



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – INGENIERÍA SÍSMICA

USO DE BANDAS DE GOMA COMO MEDIDA DE MITIGACIÓN DEL DAÑO POR
GOLPETEO SÍSMICO EN LA CIUDAD DE MÉXICO

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ABEL DÍAZ MARTÍNEZ

TUTOR PRINCIPAL
DR. EDUARDO REINOSO ANGULO, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX., SEPTIEMBRE 2023



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. HÉCTOR GUERRERO BOBADILLA
Secretario: DR. MARCOS MAURICIO CHÁVEZ CANO
1 er. Vocal: DR. EDUARDO REINOSO ