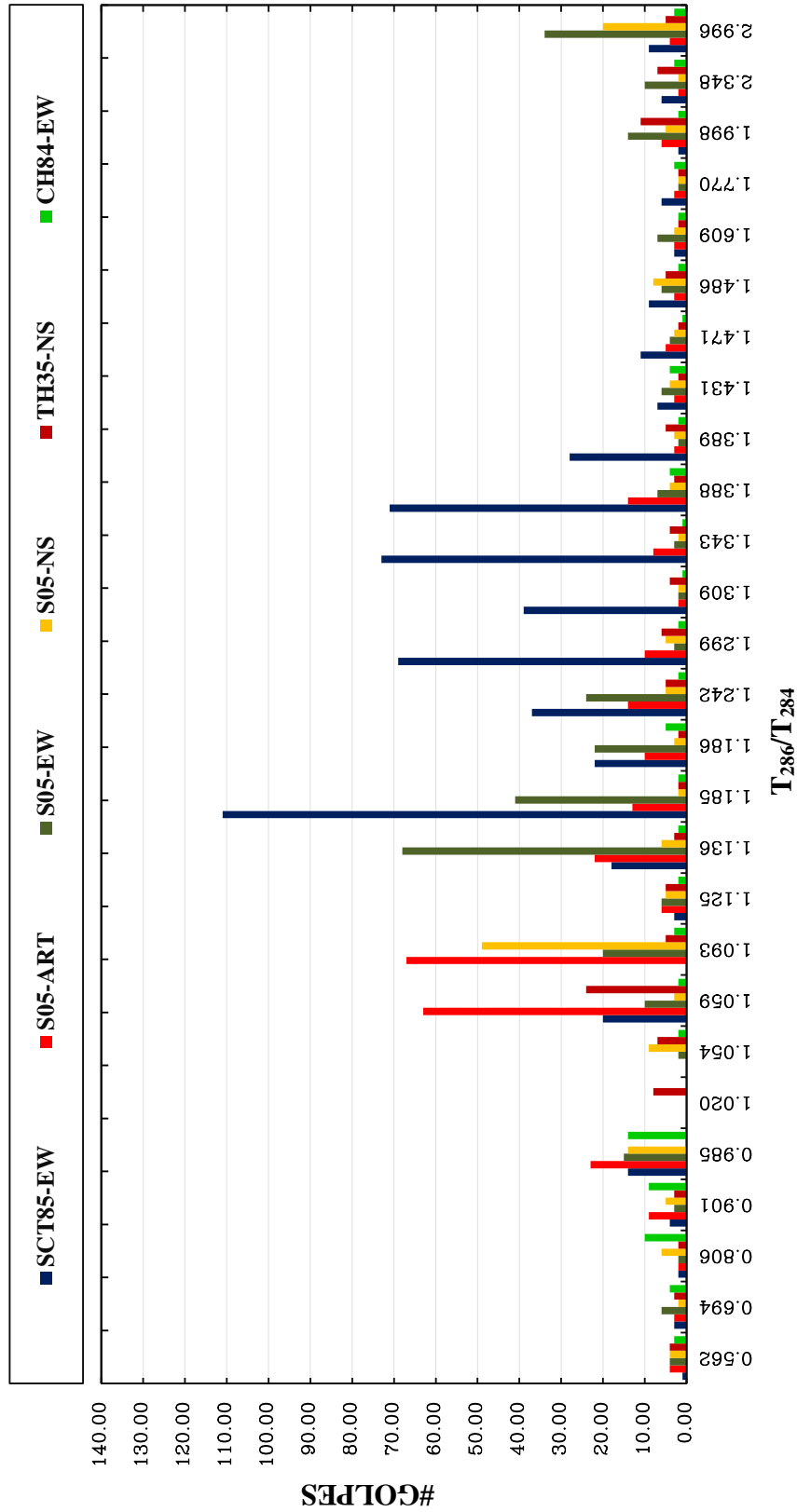


Figura 8.124. Gráfica de resumen completo de números de golpes para una separación antes de evitar el choque estructural en base flexible (suelo 1)

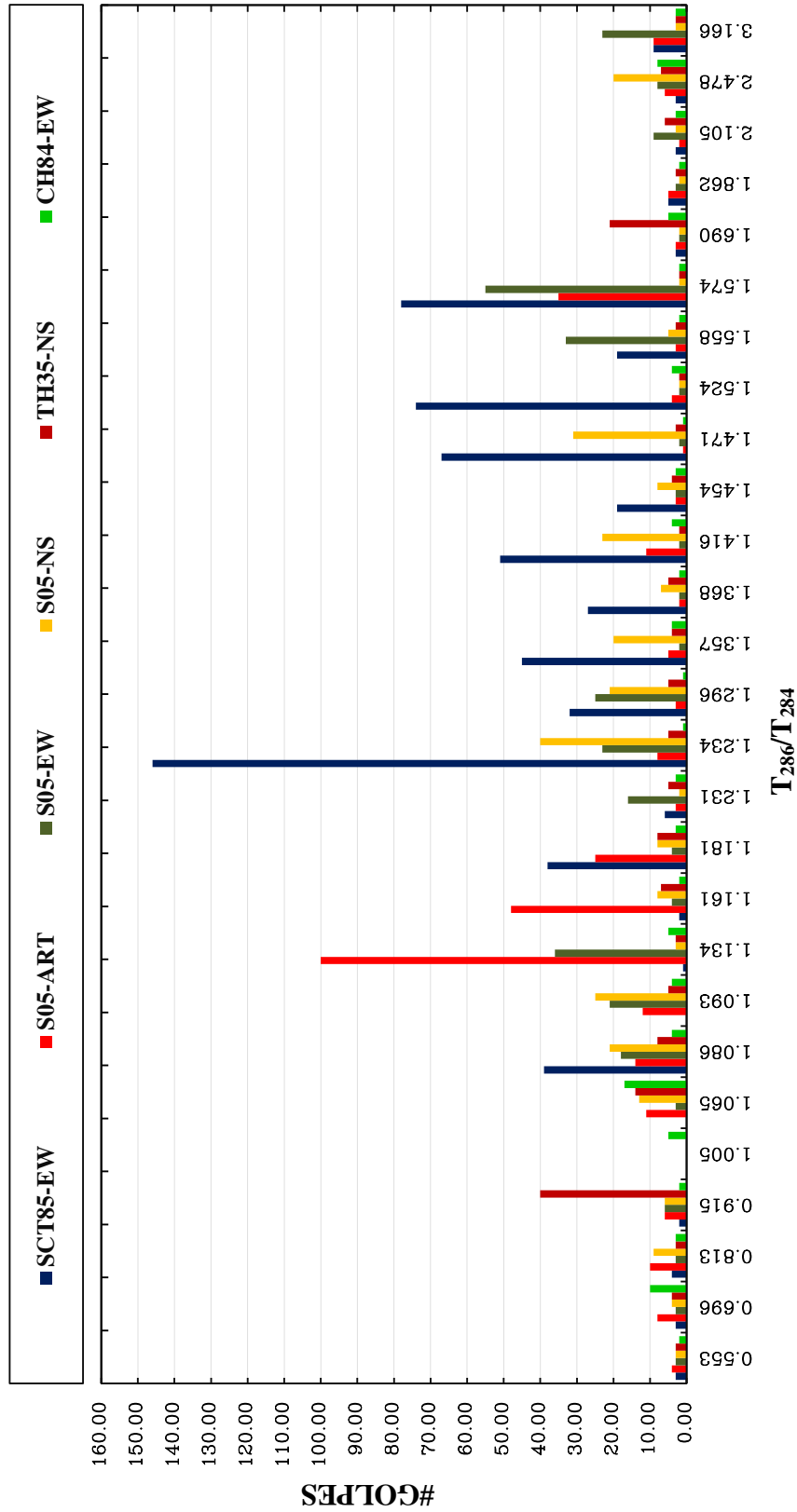


Figura 8.125. Gráfica de resumen completo de números de golpes para una separación antes de evitar el choque estructural en base flexible (suelo 1)

9. PROPUESTA DE SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE ESTRUCTURAS COLINDANTES, CON BASE EN EL ESTUDIO PARAMÉTRICO, PARA LOS MODELO EN BASE RÍGIDA Y BASE FLEXIBLE

A lo largo de los años, se han propuesto expresiones prácticas en muchos de los reglamentos de construcción para evaluar las separaciones requeridas entre estructuras colindantes y así evitar el choque estructural. Por lo que se presentan algunas de ellas (Tena-Colunga y Sánchez Ballinas 2022).

9.1. Regla de la suma absoluta (ABS)

La propuesta más antigua y conservadora, se basa en la regla de la suma absoluta (ABS) de los desplazamientos de las estructuras A y B al nivel de interés, la cual se calcula como:

$$S_{AB}^i = \Delta_A + \Delta_B \quad (9.1)$$

donde S_{AB}^i es la separación requerida entre las estructuras A y B al nivel i donde se presentará potencialmente el choque, mientras que Δ_A y Δ_B , son los desplazamientos máximos calculados para el nivel i en las estructuras A y B, respectivamente.

Este criterio fue tomado para las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México desde 1966 (Fundación ICA 1988). Para terreno firme (zona I), se tomaba directamente la ecuación (9.1) para determinar la separación entre estructuras, considerando el modelo en base rígida. Sin embargo, para suelos blandos (zonas II y III), para tomar en cuenta la amplificación de los desplazamientos laterales en la estructura por efectos de interacción suelo-estructura principalmente debidos al cabeceo de la cimentación, el cálculo de la separación S_{AB-ISE}^i que rige es, incluyendo los efectos de interacción:

$$S_{AB-ISE}^i = \Delta_{A-ISE} + \Delta_{B-ISE} \quad (9.2)$$

y en ausencia de un modelo más riguroso que incorpore la interacción suelo-estructura, estos desplazamientos se aproximan de la siguiente manera para cada estructura de interés:

$$\Delta_{A-ISE} = \Delta_A + \theta_{ISE} H_i \quad (9.3)$$

$$\Delta_{B-ISE} = \Delta_B + \theta_{ISE} H_i \quad (9.4)$$

donde Δ_{A-ISE} y Δ_{B-ISE} son los desplazamientos máximos calculados para el nivel i considerando la interacción suelo-estructura en las A y B respectivamente, H_i es la altura existente entre la base y el nivel i de interés y θ_{ISE} es un ángulo de rotación (distorsión) debido a los efectos de interacción suelo-estructura, que para el reglamento de 1966 tomaba los siguientes valores: $\theta_{ISE} = 0.004$ en zona de baja compresibilidad (suelos de transición) y $\theta_{ISE} = 0.006$ en la zona de alta compresibilidad (suelo de la zona de lago). A partir del reglamento de 1976, la componente al desplazamiento lateral de la cimentación se consideró también para la zona de terreno firme y los valores que se establecieron fueron los siguientes (NTCS-76 1976): $\theta_{ISE} = 0.001$ para suelo firme (zona I), $\theta_{ISE} = 0.0015$ para suelos de transición (zona II) y $\theta_{ISE} = 0.002$

para suelos blandos (zona III). Alternamente, en ausencia de cálculos específicos de los desplazamientos de las estructuras, éstos se podían estimar como:

$$\Delta_{A-ISE} = \theta_{EC-ISE} H_i \quad (9.5)$$

$$\Delta_{B-ISE} = \theta_{EC-ISE} H_i \quad (9.6)$$

donde θ_{EC-ISE} es un ángulo de rotación (distorsión) que incluye la distorsión aproximada de la estructura y el cabeceo-desplazamiento lateral de la cimentación debido a la interacción suelo- estructura, y que para el reglamento de 1976 tomaba los siguientes valores (NTCS-76 1976): $\theta_{EC-ISE} = 0.006$ para suelo firme (zona I), $\theta_{EC-ISE} = 0.007$ para suelos de transición (zona II) y $\theta_{EC-ISE} = 0.008$ para suelos blandos (zona III).

Como consecuencia de los sismos de septiembre de 1985 y la enorme cantidad de daño por choque estructural observado en los suelos blandos y de transición de la Ciudad de México, la estimación del desplazamiento lateral asociado al cabeceo y desplazamiento directo de la cimentación se incrementó notablemente y así, a partir del reglamento de 1987 (Fundación ICA 1988), pasando por el reglamento de 1993-1995 (Tena-Colunga 1999), y el reglamento de 2004 (NTCS-04), los siguientes valores fueron establecidos: $\theta_{ISE} = 0.001$ para suelo firme (zona I), $\theta_{ISE} = 0.003$ para suelos de transición (zona II) y $\theta_{ISE} = 0.006$ para suelos blandos (zona III). Cuando se emplea la fórmula aproximada sin cálculo del desplazamiento lateral de la estructura, los valores establecidos fueron: $\theta_{EC-ISE} = 0.007$ para suelo firme (zona I), $\theta_{EC-ISE} = 0.009$ para suelos de transición (zona II) y $\theta_{EC-ISE} = 0.012$ para suelos blandos (zona III). En el reglamento posterior al sismo de septiembre de 2017 (NTCS-17 y NTCS-20), la modificación fue nuevamente desprestigiar los efectos por ISE en la zona I, por lo que la separación entre edificios se calcula conforme a la ecuación (9.1), y entonces, para aproximar los efectos de la interacción suelo-estructura, se colocaron los siguientes valores: $\theta_{ISE} = 0.003$ para suelos de transición (zona II) y $\theta_{ISE} = 0.006$ para suelos blandos (zona III). De igual manera, a partir de las NTCS-17 se suprime el método alterno que no requiere el cálculo de los desplazamientos laterales de la estructura en estudio.

En las NTCS-23 se establece ahora que:

“ Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor que 5 cm, ni menor que el desplazamiento lateral calculado para el nivel de que se trate, determinado con un análisis que considere, cuando así proceda, los efectos de giro y del corrimiento en la base de la cimentación calculados con los procedimientos establecidos por esa norma para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura. En caso de que en un predio adyacente se encuentre una construcción que esté separada del lindero una distancia menor que

la antes especificada, deberá dejarse en la nueva construcción una distancia tal que la separación entre las dos construcciones no sea menor que la suma de las requeridas para cada una, según esta sección. La separación entre cuerpos de un mismo edificio será cuando menos igual a la suma de las que corresponden a cada uno, de acuerdo con los párrafos precedentes. La separación entre dos edificaciones ubicadas en el mismo predio o entre cuerpos de un mismo edificio no deben ser menores que 10 cm.”

Independientemente de que se tome o no los efectos de interacción suelo-estructura, la regla de la suma absoluta se puede considerar conservadora, ya que solo contempla los resultados máximos individuales de cada estructura, y no toma en cuenta si existe similitud

de propiedades dinámicas. Por lo que siempre se supone que el desplazamiento máximo de las estructuras ocurre en sentidos opuestos.

9.2. Regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (Método SRSS)

Otra propuesta menos conservadora que también es frecuentemente empleada corresponde al método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados o método SRSS, que en este caso estaría dado por la siguiente expresión:

$$S_{AB}^i = \sqrt{\Delta_A^2 + \Delta_B^2} \quad (9.7)$$

donde S_{AB}^i es la separación requerida entre las estructuras A y B al nivel i donde se presentará potencialmente el choque, mientras que Δ_A y Δ_B , son los desplazamientos máximos calculados para el nivel i en las estructuras A y B , respectivamente. Esta regla es la empleada en los reglamentos de los Estados Unidos, como el Uniform Building Code desde 1997 (Tena-Colunga 1999) y se mantiene en documentos normativos más recientes, como el ASCE 7-22 (2022). También es el criterio adoptado por el Eurocódigo 8 (EN 1998-1 2005).

Aunque también es una ecuación práctica, la regla SRSS tiene limitaciones al no considerar que para estructuras con propiedades dinámicas similares, donde los desplazamientos máximos pueden no presentarse en direcciones opuestas, al sumar los cuadrados de los desplazamientos y extraer la raíz cuadrada, también puede ser excesivamente conservador.

9.3. Regla de la combinación de la doble diferencia (Método DDC)

Para tomar en cuenta la correlación cruzada entre estructuras colindantes, existe una propuesta menos conservadora propuesta originalmente por Jeng *et al.* (1992), a la que nombraron como “double difference combination (DDC) rule”, que está dada por la siguiente ecuación:

$$S_{AB}^i = \sqrt{\Delta_A^2 + \Delta_B^2 - 2\rho_{AB}\Delta_A\Delta_B} \quad (9.8)$$

donde ρ_{AB} es el factor de correlación cruzada entre los desplazamientos de las estructuras adyacentes A y B . De acuerdo con Jeng *et al.* (1992), este factor de correlación cruzado se puede aproximar para fines prácticos con el derivado por Der Kiureghian en 1980 para un ruido blanco Gaussiano, que está dado por:

$$\rho_{AB} = \frac{8\sqrt{\zeta_A\zeta_B} \left(\zeta_B + \zeta_A \frac{T_B}{T_A} \right) \left(\frac{T_B}{T_A} \right)^{\frac{3}{2}}}{\left[1 - \left(\frac{T_B}{T_A} \right)^2 \right]^2 + 4\zeta_A\zeta_B \left[1 + \left(\frac{T_B}{T_A} \right)^2 \right] \left(\frac{T_B}{T_A} \right) + 4\zeta_A^2\zeta_B^2 \left(\frac{T_B}{T_A} \right)^2} \quad (9.9)$$

donde T_A y T_B son respectivamente los periodos fundamentales de vibración de las estructuras A y B en la dirección de análisis, mientras que ζ_A y ζ_B son las fracciones de amortiguamientos viscoso equivalente para los modos fundamentales de vibración de las estructuras A y B respectivamente. Si se considera que $\zeta_A = \zeta_B = \zeta$, Jeng *et al.* (1992) demostraron que el factor de correlación cruzada se reduce a:

$$\rho_{AB} = \frac{8\zeta^2 \left(1 + \frac{T_B}{T_A}\right) \left(\frac{T_B}{T_A}\right)^{\frac{3}{2}}}{\left[1 - \left(\frac{T_B}{T_A}\right)^2\right]^2 + 4\zeta^2 \left(1 + \frac{T_B}{T_A}\right)^2 \left(\frac{T_B}{T_A}\right)} \quad (9.10)$$

9.4. Propuesta de separación mínima. Regla de diferencia absoluta (SABS-CC)

Como se comentó, el mayor problema con la regla ABS está relacionado con el hecho de que no tiene en cuenta la sincronización o falta de sincronización entre los desplazamientos laterales. Con los resultados de los análisis del estudio paramétrico, se aprecia que la regla ABS es muy adecuada para cuando los periodos de vibración están desacoplados ($T_B/T_A > 1.3$, $T_B/T_A < 0.75$), pero es muy conservadora e imprecisa para un intervalo donde los periodos de vibrar están acoplados ($0.8 < T_B/T_A < 1.2$), por lo que se verían beneficiados incluyendo una reducción tomando en cuenta el grado de acoplamiento o desacoplamiento existente mediante factor de correlación cruzado (Tena-Colunga y Sánchez Ballinas 2022).

Así, considerando que son dos estructuras que responden predominantemente conforme a su modo fundamental de vibración, lo que debe tomarse en cuenta es la sincronización o desincronización de estos movimientos inicialmente, mediante un factor que relacione esta sincronización o desincronización (Tena-Colunga y Sánchez Ballinas 2022). En este sentido, se puede proponer de inicio, a falta de un factor directamente derivado para este propósito, al factor de correlación cruzada (ecuación 9.9), que mide si los modos de una misma estructura tienen una correlación alta (mismas características dinámicas) o si tienen una baja correlación (propiedades dinámicas muy distintas). Por ello, se toma en cuenta dos aspectos fundamentales de la dinámica de dos estructuras contiguas que se sujetan al mismo movimiento del terreno. Si las estructuras tienen el mismo periodo de vibrar, es decir, $T_B/T_A = 1$ entonces existe una sincronía total al estar moviéndose en fase, desplazándose sincrónicamente en el mismo sentido, por lo que entonces $\rho_{AB} = 1$ y, en teoría, no se requeriría de separación alguna ($S_{AB} = 0$). De igual manera, si los periodos están muy alejados entre sí, es decir $T_B/T_A \rightarrow 0$ o $T_B/T_A \rightarrow \infty$, entonces la desincronización es muy alta, por lo que $\rho_{AB} \rightarrow 0$ y en el límite, la separación que se requiere sería de manera conservadora igual a la suma absoluta de los desplazamientos máximos individuales de cada estructura conforme a su primer modo de vibración (suponiendo que se desplazan en sentido contrario), es decir, $S_{AB}^i = \Delta_A + \Delta_B$. Por lo tanto, se puede utilizar una versión modificada de la regla ABS, denominada combinación de reglas de diferencia absoluta (SABS-CC), para tener en cuenta los movimientos sincronizados o no sincronizados entre estructuras adyacentes. Proponiendo una corrección lineal de las separaciones resultantes en función del coeficiente de sincronidad (correlación cruzada), Así, la separación requerida se puede aproximar, para fines prácticos, por la siguiente combinación lineal simple (Tena-Colunga y Sánchez Ballinas 2022):

$$S_{AB}^i = (1 - \rho_{AB})(\Delta_A + \Delta_B) \quad (9.11)$$

donde en este caso, el factor de correlación cruzado debe interpretarse como un factor de sincronización del movimiento de dos estructuras independientes. Así $\rho_{AB} = 1$ representa una sincronía perfecta del movimiento de las dos estructuras contiguas y $\rho_{AB} = 0$ representa una asincronía total del movimiento de las dos estructuras contiguas, las cuales se supone se desplazan en sentidos contrarios.

9.5. Resultados del estudio paramétrico

El objetivo final del estudio paramétrico es evaluar de manera práctica las separaciones que deben tener los edificios para que estos no choquen o se disminuya la posibilidad de que lo hagan.

Como se comentó anteriormente, en México desde 1966, se estableció por el comité de las normas, una separación mínima de $S_{min} = 5$ cm para edificaciones nuevas respecto a las existentes, y como se mostró en el capítulo 2, se observó varios edificios que sufrieron daños por choque estructural durante el terremoto del 19 de septiembre del 2017 y sismos anteriores a esa fecha, dichos edificios tenían la mínima separación marcada por la norma. Por lo que queda claro que esta distancia mínima no es suficiente para evitar daños por golpeteo entre estructuras colindantes con rigideces y características dinámicas muy diferentes en suelos blandos.

Dado que la separación mínima actual no evita que las estructuras sufran daños debido al golpeteo, se genera la pregunta de ¿cuál si sería la distancia mínima de separación entre estructuras colindantes que debe cubrir una norma para el diseño y construcción por sismo? La respuesta no es fácil, ya que se debería tomar en cuenta varias variables y escenarios posibles, como por ejemplo el tipo de estructuración (marcos, muros, cimentación, losas, etc.), el tipo de material (concreto acero, mampostería, madera), tipo de suelos (firmes o blandos), tipos de análisis (estáticos, dinámicos, lineal, no lineal, etc.), con el fin de cubrir un amplio número de estructuras adyacentes.

Como se comentó en capítulos anteriores en los alcances de este trabajo, se dará como un primer acercamiento con base en los resultados del estudio paramétrico, una separación mínima para evitar el golpeteo estructural. Se presentan algunos resultados para separaciones de $S = 5$ cm (por ser la separación mínima actual, y considerando que en algunos de los predios no se respete ni la mínima separación), $S = 10$ cm (considerando que ambos predios respetaron la separación mínima) y 15 cm (propuesta de separación mínima). Para este propósito, se monitorearon dos parámetros: a) las fuerzas máximas de impacto y b) el número de golpes de impactos.

Para estas separaciones se observó que el principal beneficio de aumentar la separación es el reducir el número de golpes y sus intensidades relativas, ya que las fuerzas máximas de impacto no necesariamente disminuyen. En las figuras 9.1 a 9.3 se observa que para una separación $S = 5$ cm, hay una gran cantidad de impactos para todos los registros y condiciones de apoyo consideradas (base rígida o con IDSE) para la mayoría de intervalos de periodos (T_{286}/T_{284}). El número de golpes tiende a cero para cuando $T_{286}/T_{284} \approx 1$ (cuando tienen características dinámicas similares). Para el intervalo de periodos $0.55 \leq T_{286}/T_{284} \leq 0.91$, los contactos varían entre los 83 a los 503 golpes para la condición en base rígida, para el suelo 1 varía entre los 130 a los 568 golpes y para el suelo 2 varía entre los 120 a 553 golpes. La mayor cantidad de contactos se presentó para las relaciones de periodos en el intervalo $1.6 \leq T_{286}/T_{284} \leq 3.24$; para este intervalo, los golpes variaron entre los 305 a 4280 para base rígida, de 553 a 4227 para el suelo 1 y de 549 a 4333 para el suelo 2. En general, se aprecia que el número de golpes aumenta al considerar los efectos de la ISE con respecto a la condición en base rígida. Se puede concluir que el número de golpes teórico obtenido es muy alto para una distancia de separación $S = 5$ cm para una relación de periodos alto, por lo que esa distancia mínima no es suficiente ni segura.

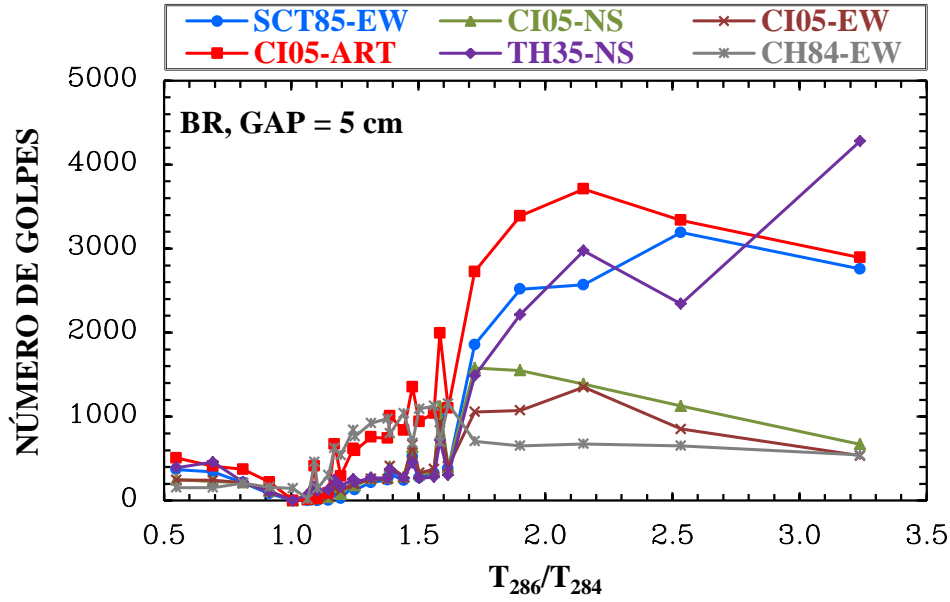


Figura 9.1. Número total golpes para los modelos en estudio para los seis movimientos de terreno considerados en suelos blandos de la Ciudad de México, para una separación de $S = 5\text{ cm}$ y considerando base rígida

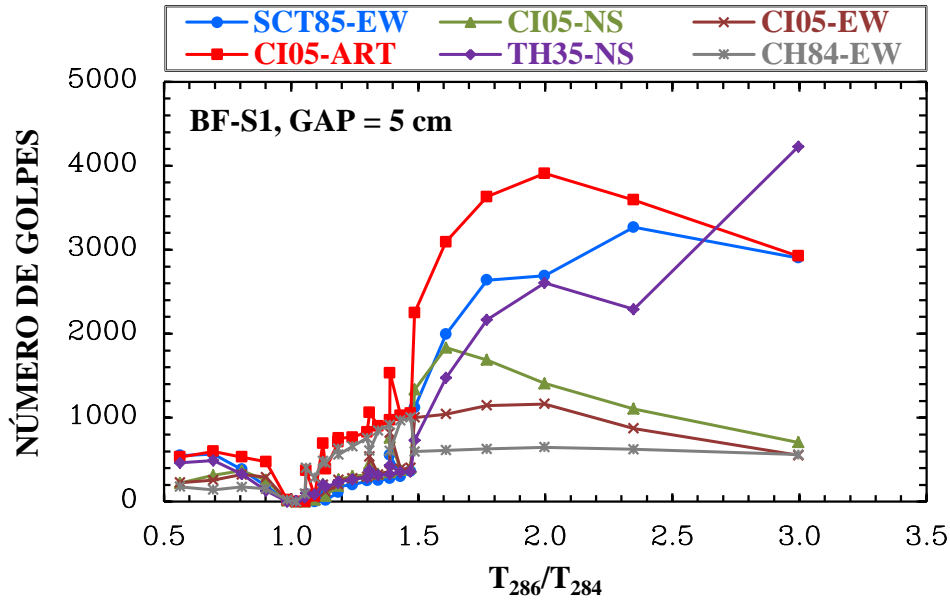


Figura 9.2. Número total golpes para los modelos en estudio para los seis movimientos de terreno considerados en suelos blandos de la Ciudad de México, para una separación de $S = 5\text{ cm}$ y considerando base flexible (Suelo 1)

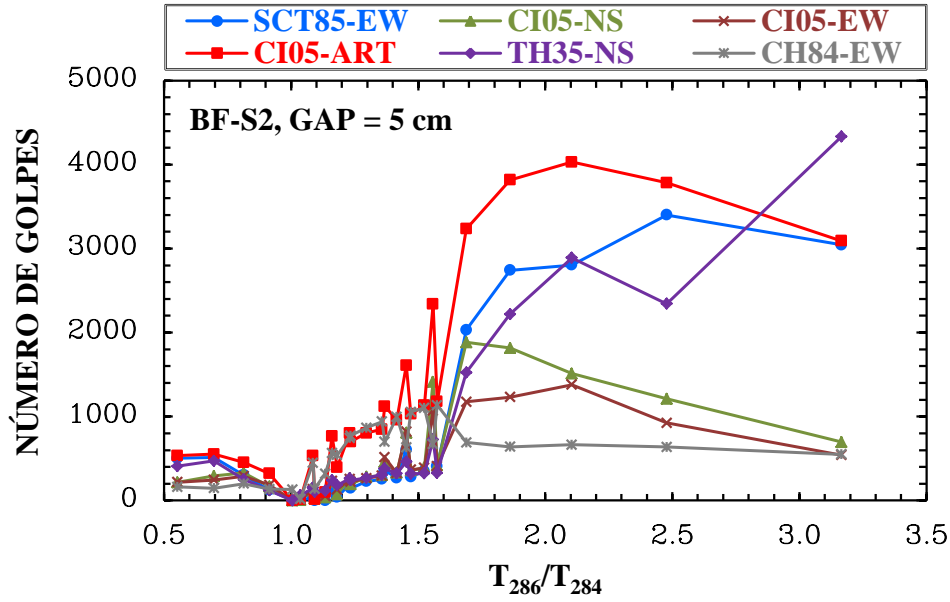


Figura 9.3. Número total golpes para los modelos en estudio para los seis movimientos de terreno considerados en suelos blandos de la Ciudad de México, para una separación de $S = 5\text{ cm}$ y considerando base flexible (Suelo 2)

Se puede observar en las figuras 9.4 a 9.6 que cuando la separación aumenta a $S = 10\text{ cm}$, además de extender el intervalo de relaciones de periodos donde no se observan golpes, el número de impactos disminuye significativamente. Para el intervalo de periodos $0.55 \leq T_{286}/T_{284} \leq 0.91$, el número de golpes para esta separación disminuye con respecto a lo que se obtuvo para una separación de 5 cm de la siguiente forma: a) de 33.7% a 77.2% para base rígida, b) de un 36.9% a 89% para el suelo 1, c) de 33.3% a 76.8% para el suelo 2. Para el intervalo de periodos de $1.6 \leq T_{286}/T_{284} \leq 3.24$, el número de contactos se reduce de la siguiente forma: a) del 14.2% al 71.5% para base rígida, b) del 192% al 63.1% para el suelo 1 y, c) de 33.3% a 65.2% para el suelo 2. En general, se puede observar que el número de contactos se reduce notablemente en condiciones de base rígida que cuando se consideran efectos de interacción suelo estructura (ISE). Esto era de esperarse, debido a la flexibilidad del suelo y los efectos de cabeceo.

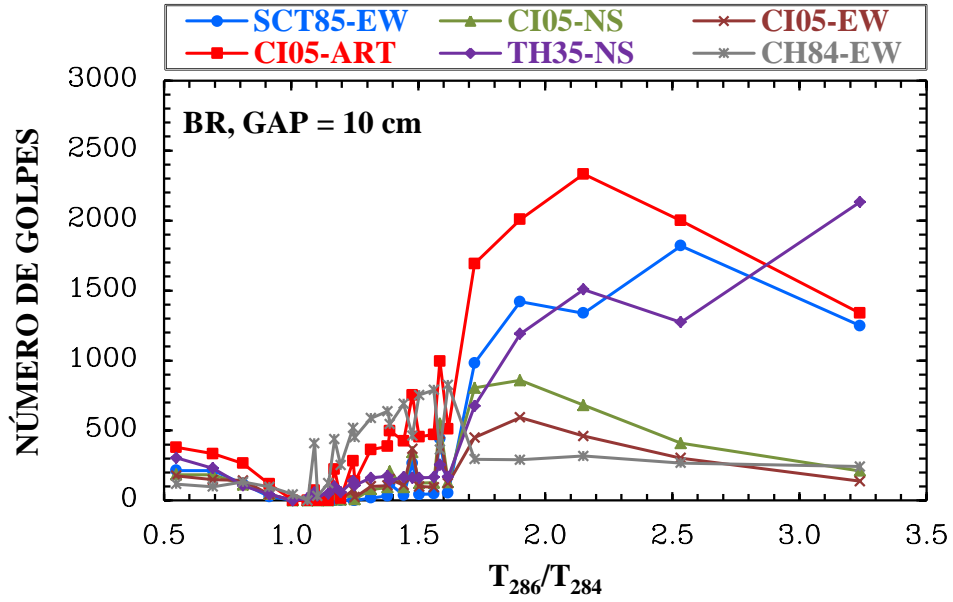


Figura 9.4. Número total golpes para los modelos en estudio para los seis movimientos de terreno considerados en suelos blandos de la Ciudad de México, para una separación de $S = 10$ cm y considerando base rígida

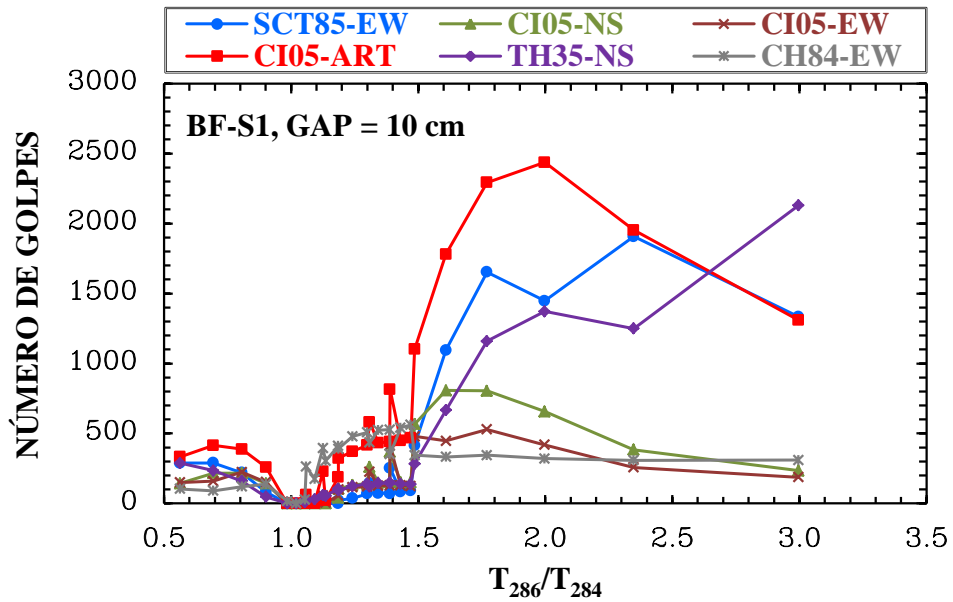


Figura 9.5. Número total golpes para los modelos en estudio para los seis movimientos de terreno considerados en suelos blandos de la Ciudad de México, para una separación de $S = 10$ cm y considerando base flexible (Suelo 1)

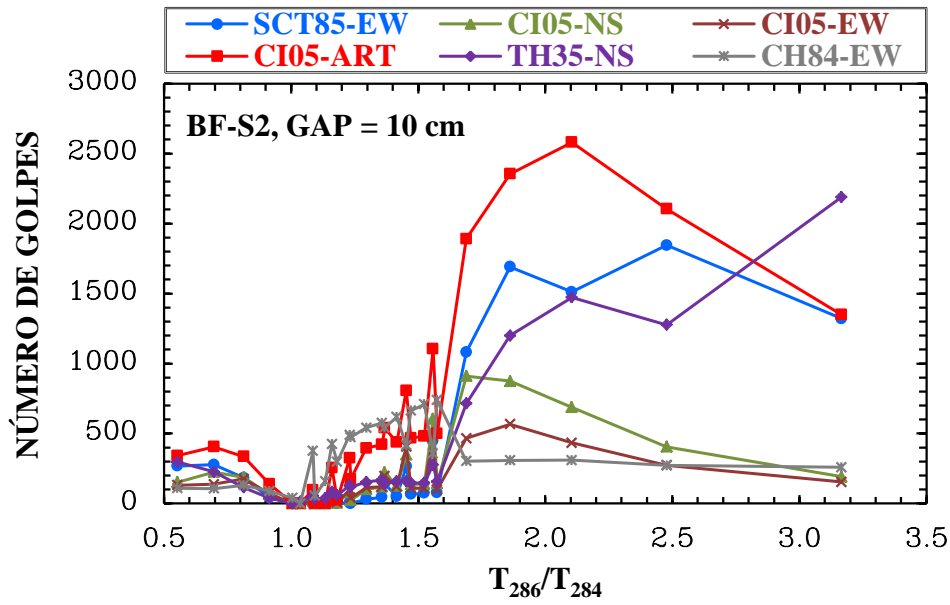


Figura 9.6. Número total golpes para los modelos en estudio para los seis movimientos de terreno considerados en suelos blandos de la Ciudad de México, para una separación de $S = 10$ cm y considerando base flexible (Suelo 2)

Por último, en las figuras 9.7 a 9.9 se puede observar que para una separación de 15 cm, el número de contactos se reduce considerablemente con respecto a las distancia de referencia de 5 cm, por lo que para el intervalo de periodos $0.55 \leq T_{286}/T_{284} \leq 0.91$ las reducciones varían: a) de 0% a 76.9% para base rígida, b) de 2.3% al 82.5% para el suelo 1, c) del 9.2% al 67.4% para el suelo 2. Para el intervalo de periodos $1.6 \leq T_{286}/T_{284} \leq 3.24$ se presentaron las reducciones de la siguiente manera: a) de 0% a 47.2% para base rígida, b) de 4.8% a 43.6% para el suelo 1 y, c) de 0% a 54.5% para el suelo 2.

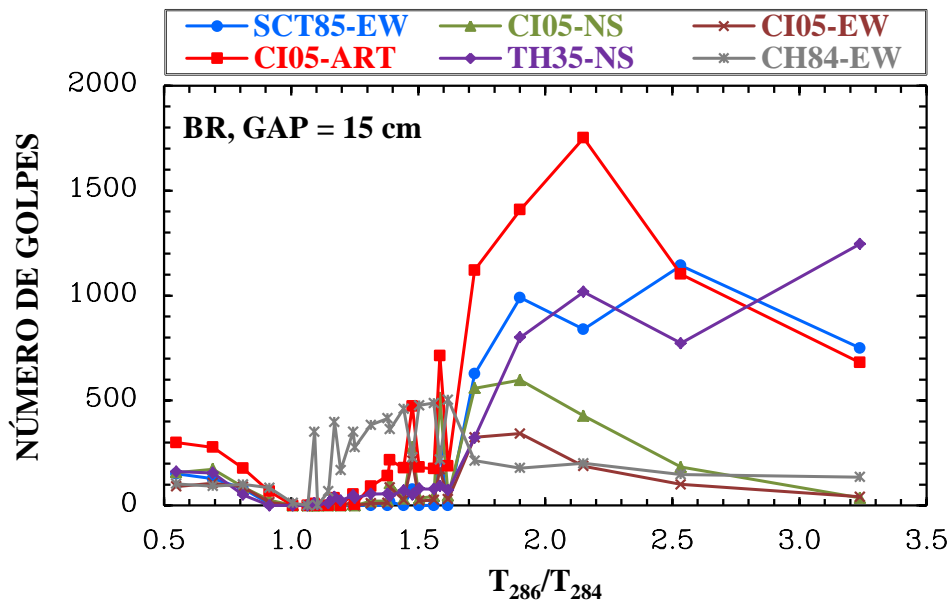


Figura 9.7. Número total golpes para los modelos en estudio para los seis movimientos de terreno considerados en suelos blandos de la Ciudad de México, para una separación de $S = 15$ cm y considerando base rígida

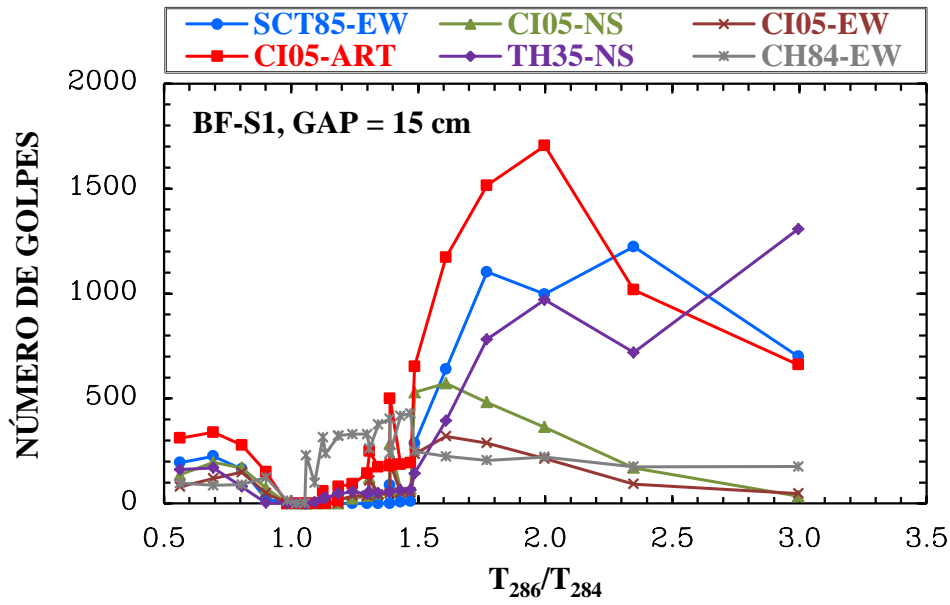


Figura 9.8. Número total golpes para los modelos en estudio para los seis movimientos de terreno considerados en suelos blandos de la Ciudad de México, para una separación de S = 15 cm y considerando base flexible (Suelo 1)

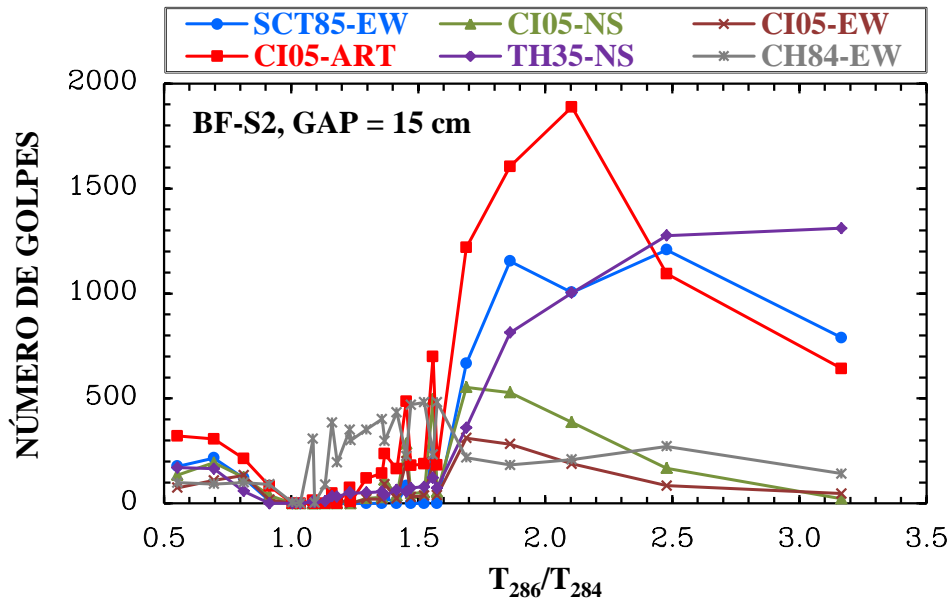


Figura 9.9. Número total golpes para los modelos en estudio para los seis movimientos de terreno considerados en suelos blandos de la Ciudad de México, para una separación de S = 15 cm y considerando base flexible (Suelo 2)

Con base en estos resultados, se propone tomar 15 cm como una distancia mínima de separación entre estructuras colindantes. Esta propuesta toma en cuenta, además de los resultados presentados, lo siguiente (Tena-Colunga y Sánchez Ballinas 2022): a) la mayor parte de los propietarios de las edificaciones no aceptarían distancias mayores (20 cm o más), b) durante el estudio de daños realizado en la Ciudad de México después del terremoto de 2017, hubo menos casos en los que se observaron golpes estructurales en edificios que tenían

una separación efectiva de 15 cm. Además, estos pocos edificios que chocaron entre ellos fueron en su mayoría clasificados en las categorías de daños más bajas, c) no se observaron impactos o pocos impactos en este estudio paramétrico para el rango de periodos de $0.91 \leq T_{286}/T_{284} \leq 1.4$ para algunos de los movimientos del terreno más representativos registrados en la Ciudad de México.

Como se comentó en el capítulo 7, para cada registro de movimiento del suelo considerado, las distancias de separación entre edificios se incrementaron cada 5 cm hasta que no se observaron golpes y se consideró ese incremento como una manera práctica de obtener esa separación requerida para evitar el contacto entre las estructuras (rigurosamente, deberían ser un poco más pequeñas). Para facilitar las comparaciones, se presentan los resultados para cada registro de movimiento del terreno utilizado.

Las distancias de separación requeridas para evitar el golpeteo estructural, pueden ser muy grandes para los movimientos del terreno en los suelos blandos de las Ciudad de México dependiendo de (Tena-Colunga y Sánchez Ballinas 2022): a) las relaciones de periodos T_{286}/T_{284} , b) si uno o los dos edificios están cerca de respuestas resonantes de los movimientos del terreno y, c) de las características de los movimientos del suelo. Esto se puede apreciar en la figura 9.10, para el registro de SCT85-EW ($T_s = 2.0$ s) se muestra que para ese movimiento se tienen las mayores separaciones requeridas ($S_{req} = 165$ cm), dando resultados diferentes a lo observado para el registro CH84-EW ($T_s = 1.39$ s), con una separación máxima requerida de $S_{req} = 110$ cm (fig. 9.11). Para ambas gráficas, al comparar los resultados obtenidos para las condiciones en base rígida y base flexible, se puede ver mayor diferencia para el suelo 1 con respecto a los modelos en base rígida y el suelo 2, esto por ser un suelo más flexible. De igual forma, se puede observar que para cuando las relaciones de periodos son similares, las separaciones requeridas son similares, sin importar la condición de la base, pero en su mayoría, las separaciones requeridas son mayores cuando se considera los efectos de ISE, siendo pocos los casos donde se requiere una separación mayor en base rígida. Las distancias de separación máxima requerida para el resto de los registros fueron los siguientes: a) para el registro CI05-ART (fig. 9.12), $S_{req} = 120$ cm para los modelos en base flexible (suelo 1), b) para el registro CI05-NS (fig. 9.13), $S_{req} = 65$ cm para los modelos en base rígida, c) para el registro CI05-EW (fig. 9.14), $S_{req} = 60$ cm para los modelos en base flexible (suelo 1 y 2) y d) para el registro TH35-NS (fig. 9.15), $S_{req} = 110$ cm para los modelos en base rígida.

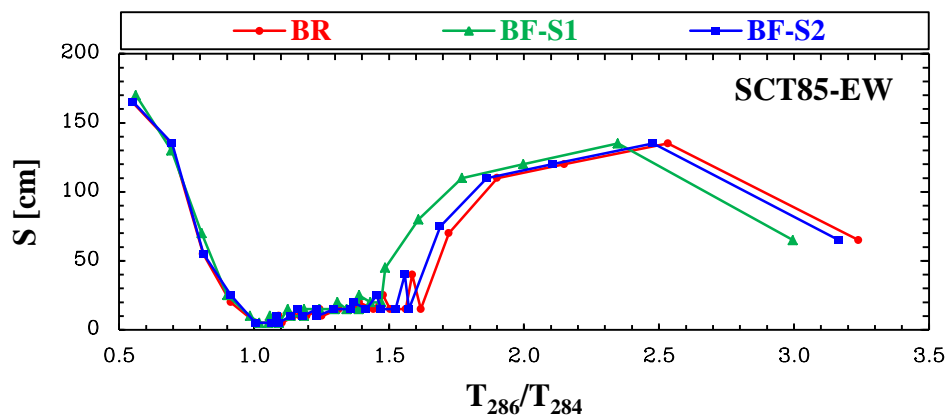


Figura 9.10. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base rígida y modelos con base flexible (Suelo 1 y 2) para el registro de SCT85-EW

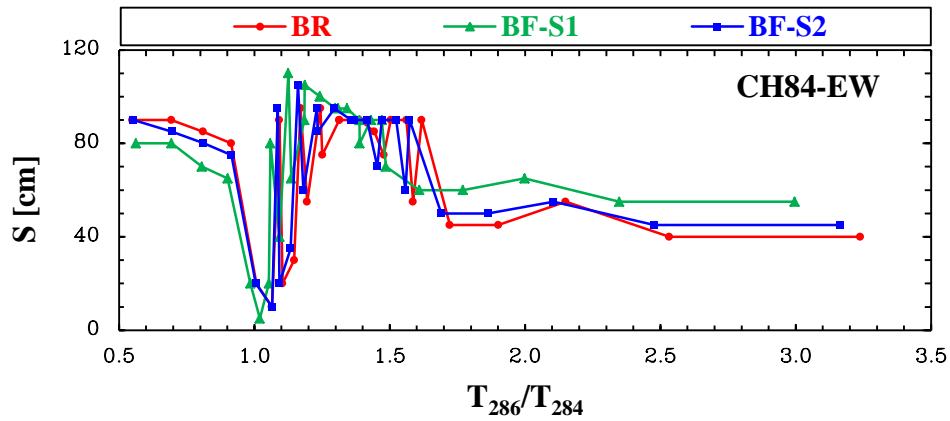


Figura 9.11. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base rígida y modelos con base flexible (Suelo 1 y 2) para el registro de CH84-EW

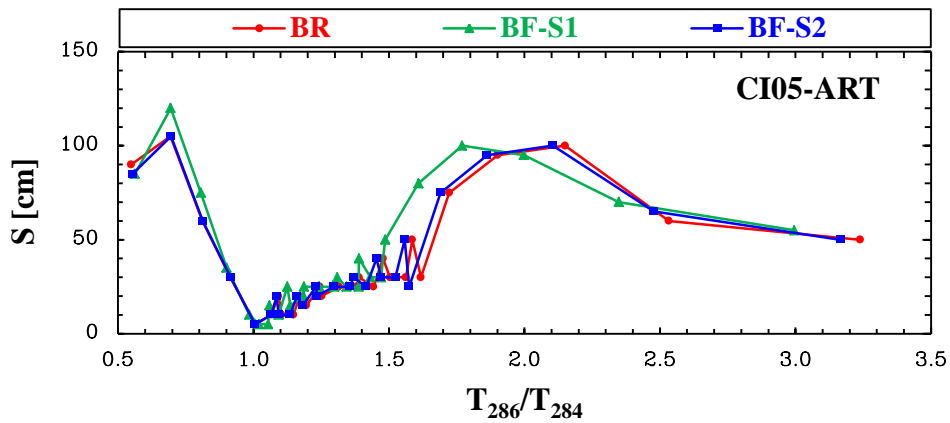


Figura 9.12. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base rígida y modelos con base flexible (Suelo 1 y 2) para el registro de CI05-ART

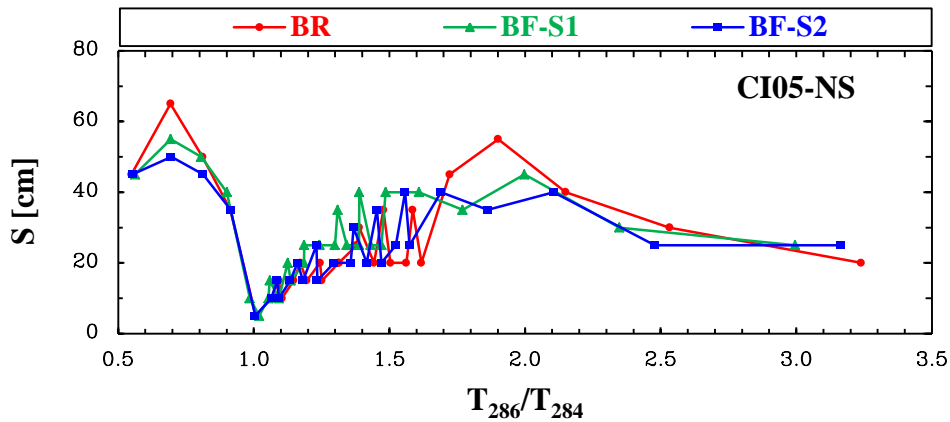


Figura 9.13. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base rígida y modelos con base flexible (Suelo 1 y 2) para el registro de CI05-NS

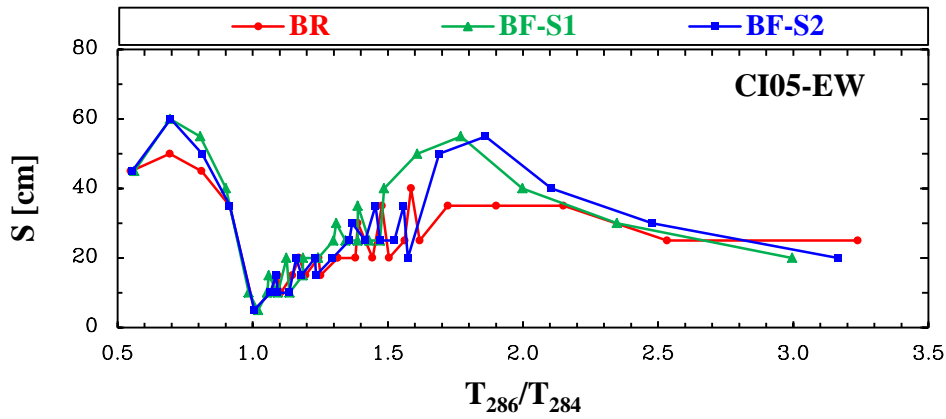


Figura 9.14. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base rígida y modelos con base flexible (Suelo 1 y 2) para el registro de CI05-EW

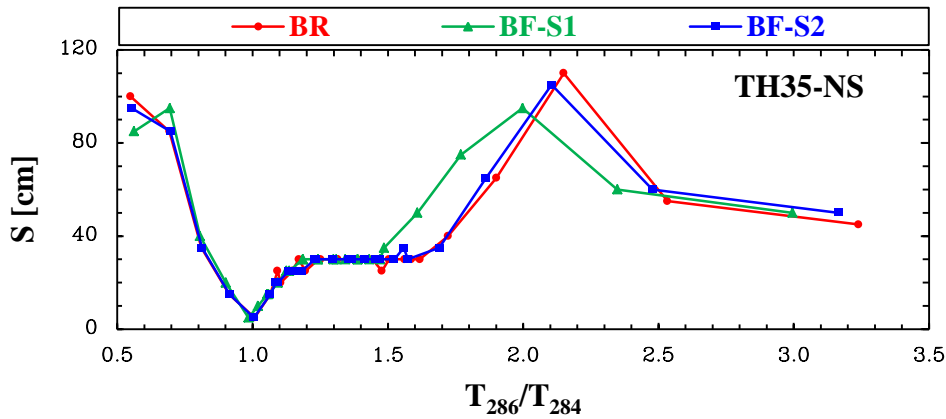


Figura 9.15. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base rígida y modelos con base flexible (Suelo 1 y 2) para el registro de TH35-NS

Como se mostró al inicio del capítulo, existen varias expresiones prácticas sobre las separaciones requeridas entre estructuras colindantes y así evitar el choque estructural. Para evaluar dicha aproximación de esas fórmulas con respecto a las requeridas obtenidas del estudio paramétrico, se calculó para cada metodología dicha separación, tomando los resultados de los desplazamientos laterales dinámicos máximos calculados para los modelos AO-284 y AO-286 para el último probable contacto entre los edificios (distancia de separación cuando no se detectaron golpes). Estos desplazamientos máximos se generalizaron como Δ_A y Δ_B al igual que los periodos T_A y T_B (AO-284 y AO-286, respectivamente).

En las figuras 9.16 a 9.21, se presenta los resultados de los modelos en base rígida para los seis registros de aceleraciones. Se puede observar que la regla ABS es siempre conservadora con respecto a la distancia práctica requerida, pero puede tener una aproximación cercana en un intervalo determinado, por ejemplo, para el registro SCT85-EW para el intervalo $1.75 \leq T_B/T_A \leq 3.24$ y para el registro CH84-EW en el intervalo $1.50 \leq T_B/T_A \leq 3.24$.

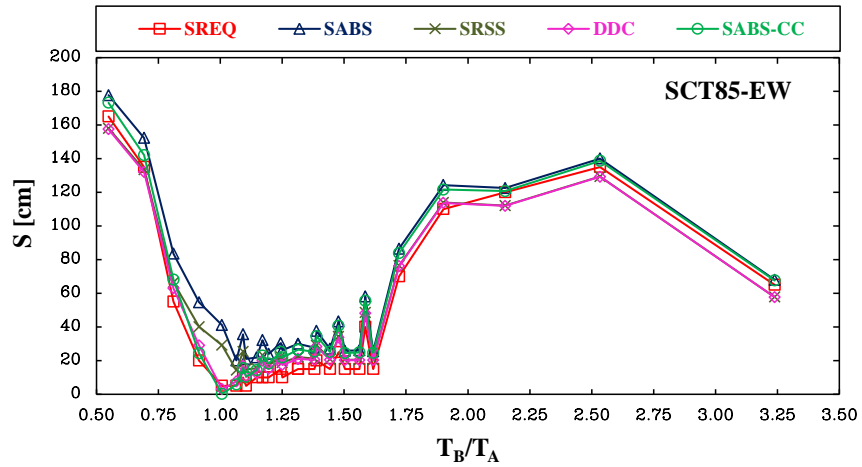


Figura 9.16. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base rígida y para el registro SCT85-EW

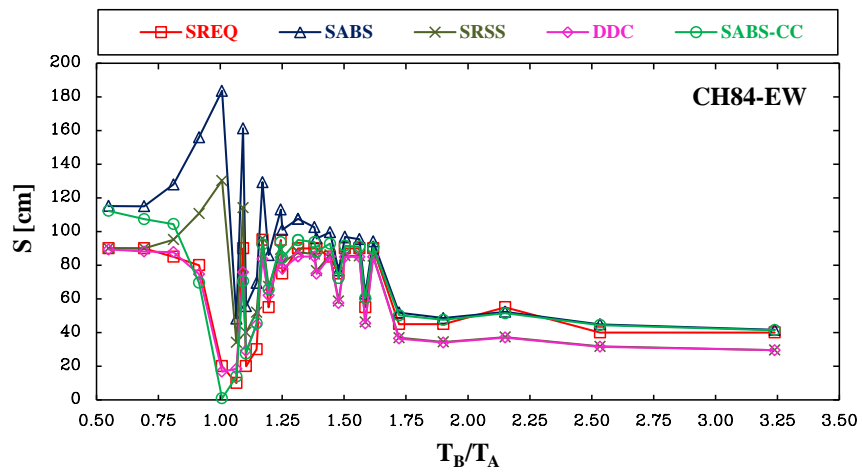


Figura 9.17. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base rígida y para el registro CH84-EW

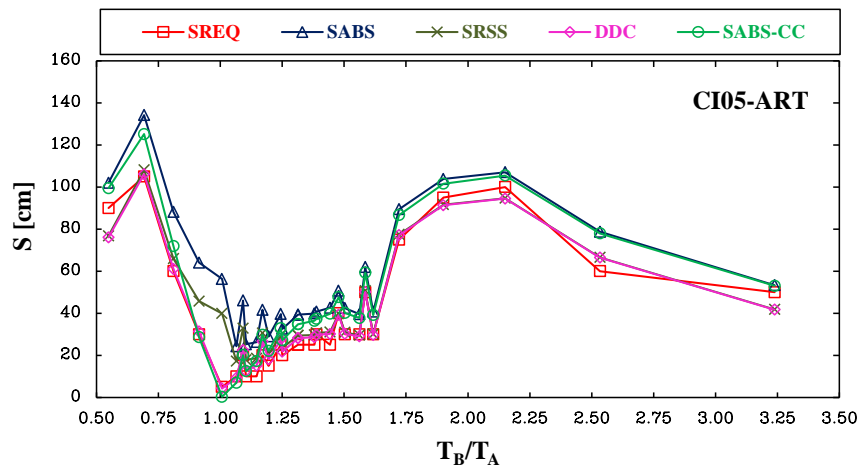


Figura 9.18. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base rígida y para el registro CI05-ART

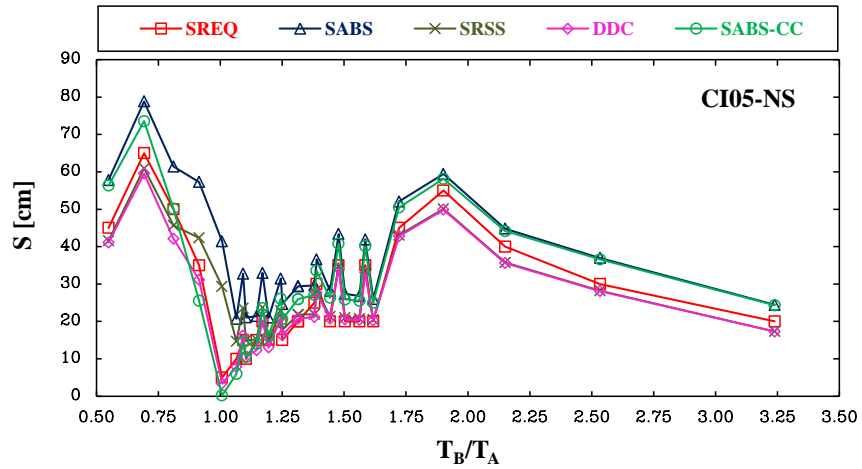


Figura 9.19. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base rígida y para el registro CI05-NS

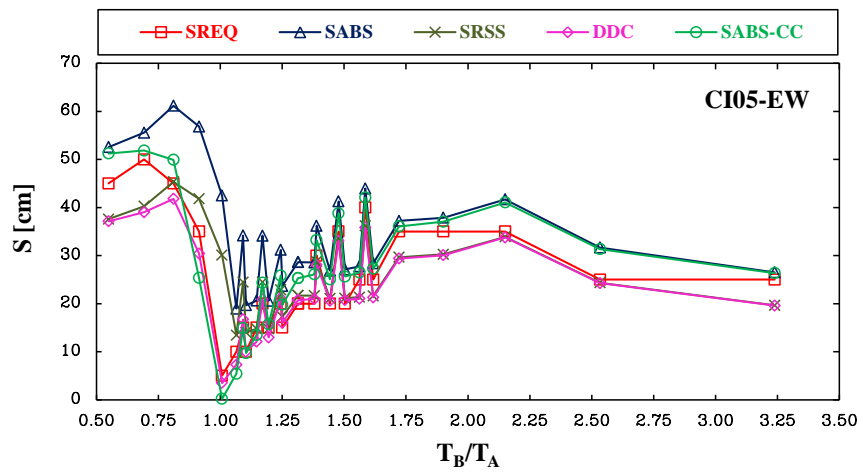


Figura 9.20. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base rígida y para el registro CI05-EW

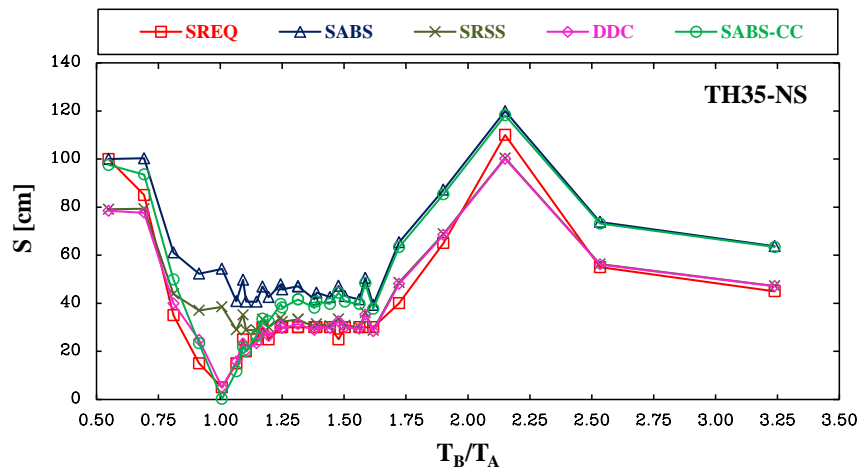


Figura 9.21. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base rígida y para el registro TH35-NS

Debe precisarse que para relaciones de periodos $T_B / T_A \approx 1$, teóricamente no debería requerirse una separación entre las estructuras, por tener propiedades dinámicas semejantes, por lo que se hace más notoria que la regla ABS sea conservadora, ya que debería aproximarse a la separación requerida. Esto queda más claro si se calcula dicha aproximación como el cociente de la separación requerida para cualquier regla y la separación requerida según el estudio paramétrico (ec.9.12). Para considerar qué regla podría usarse para estimar de manera razonable la separación de edificios y así evitar el choque estructural, la aproximación debería acercarse a la unidad y todos los valores mayores a uno, estarían siendo conservador. En las figuras 9.22 a 9.27 se puede apreciar para todos los registros, cuando las relaciones de periodos $T_B / T_A \approx 1$, que para la regla ABS, no se aproximan a la unidad teniendo valores muy altos alrededor de ocho.

$$APROXIMACIÓN = \frac{S_{regla}}{S_{req}} \tag{9.12}$$

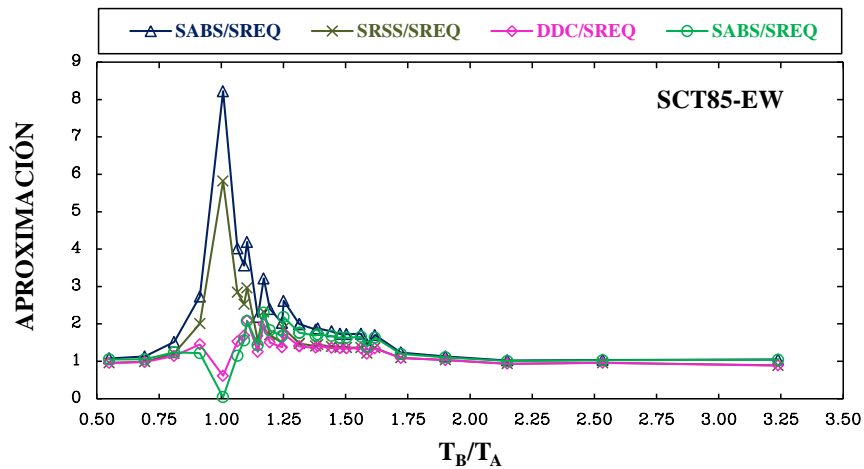


Figura 9.22. Aproximaciones de las reglas que calcula la separación mínima requerida para el registro de aceleración SCT85-EW y para los modelos en base rígida

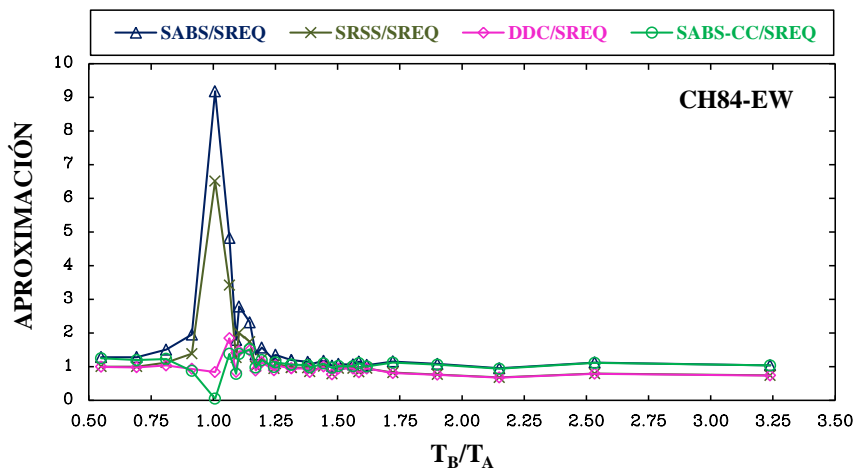


Figura 9.23. Aproximaciones de las reglas que calcula la separación mínima requerida para el registro de aceleración CH84-EW y para los modelos en base rígida

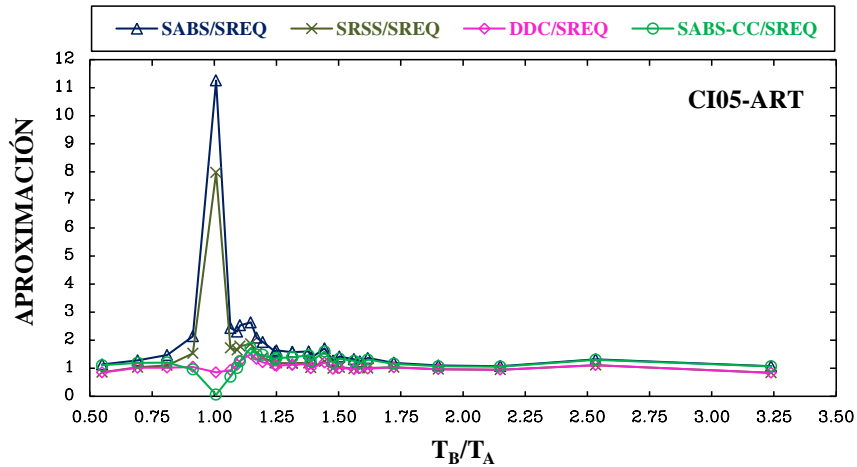


Figura 9.24. Aproximaciones de las reglas que calcula la separación mínima requerida para el registro de aceleración CI05-ART y para los modelos en base rígida

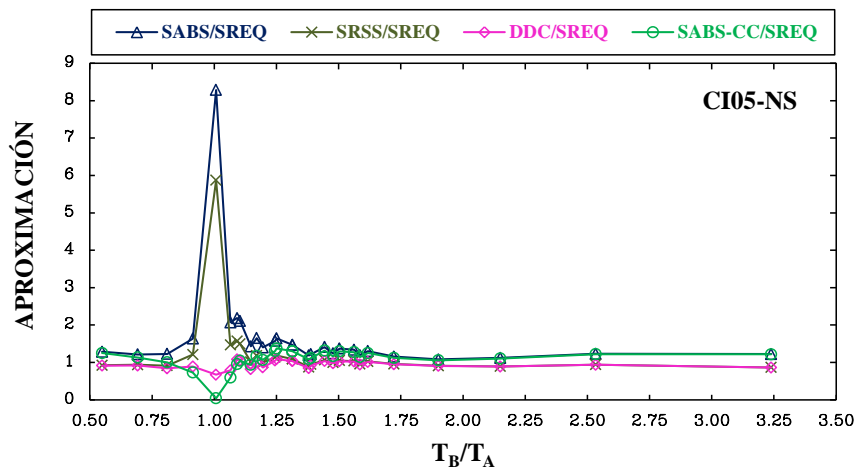


Figura 9.25. Aproximaciones de las reglas que calcula la separación mínima requerida para el registro de aceleración CI05-NS y para los modelos en base rígida

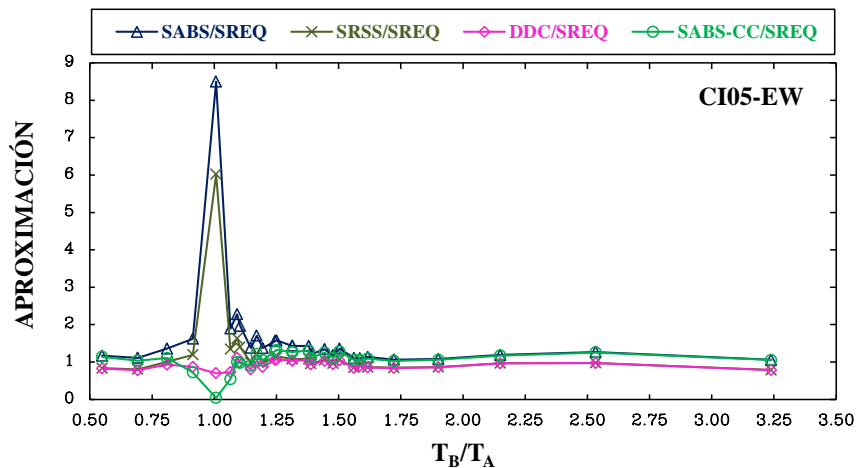


Figura 9.26. Aproximaciones de las reglas que calcula la separación mínima requerida para el registro de aceleración CI05-EW y para los modelos en base rígida

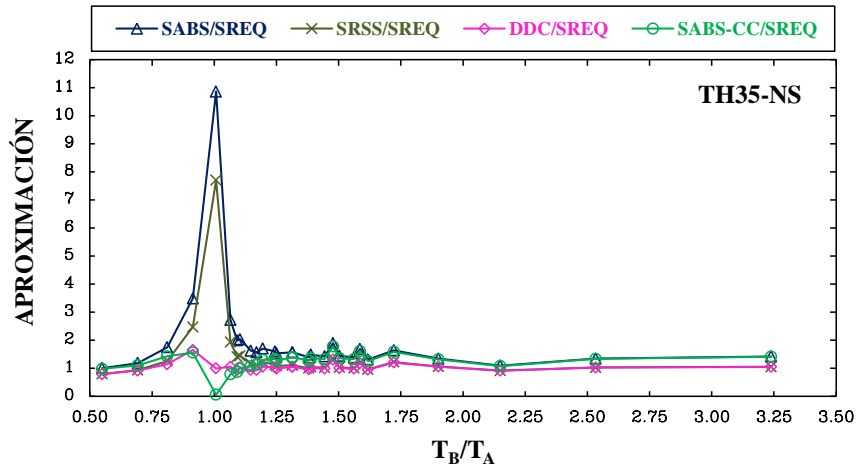


Figura 9.27. Aproximaciones de las reglas que calcula la separación mínima requerida para el registro de aceleración TH35-NS y para los modelos en base rígida

La regla SRSS, para ciertos intervalos, se acerca a la separación requerida, pero de igual forma que la regla ABS, tiende a ser conservador dentro del intervalo $0.8 \leq T_B / T_A \leq 1.50$. Para las reglas DDC y ABS-CC, se puede observar que tiene una coincidencia razonable y que tiene muy buena aproximación cercana con las distancias de separaciones requeridas. Sin embargo, cuando $T_B / T_A \approx 1$, se subestima la separación, ya que da separaciones por debajo a la requerida, por ejemplo, para el registro SCT85-EW y modelo $0.6E_{AO284}$ vs $1.0E_{AO286}$ en base rígida y relación $T_B / T_A = 1.007$, se requeriría para la regla ABS-CC una separación de $S = 0.20$ cm, pero haciendo un análisis preciso de la separación requerida sería de $S_{req} = 2.5$ cm, por lo que sigue subestimando la separación; para la regla DDC su aproximación cambiaría de subestimarla de 0.609 a 1.22. Para el caso en base flexible se muestran resultados parecidos. En las figuras 9.28 a 9.33 se pueden apreciar los resultados de las separaciones requeridas y en las figuras 9.34 a 9.39 las aproximaciones para el suelo 1. En las figuras 9.40 a 9.45 se presentan los resultados de las separaciones requeridas y en las figuras 9.46 a 9.51 las aproximaciones para el suelo 2.

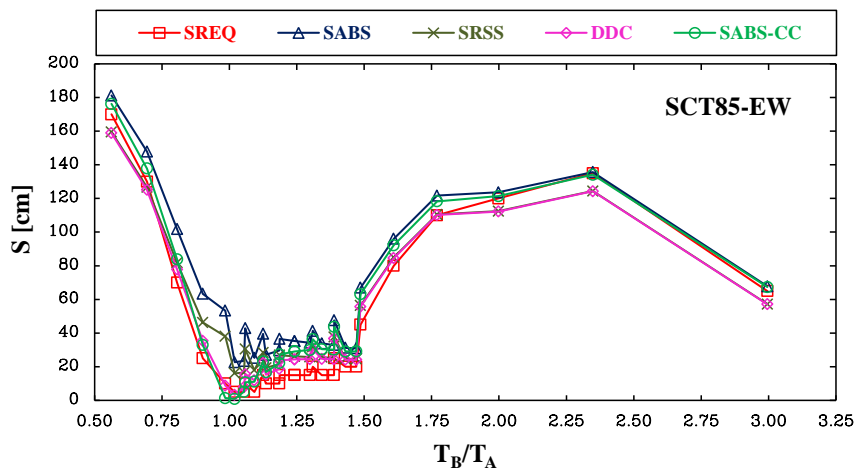


Figura 9.28. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base flexible (suelo 1) y para el registro SCT85-EW

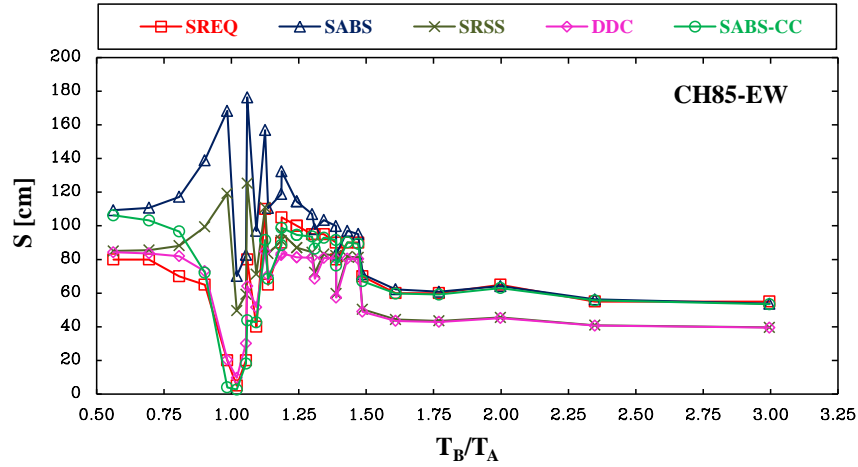


Figura 9.29. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base flexible (suelo 1) y para el registro CH84-EW

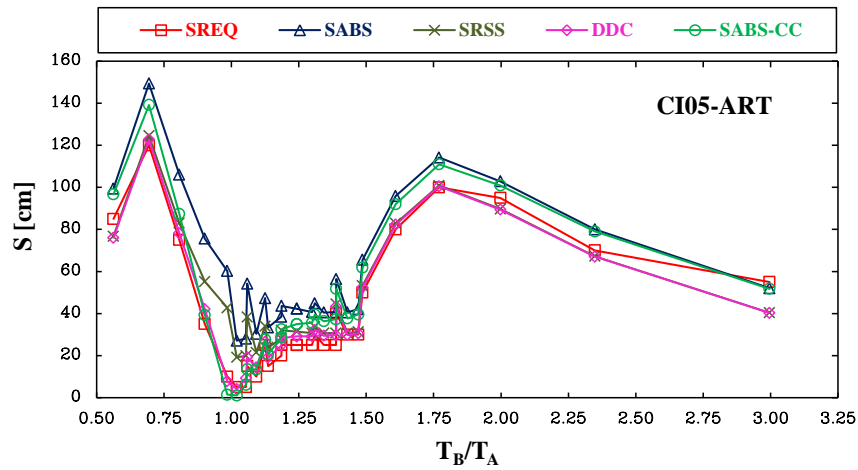


Figura 9.30. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base flexible (suelo 1) y para el registro CI05-ART

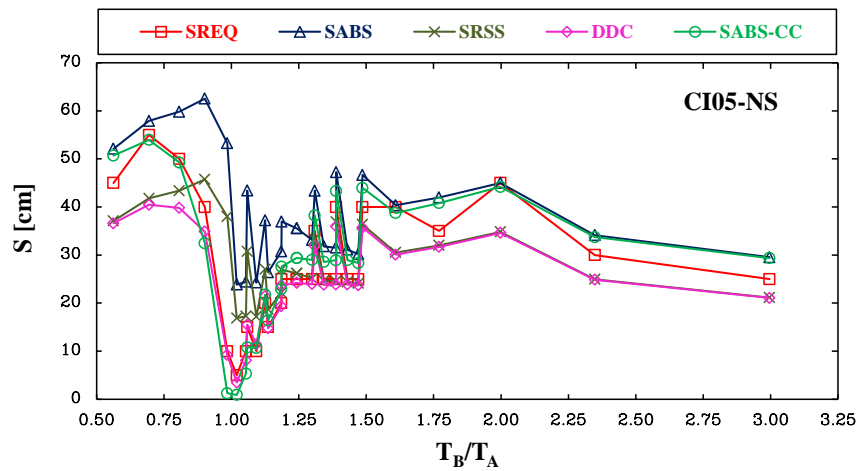


Figura 9.31. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base flexible (suelo 1) y para el registro CI05-NS

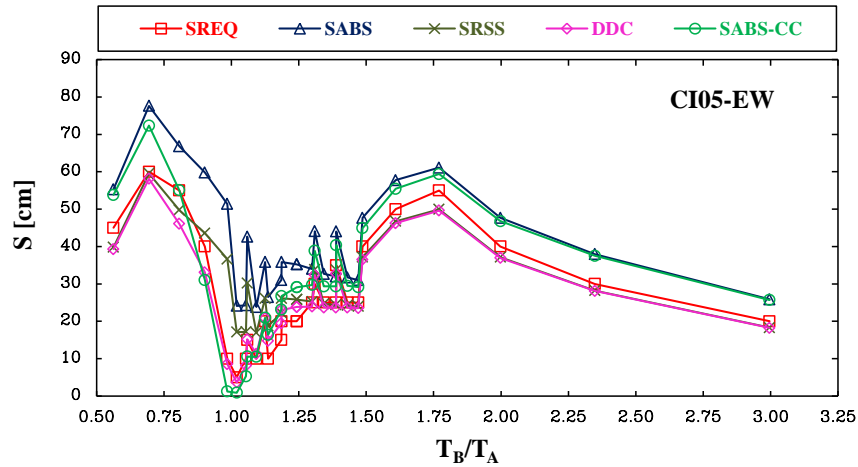


Figura 9.32. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base flexible (suelo 1) y para el registro CI05-EW

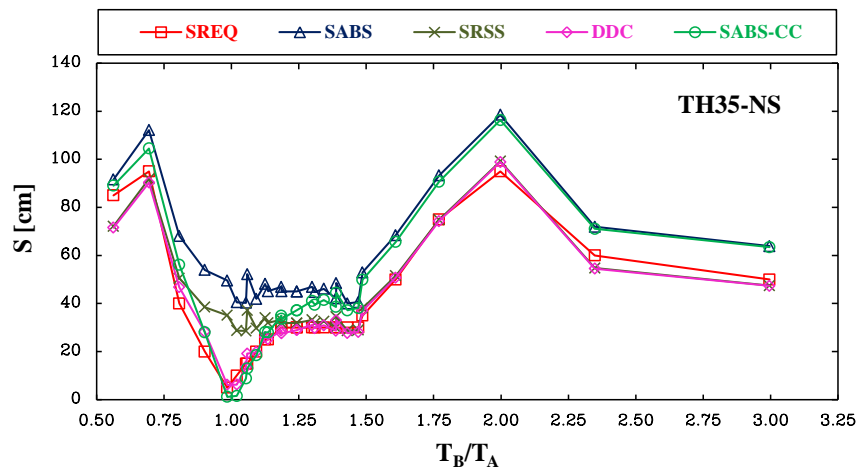


Figura 9.33. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base flexible (suelo 1) y para el registro TH35-NS

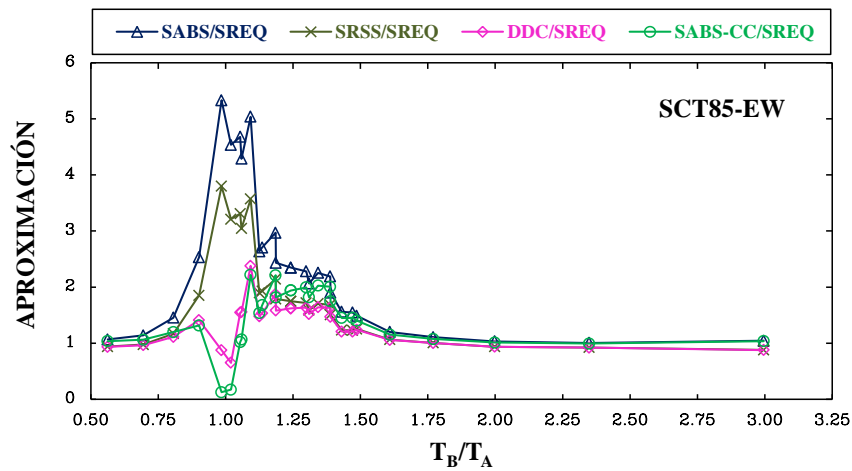


Figura 9.34. Aproximaciones de las reglas que calcula la separación mínima requerida para el registro de aceleración SCT85-EW y para los modelos en base flexible (suelo 1)

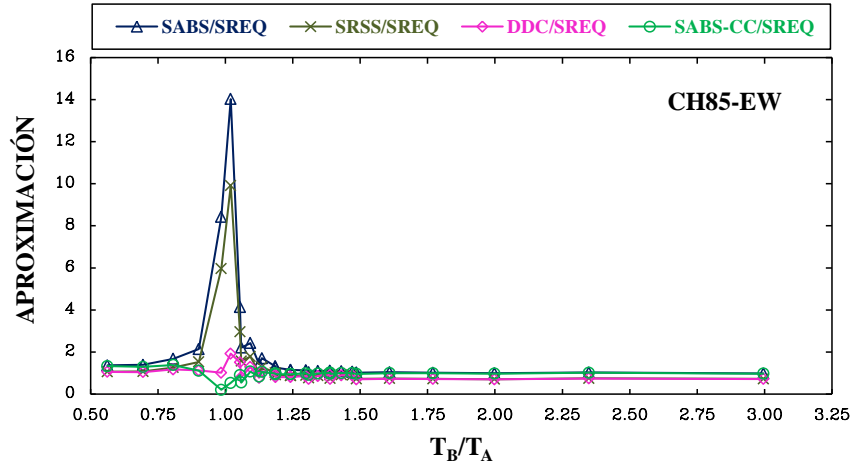


Figura 9.35. Aproximaciones de las reglas que calcula la separación mínima requerida para el registro de aceleración CH84-EW y para los modelos en base flexible (suelo 1)

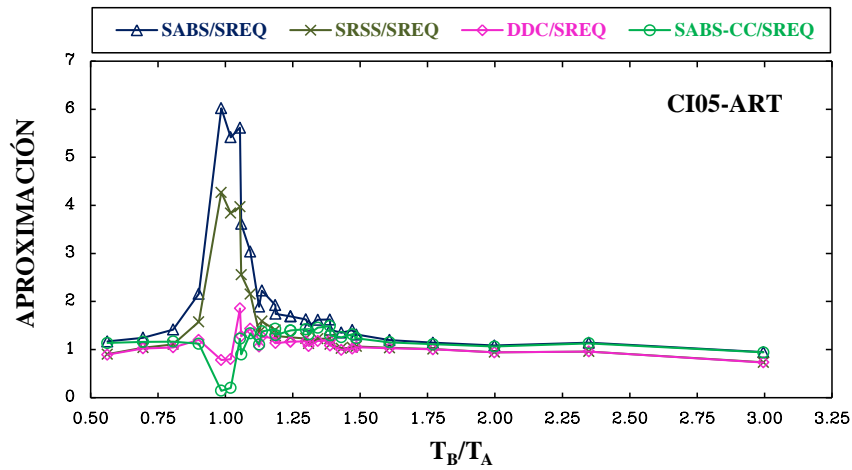


Figura 9.36. Aproximaciones de las reglas que calcula la separación mínima requerida para el registro de aceleración CI05-ART y para los modelos en base flexible (suelo 1)

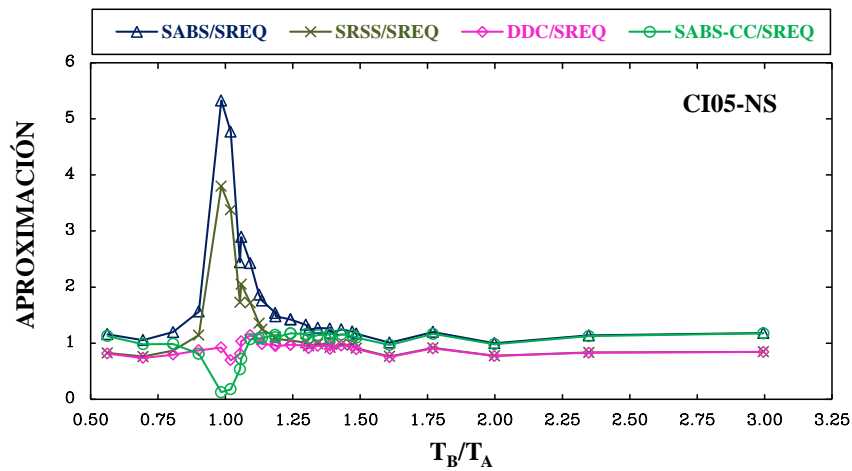


Figura 9.37. Aproximaciones de las reglas que calcula la separación mínima requerida para el registro de aceleración CI05-NS y para los modelos en base flexible (suelo 1)

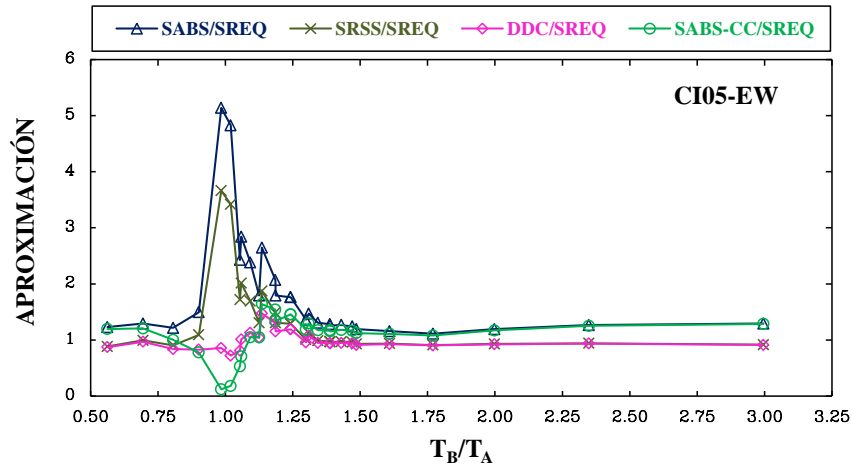


Figura 9.38. Aproximaciones de las reglas que calcula la separación mínima requerida para el registro de aceleración CI05-EW y para los modelos en base flexible (suelo 1)

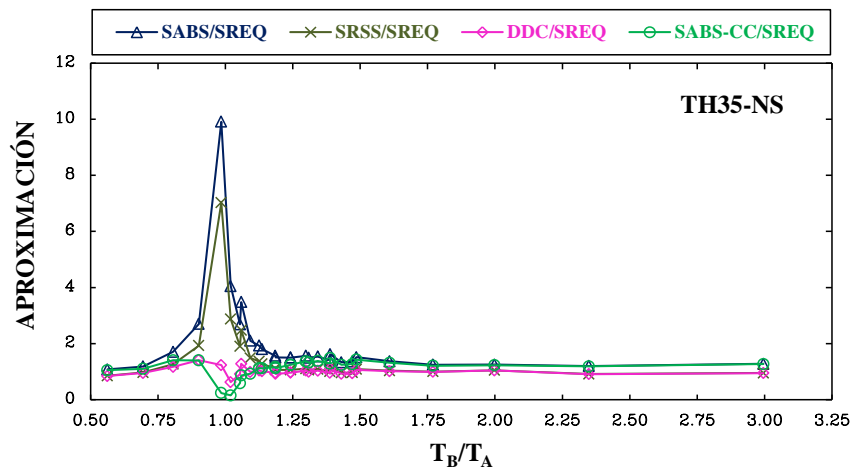


Figura 9.39. Aproximaciones de las reglas que calcula la separación mínima requerida para el registro de aceleración TH35-NS y para los modelos en base flexible (suelo 1)

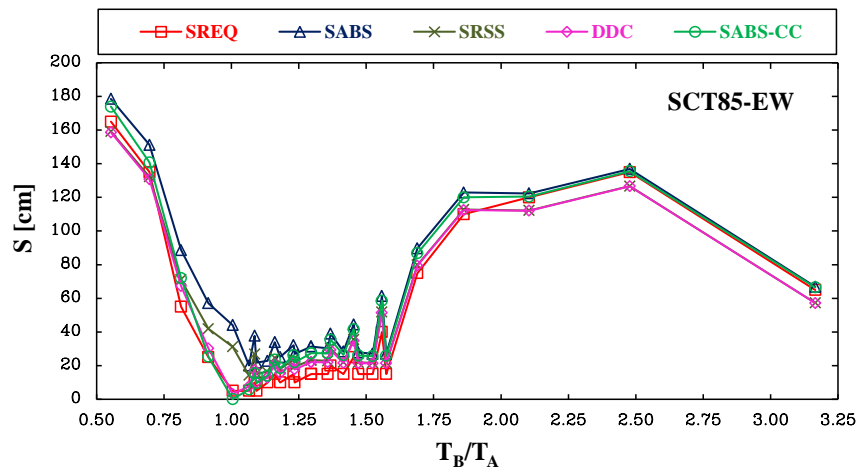


Figura 9.40. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base flexible (suelo 2) y para el registro SCT85-EW

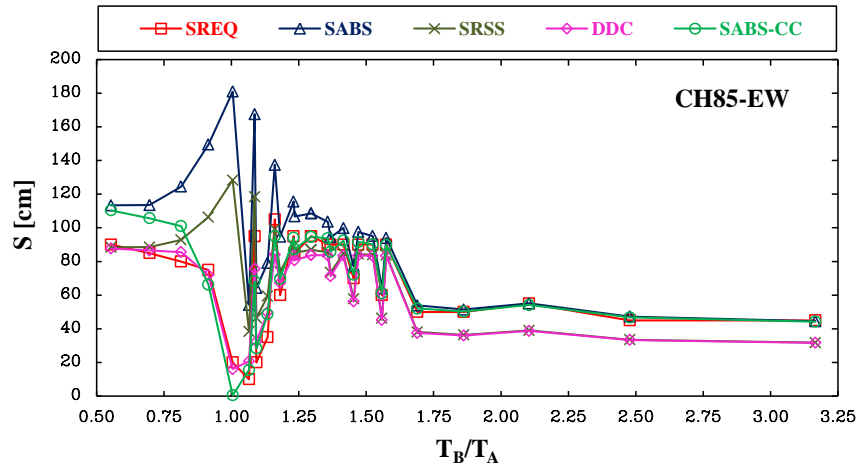


Figura 9.41. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base flexible (suelo 2) y para el registro CH84-EW

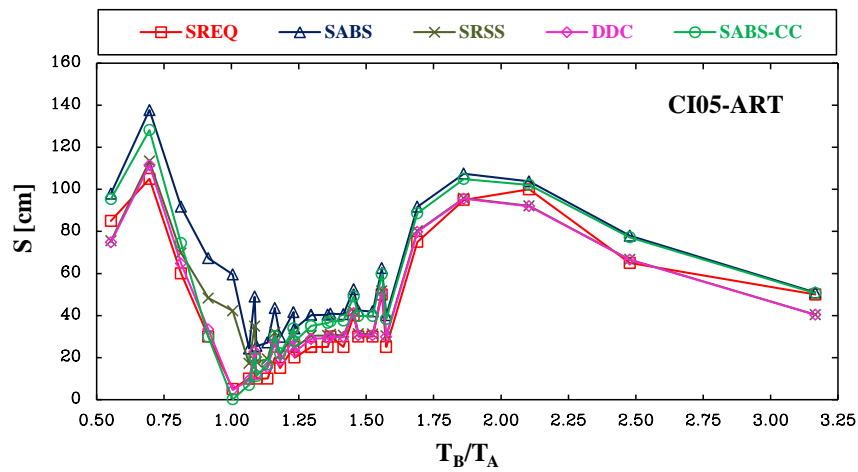


Figura 9.42. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base flexible (suelo 2) y para el registro CI05-ART

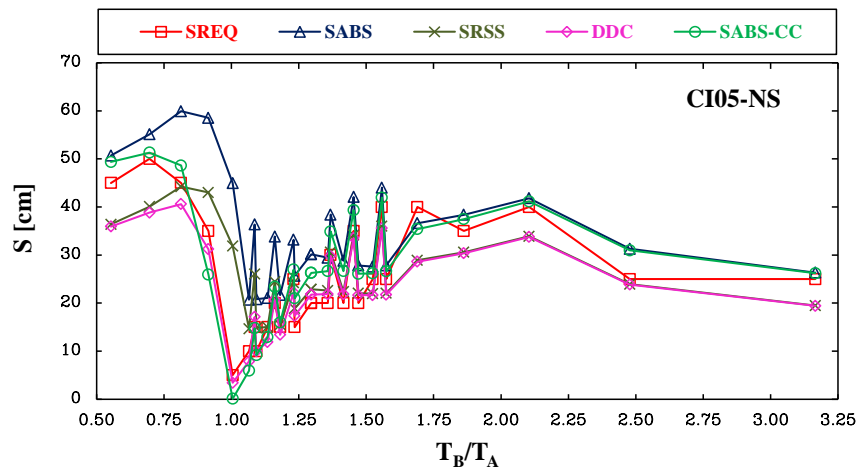


Figura 9.43. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base flexible (suelo 2) y para el registro CI05-NS

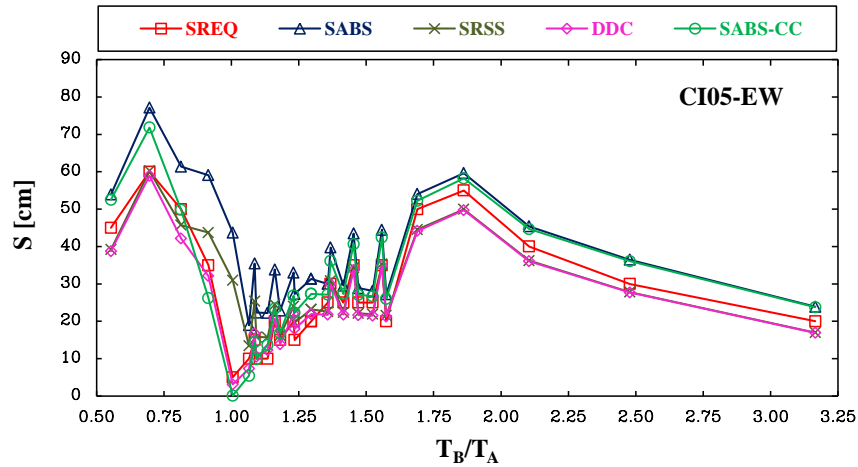


Figura 9.44. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base flexible (suelo 2) y para el registro CI05-EW

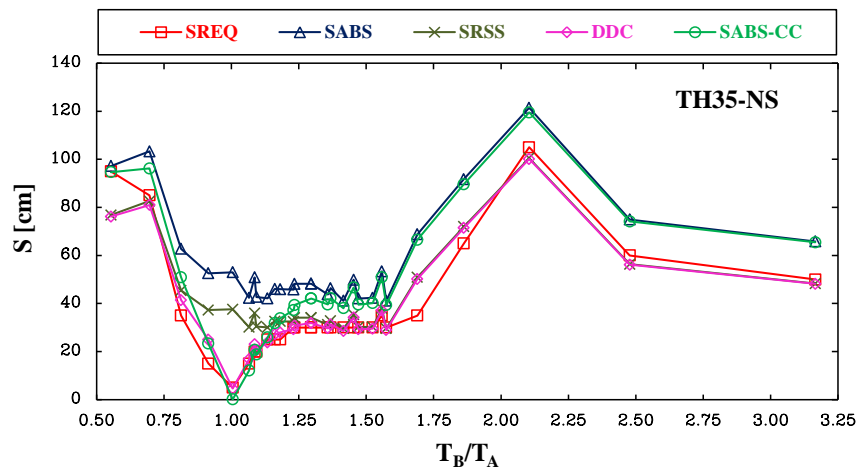


Figura 9.45. Distancias de separaciones requeridas para evitar el choque estructural para los modelos en base flexible (suelo 2) y para el registro TH35-NS

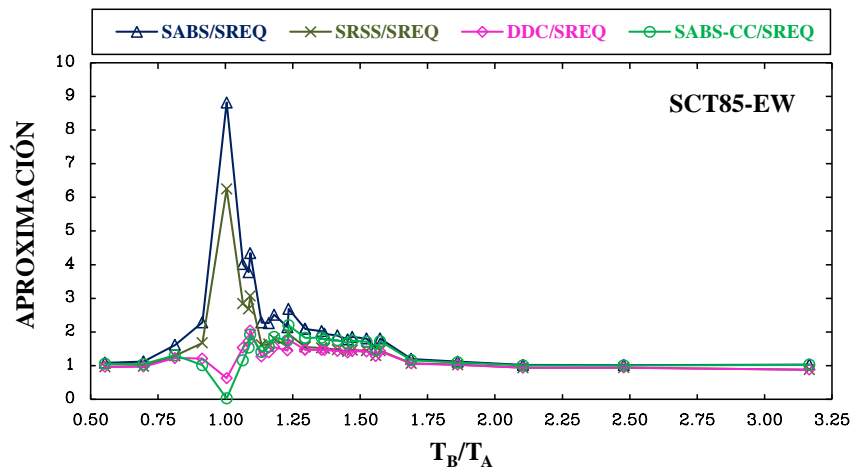


Figura 9.46. Aproximaciones de las reglas que calcula la separación mínima requerida para el registro de aceleración SCT85-EW y para los modelos en base flexible (suelo 2)

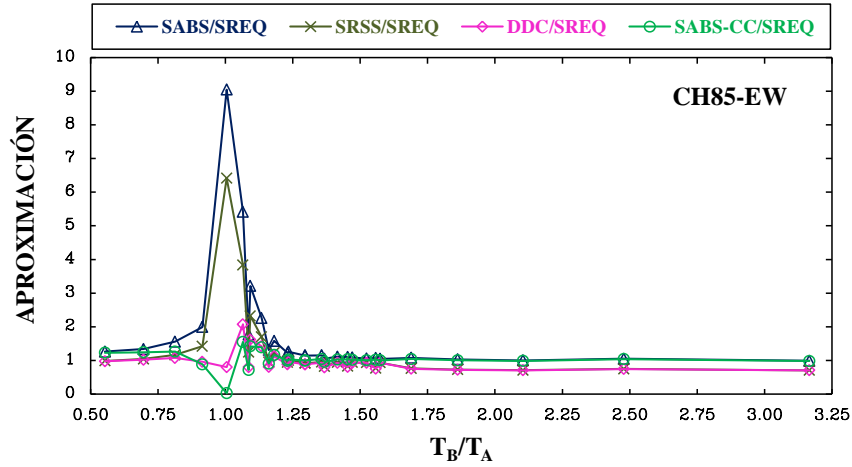


Figura 9.47. Aproximaciones de las reglas que calcula la separación mínima requerida para el registro de aceleración CH84-EW y para los modelos en base flexible (suelo 2)

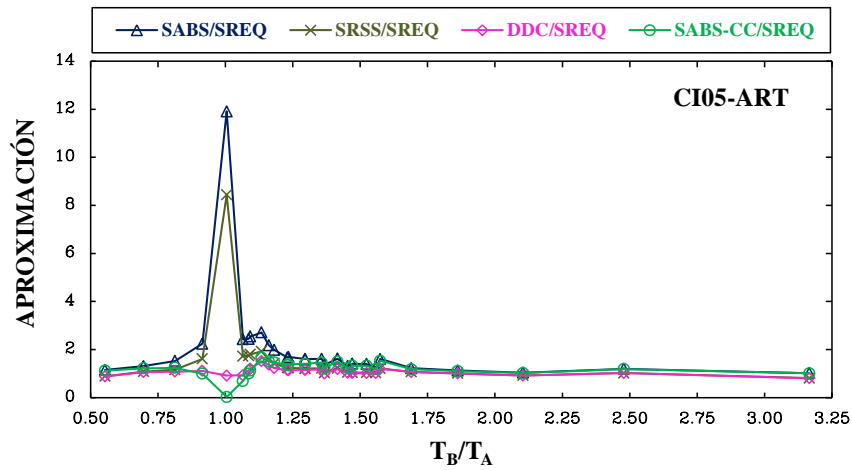


Figura 9.48. Aproximaciones de las reglas que calcula la separación mínima requerida para el registro de aceleración CI05-ART y para los modelos en base flexible (suelo 2)

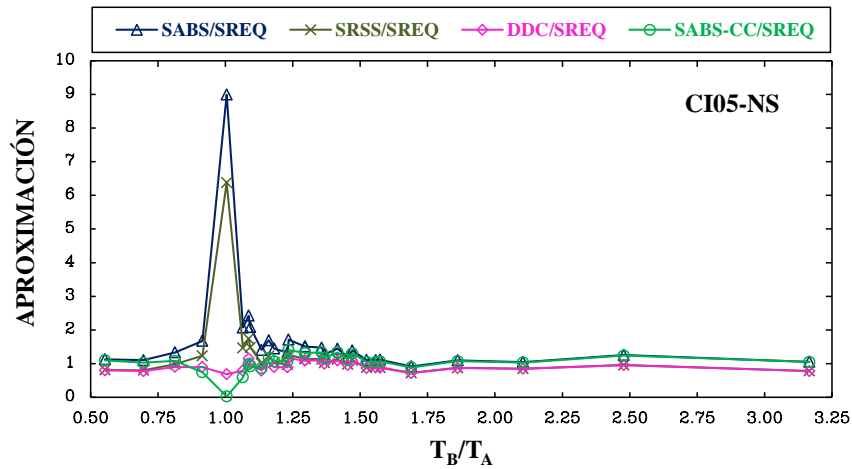


Figura 9.49. Aproximaciones de las reglas que calcula la separación mínima requerida para el registro de aceleración CI05-NS y para los modelos en base flexible (suelo 2)

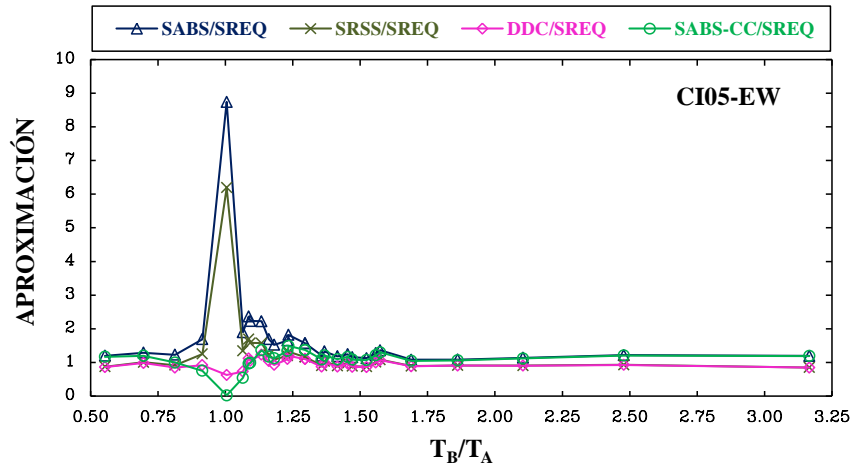


Figura 9.50. Aproximaciones de las reglas que calcula la separación mínima requerida para el registro de aceleración CI05-EW y para los modelos en base flexible (suelo 2)

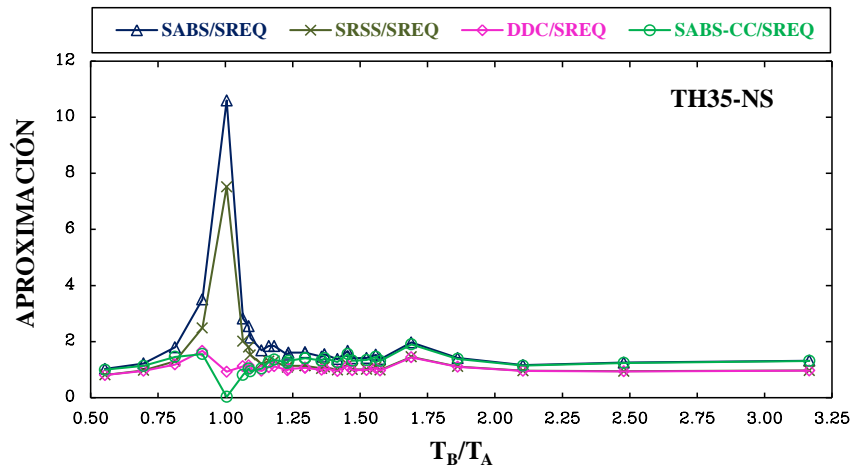


Figura 9.51. Aproximaciones de las reglas que calcula la separación mínima requerida para el registro de aceleración TH35-NS y para los modelos en base flexible (suelo 2)

Por último, se evaluó con la fórmula alterna histórica de las normas de la Ciudad de México (CDMX) para tomar de manera indirecta los efectos de ISE y así obtener la separación requerida tomando los resultados obtenidos en base rígida y calculando las separaciones con las ecuaciones 9.3 y 9.4 para el método aproximado y 9.5 y 9.6 para el método simplificado, utilizando valores de $\theta_{ISE} = 0.006$ y $\theta_{EC-ISE} = 0.012$, respectivamente. Con los resultados obtenidos de estos cálculos se muestra que en el método simplificado del cálculo de separaciones de CDMX se subestima la separación requerida para intervalos de periodos $0.5 \leq T_B/T_A \leq 0.8$ y $1.5 \leq T_B/T_A \leq 3.0$ (figuras 9.52 a 9.56), con excepción del registro CH38-EW (fig. 9.57) para el suelo 1, dando resultados similares para el suelo 2 (figuras 9.58 a 9.63). Con el método aproximado, los resultados obtenidos se acercan a la separación requerida para el intervalo $1.5 \leq T_B/T_A \leq 3.0$, siendo conservador para intervalos menores. Con los resultados obtenidos, se puede concluir que la normativa mexicana para el diseño y construcción por sismo tiene regulaciones muy conservadoras desde 1966 (RCDF-66 1966) para evitar el choque estructural.

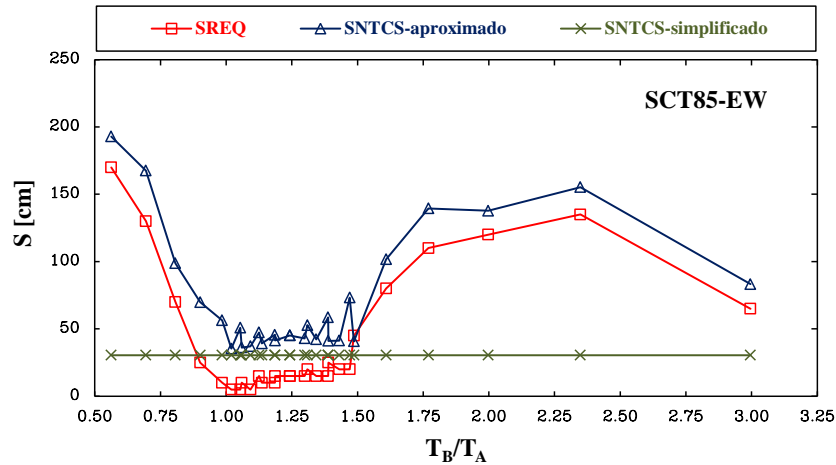


Figura 9.52. Comparación de las separaciones requeridas con las obtenidas según la norma mexicana para el registro SCT85-EW y suelo 1

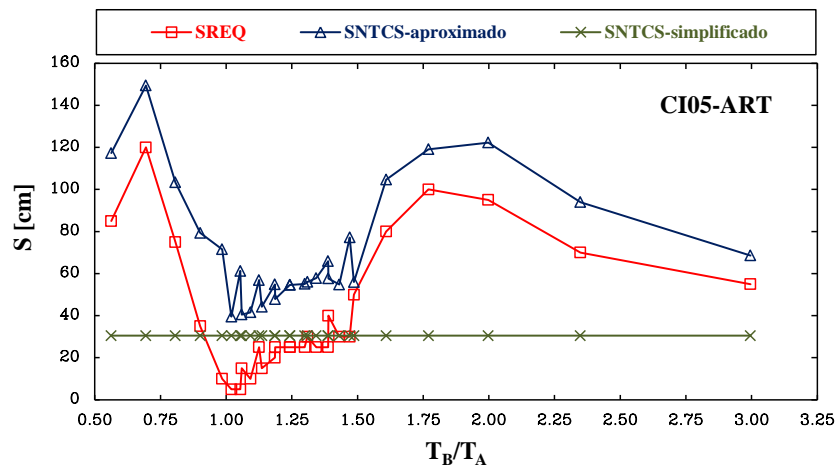


Figura 9.53. Comparación de las separaciones requeridas con las obtenidas según la norma mexicana para el registro CI05-ART y suelo 1

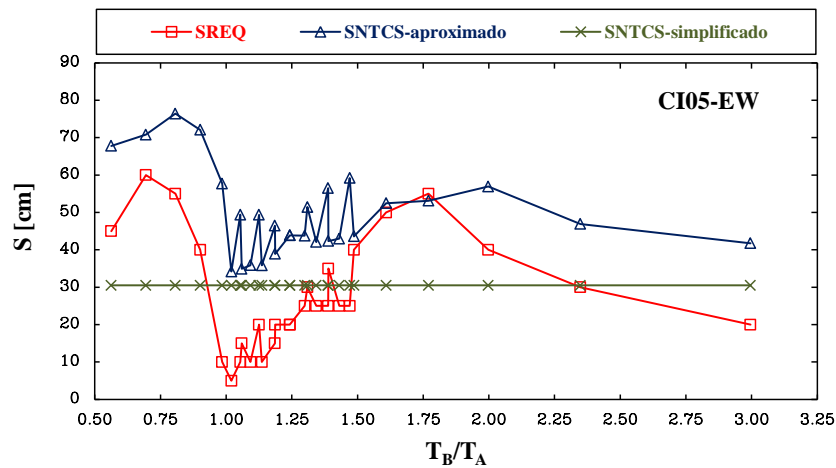


Figura 9.54. Comparación de las separaciones requeridas con las obtenidas según la norma mexicana para el registro CI05-EW y suelo 1

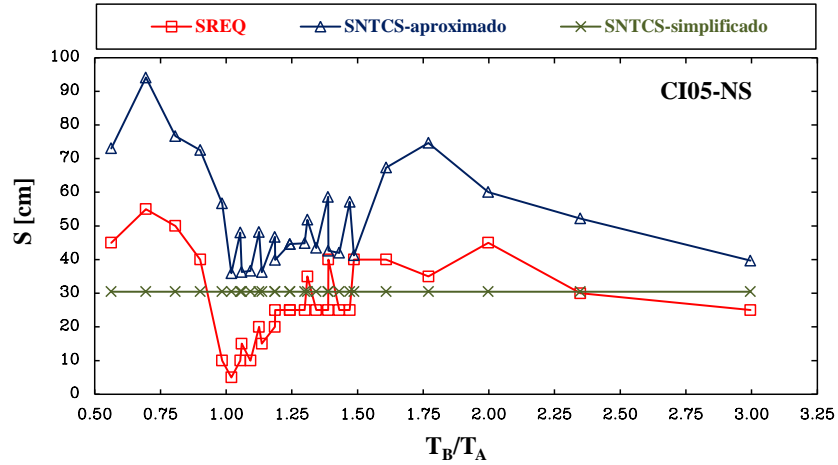


Figura 9.55. Comparación de las separaciones requeridas con las obtenidas según la norma mexicana para el registro CI05-NS y suelo 1

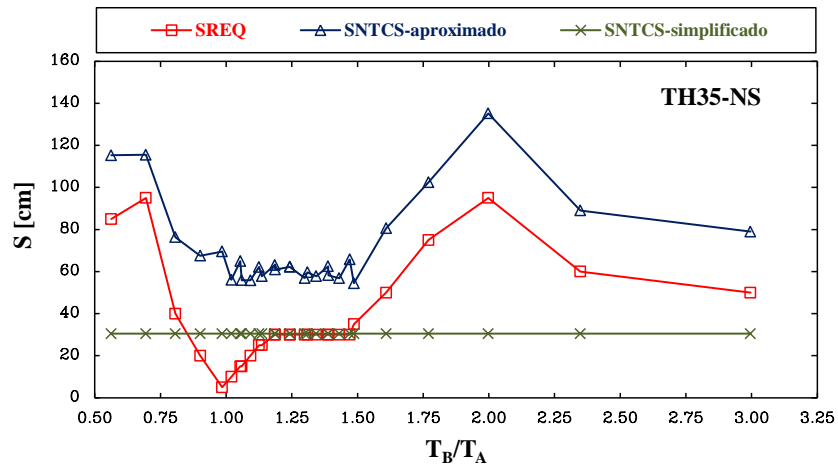


Figura 9.56. Comparación de las separaciones requeridas con las obtenidas según la norma mexicana para el registro TH35-NS y suelo 1

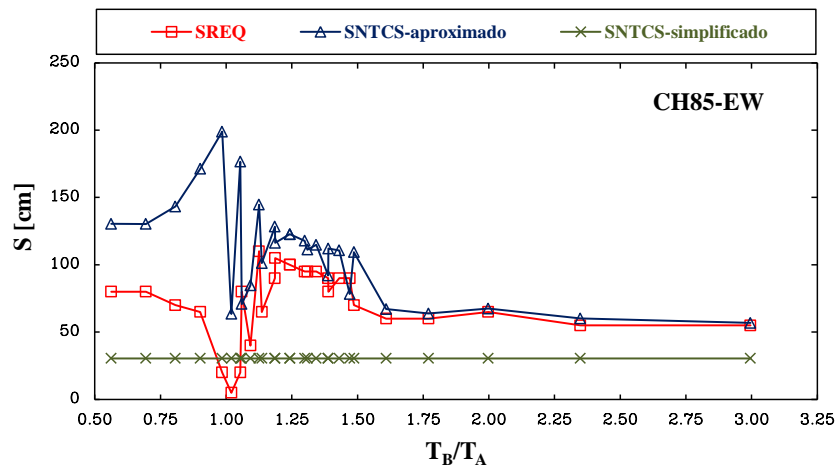


Figura 9.57. Comparación de las separaciones requeridas con las obtenidas según la norma mexicana para el registro CH85-EW y suelo 1

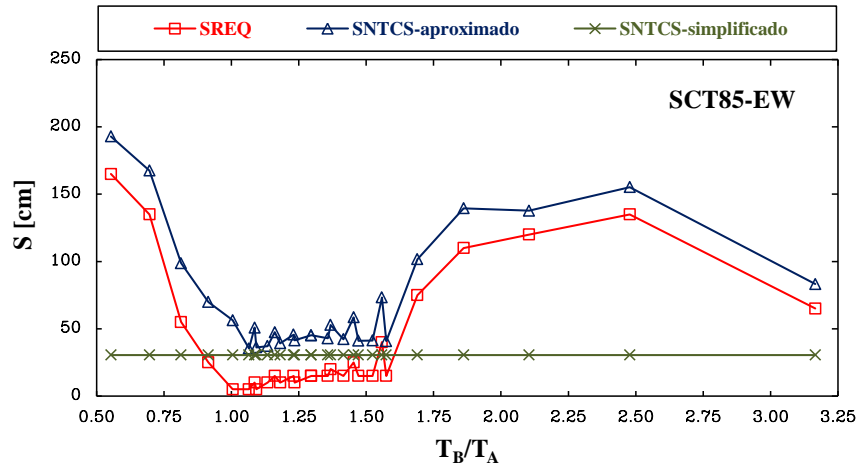


Figura 9.58. Comparación de las separaciones requeridas con las obtenidas según la norma mexicana para el registro SCT85-EW y suelo 2

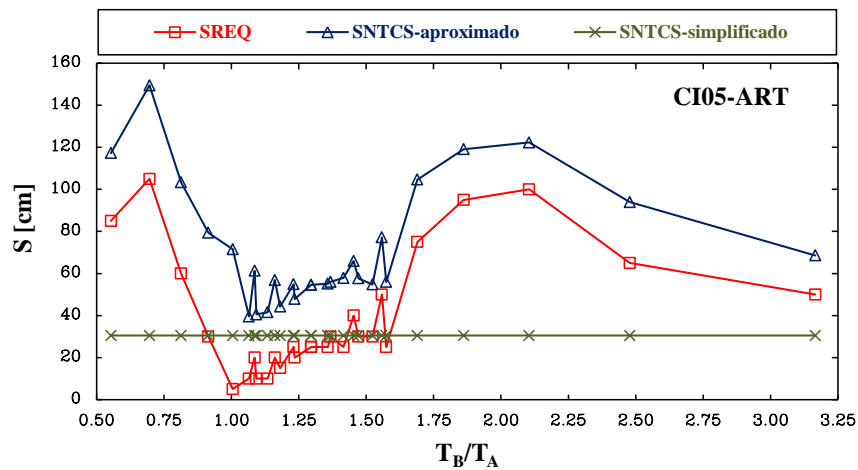


Figura 9.59. Comparación de las separaciones requeridas con las obtenidas según la norma mexicana para el registro CI05-ART y suelo 2

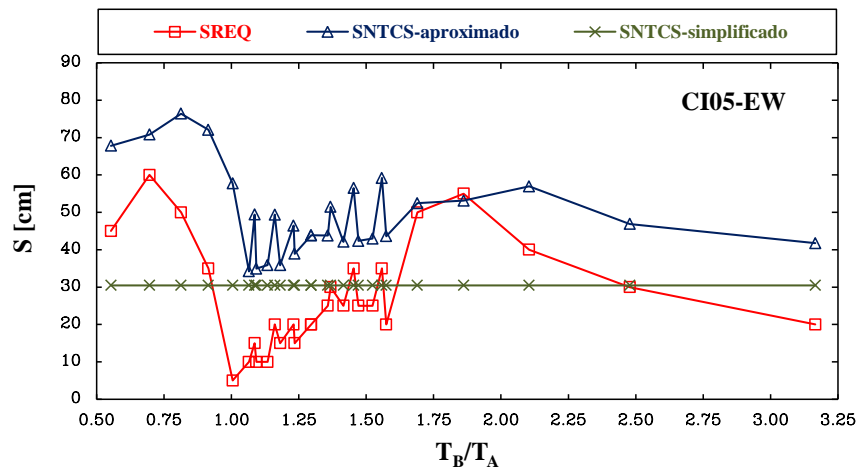


Figura 9.60. Comparación de las separaciones requeridas con las obtenidas según la norma mexicana para el registro CI05-EW y suelo 2

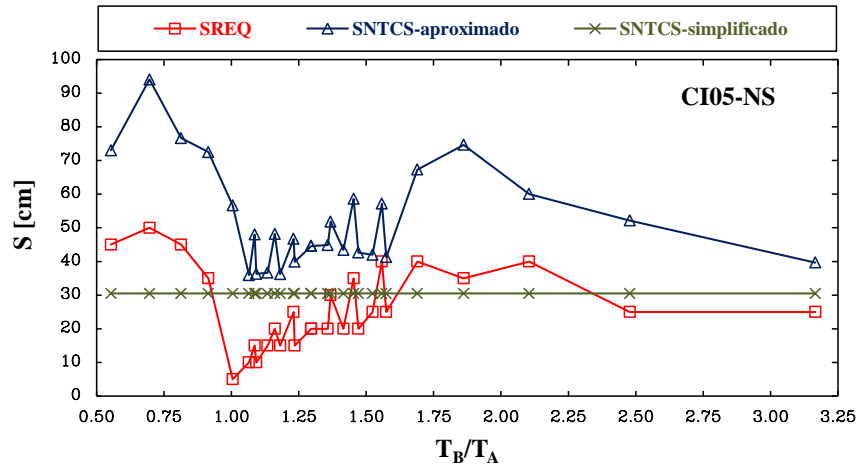


Figura 9.61. Comparación de las separaciones requeridas con las obtenidas según la norma mexicana para el registro CI05-NS y suelo 2

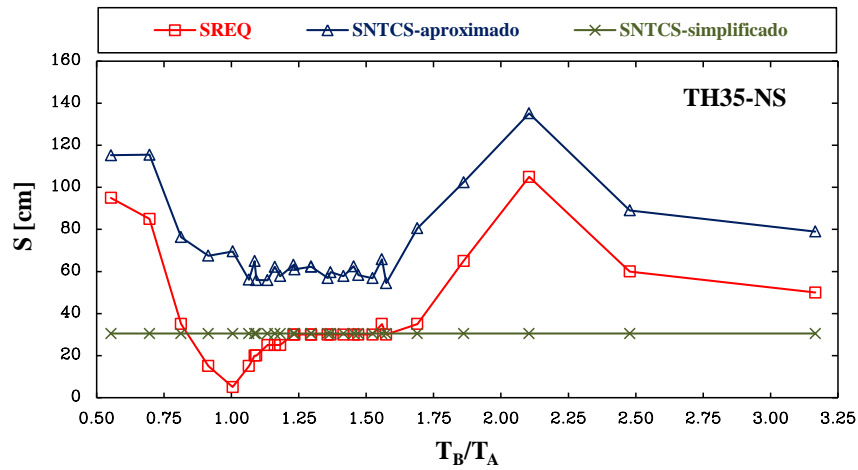


Figura 9.62. Comparación de las separaciones requeridas con las obtenidas según la norma mexicana para el registro TH35-NS y suelo 2



Figura 9.63. Comparación de las separaciones requeridas con las obtenidas según la norma mexicana para el registro CH85-EW y suelo 2

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo de investigación se estudió la separación mínima entre edificio colindantes para evitar el choque estructural, con base en un estudio paramétrico de marcos dinámicamente equivalentes en 2D que representarían la respuesta de los edificios tridimensionales, y hacer una comparación de los resultados considerando base rígida y base flexible.

Para iniciar este trabajo, se analizó como ha sido el problema del choque estructural observado en los distintos eventos sísmicos que han ocurrido en la Ciudad de México. En estos eventos, principalmente en el sismo del 19 de septiembre de 2017, se observaron daños tanto en estructuras antiguas como recientes, por no respetar la separación que marcaba la norma dependiendo del año de su construcción. Los daños mayores se presentaron en estructuras con fuertes irregularidades estructurales y con estructuras dinámicamente desacopladas, la mayoría situadas en suelos blandos. También se observó una alta incidencia en estructuras que ya tenían un cierto hundimiento o inclinación, como fue el caso de los edificios en estudio (Álvaro Obregón 284 y 286), donde dicha inclinación y poca separación entre los edificios, fomentó aún más el choque estructural y que lamentablemente terminó en su colapso.

Para determinar la estructuración, los materiales y geometría de los edificios en estudio, se reunió toda la información mediante fotografías de internet, información de la prensa, herramientas como Google Maps y Google Earth, ya que no se contó con planos estructurales ni arquitectónicos de los dos edificios. Y con toda la información generada, se pudo hacer un diseño estructural forense en forma, de acuerdo con la práctica profesional y los reglamentos de la época.

Los edificios fueron modelados tridimensionalmente, para posteriormente obtener marcos dinámicamente equivalentes en 2D, los cuales fueron calibrados para verificar que las respuestas fueran iguales o muy parecidas. Esta revisión se hizo en periodos, desplazamientos y cortantes de entrepiso, tanto en base rígida como flexible. Para el caso de los modelos en base flexible, se modeló la interacción dinámica suelo-estructura conforme a las NCTS-2004 y considerando dos tipos de estratos, 1) conforme a las propiedades que marcaba la NTCS-2004 cuando no se cuenta con estudios locales de mecánica de suelos y, 2) propiedades de suelo en la zona de lago.

Se realizaron dos tipos de modelado del choque estructural, uno para el estudio paramétrico donde sólo se toma en cuenta la separación de los edificios modelando el contacto-choque en rigidez con un elemento gap completamente elástico sin disipación de energía, y dos, para el caso de los análisis no lineales, donde si bien el elemento gap puede ser útil para detectar la posibilidad de golpes al ir iterando las separaciones de edificios con edificios adyacentes, es limitado para realizar un estudio rigorista donde se pretenda tomar en cuenta la disipación de energía cuando se producen golpes. Así que para tomar en cuenta el amortiguamiento en el contacto de los edificios, se utilizó el modelo de Hertz damp con amortiguamiento no lineal propuesto por Muthukumar (2003). Bajo este modelado, se define un modelo bilineal inelástico de longitud cero, el cual puede ser conectado al elemento gap. Para los dos modelos de choque, si solo se desea saber el punto hasta donde deja de chocar las estructuras o si chocan o no, basta con darle cualquier rigidez al elemento gap para que funcione, ya que solo cambiará la fuerza de contacto si se cambia la rigidez, pero no cambiará los desplazamientos. Pero para este trabajo de investigación, si es importante las fuerzas de

impacto, pasa saber de qué orden son con respecto a los cortantes de diseño o el peso de la estructura, y aún más importante, si se desea hacer un estudio de colapso como fue el caso de los análisis no lineales.

Conforme a los resultados obtenidos de cada análisis dinámico no lineal de los edificios en estudio, con o sin choque estructural, con o sin interacción suelo-estructura y con o sin desplomo existente, se puede concluir que el edificio Álvaro Obregón 286 se tenía que colapsar de cualquier forma, debido a que las demandas inelásticas que le impuso el sismo del 19 de septiembre de 2017 rebasaron considerablemente su capacidad de deformación inelástica conforme a su probable diseño estructural, confirmando que las demandas dinámicas máximas asociadas al sismo del 19 de septiembre de 2017 en esa zona de la ciudad, rebasaron notablemente a las consideradas en las normas de aquella época, por lo que si hubiera tenido la separación correcta con la estructura vecina, el colapso más probable observado sería un colapso de piso débil del primer piso o planta baja. Para el edificio Álvaro Obregón 284, se concluye que éste debió haber sobrevivido el sismo con daño importante en las losas nervadas si los edificios hubiesen estado separados, pero el mayor daño sufrido por esta estructura durante el sismo se debió en gran parte al choque estructural con AO286, potenciado por los efectos de la interacción suelo-estructura y el desplomo existente, y muy notablemente a la progresión del colapso de AO286 sobre AO284, dado que terminó cayéndose sobre AO284.

Por otra parte, con estos estudios se muestra nuevamente que, en suelos blandos como los de la colonia Hipódromo Condensa, los edificios desarrollan mayores respuestas dinámicas inelásticas cuando se considera los efectos de la interacción suelo estructura, ya sea modelando o no el choque estructural, aun cuando este efecto sea aparentemente pequeño en el aumento del periodo fundamental de vibrar de las estructuras y aumento o disminución del amortiguamiento.

A partir de los resultados del estudio paramétrico se observó que, en general, las demandas de impacto estructural como son las intensidades de las fuerzas, el número de golpes y las separaciones requeridas entre los edificios, aumentan para los movimientos de suelos blandos representativos de la Ciudad de México cuando se incluye los efectos de interacción suelo-estructura.

Los beneficios de aumentar las separaciones entre edificios es el reducir el número de golpes y sus intensidades relativas, ya que las fuerzas máximas de impacto no necesariamente disminuyen. Es por eso que con base en los resultados, se propone tomar 15 cm como una distancia mínima de separación entre estructuras colindantes. Esta propuesta toma en cuenta, además de los resultados presentados, lo siguiente (Tena-Colunga y Sánchez Ballinas 2022): a) la mayor parte de los propietarios de las edificaciones no aceptarían distancias mayores (20 cm o más), b) durante el estudio de daños realizado en la Ciudad de México después del terremoto de 2017, hubo menos casos en los que se observaron golpes estructurales en edificios que tenían una separación efectiva de 15 cm. Además, estos pocos edificios que chocaron entre ellos fueron en su mayoría clasificados en las categorías de daños más bajas, c) no se observaron impactos o pocos impactos en este estudio paramétrico para el intervalo de periodos de $0.91 \leq T_{286}/T_{284} \leq 1.4$ para algunos de los movimientos del terreno más representativos registrados en la Ciudad de México.

Las separaciones entre edificios que actualmente aparecen en los reglamentos de construcción son conservadoras, principalmente porque adoptan el criterio de la regla de la suma absoluta, lo cual como se mostró en el capítulo 9, para estructuras que en teoría no

deberían requerir separación o al menos la mínima, da hasta 8 veces la separación requerida. Lo mismo sucede con la regla SRSS, para estructuras que están acopladas dinámicamente, dan separaciones mayores a las requeridas. Y esto sucede porque no toman en cuenta el coeficiente de correlación cruzada que toma en consideración el grado de acoplamiento o desacoplamiento entre los edificios. Para el caso de las normas de la Ciudad de México, se tienen regulaciones muy conservadoras desde 1966 para evitar golpes estructurales. Sin embargo, se observó nuevamente una gran cantidad de golpes estructurales en los suelos blandos y de transición de la Ciudad de México durante el terremoto del 19 de septiembre de 2017 en edificios diseñados desde finales de los años 1960 hasta la fecha. Este hecho fue una consecuencia directa de que estas regulaciones nunca se han aplicado de manera efectiva. Vale la pena señalar que la mayoría de los edificios se han construido desde 1967 cumpliendo únicamente un espacio de separación mínimo de 5 cm.

Para las reglas DDC y ABS-CC, se puede observar que tiene una coincidencia razonable y que tiene muy buena aproximación cercana con las distancias de separaciones requeridas. Sin embargo, cuando $T_B / T_A \approx 1$, se subestima la separación al dar valores por debajo de la requerida, por lo que para estos casos se deberá dejar la separación mínima. Aunque no siempre es conservadora, la regla DDC tiene una excelente coincidencia con respecto a las distancias de separación prácticas requeridas. La regla ABS-CC propuesta, es mayormente conservadora, pero como ya se comentó, tiene una buena aproximación razonablemente con las distancias de separación requeridas. Sin embargo, sus aproximaciones son menores que las obtenidas con la regla DDC.

Finalmente, de las fórmulas simplificadas analizadas para evaluar las distancias de separaciones requeridas entre estructuras adyacentes para evitar golpes estructurales en los suelos blandos de la Ciudad de México, se puede concluir que ya sea la regla DDC o la regla ABS-CC podrían usarse con confianza. Los miembros del comité de las normas deben decidir qué podría ser mejor para la práctica de diseño: a) aproximaciones con las separaciones más pequeñas, en cuyo caso la regla DDC es la opción o, b) aproximaciones principalmente en el lado conservador, en cuyo caso la regla ABS-CC es la opción .

11. REFERENCIAS

- ASCE 7-22 (2022), “Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures”, *ASCE Standard ASCE/SEI 7-22*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, ISBN 978-0-7844-8349-7.
- Anagnostopoulos, S. A. (1988), “Pounding of buildings in series during earthquakes”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16, pp. 443-456.
- Arnold, C. y R. Reitherman (1987), **Configuración y diseño sísmico de edificios**, Limusa, Ciudad de México.
- Avilés, J. (1999), “Interacción suelo-estructura: conceptos de diseño”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 61, pp. 23-55.
- CSI-2016 (2016), **Software Verification Examples**, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California.
- Del Valle, E., D. A. Foutch, K. D. Hjelmstad, E. Figueroa-Gutiérrez y A. Tena-Colunga (1988), “Seismic retrofit of a RC building: a case study”, *Memorias, 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japón, Vol. VII, pp. 451-456.
- EN 1998-1 (2005), “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings”.
- ETABS (2016), **ETABS Versión 17, Extended 3D analysis of building systems**, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.
- Fundación ICA (1988), **Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985**, primera edición, Limusa, Ciudad de México.
- Google Maps (2018) (<https://www.google.com/maps>)
- Google Earth Pro (2018) (<https://www.google.com/intl/es-419/earth/>)
- <https://www.animalpolitico.com/2017/09/irregularidades-la-construccion-del-edificio-alvaro-obregon-retrasan-labores-rescate/>
- <http://danielaguilarfotografo.blogspot.mx/2013/09/asi-comenzo-todo.html>
- <http://campecheyhoy.mx/2017/11/05/haran-memorial-19-s-en-alvaro-obregon-286/>
- <https://www.nsoaxaca.com/testimonio-de-sobreviviente-de-alvaro-obregon-286-el-edificio-colapso-dos-veces/>
- <https://obras.cdmx.gob.mx/comunicacion/nota/finaliza-sobse-demolicion-del-edificio-de-alvaro-obregon-284>
- <https://www.excelsior.com.mx/comunidad/2017/09/28/1191202#imagen-2>
- Jeng, V., K. Kasai and B. F. Mason (1992), “A spectral difference method to estimate building separations to avoid pounding”, *Earthquake Spectra*, Vol. 8, No. 2, pp. 201-223.
- López-Almansa, F. y A. Kharazian (2014), “Parametric study of the pounding effect between adjacent RC buildings with aligned slabs”, *Memorias, Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul, Turkey, pp. 1-12.
- Mahmoud, S., A. Abd-Elhamed y R. Jankowski (2013), “Earthquake-induced pounding between equal height multi-storey buildings considering soil-structure interaction”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 11, pp. 1021-1048.

- Muthukumar, S. (2003), “A contact element approach with hysteresis damping for the analysis and design of pounding in bridges”, **Ph.D. Thesis**, Georgia Institute of Technology, November.
- NTCS-04 (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Tomo II, No.106 Bis, 6 de octubre.
- NTCS-17 (2017), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, Tomo II, No.220 Bis, 15 de diciembre.
- NTCS-20 (2020), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con Comentarios”, *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, 9 de junio de 2020, pp. 6-105.
- NTCS-23 (2023), “Norma Técnica Complementaria para el Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, 6 de noviembre de 2023, pp. 1-236.
- Pant, R. y A. C. Wijeyewickrema (2010), “Seismic pounding between reinforced concrete buildings: a study using recently proposed contact element models”, *Memorias, 14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Macedonia del Norte, pp. 1-7.
- Pérez Rocha, L. E. (2020), Comunicación personal con Dr Arturo Tena Colunga.
- Prakash, V., G. H. Powell y F. Fillipou (1992), “DRAIN-2DX: Base Program User Guide”, *Report No. UCB/SEMM-92/29*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.
- Raheem, S. E. A (2006), “Seismic pounding between adjacent building structures”, *Electronic Journal of Structural Engineering*, Vol. 6, pp. 66-74.
- RCDF-57 (1957), “Modificaciones al Reglamento de las Construcciones y de los Servicios Urbanos en el Distrito Federal para Prevenir los efectos de los Sismos”, *Diario Oficial*, 18 de septiembre de 1957.
- RCDF-66 (1966), “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, *Diario Oficial*, 9 de febrero de 1966.
- Rodríguez, M., S. Santiago y R. Meli (1995), “Seismic load tests on two-story waffle-flat-plate structure”, *Journal of Structural Engineering*. Vol. 121, No. 9, pp.1287-1293.
- Shakya, K., A. C. Wijeyewickrema, y T. Ohmachi (2008), “Mid-column seismic pounding of reinforced concrete buildings in a row considering effects of soil”, *Memorias, 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, pp. 12-17.
- Tena-Colunga, A., E. del Valle y D. Pérez-Moreno (1996), “Issues on the seismic retrofit of a building near resonant response and structural pounding”, *Earthquake Spectra*, Vol. 12, No. 3, pp. 567-597.
- Tena-Colunga, A. (1999), “International seismic zone tabulation proposed by the 1997 UBC code: Observations for Mexico”, *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 2, pp. 331-360, mayo.
- Tena, A. (2007), **Análisis de estructuras con métodos matriciales**, primera edición, Limusa, México, ISBN-13:978-968-18-6980-9.
- Tena-Colunga, A. y D. Sánchez-Ballinas (2022), “Required building separations and observed seismic pounding on the soft soils of Mexico City”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 161, Paper 107413, pp. 1-31.
- Tena, A (2018), “Algunos aspectos a considerar en el modelado de estructuras para el análisis y diseño por sismo”, *Memorias, XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Campeche, Campeche, pp. 1-100, noviembre.

- Tena, A. (2019a), “Resumen del cálculo de constantes de resorte y amortiguamiento para modelar choque estructural”, *Apuntes de circulación restringida*, Posgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco.
- Tena, A. (2019b), “Cálculo de rigideces equivalentes de resortes verticales para tomar la rotación de la cimentación”, *Apuntes de circulación restringida*, Posgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco.
- TGC (2010), “Estudio de la mecánica de suelos para la remodelación del edificio de Ferronales en Mosqueta Aldama, Col. Buenavista, México D.F.”, *Informe para Ten Arquitectos*, TGC Geotecnia.
- Van Mier, J. G. M., A. F. Pruijssers, H. W. Reinhardt y T. Monnier (1991), “Load-time response of colliding concrete bodies”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No. 2, pp. 354-374.
- Whitman, R. V. y J. Bielak (1982), **Capítulo 7: Cimentaciones**, en: **Diseño de estructuras resistentes a sismos**, editor Emilio Rosenblueth, primera reimpresión en español, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.
- Xu, X., X. Xu, W. Liu y D. Zhou (2016), “A new formula of impact stiffness in linear viscoelastic model for pounding simulation”, *Shock and Vibration*, Article ID 5861739, <http://dx.doi.org/10.1155/2016/5861739>.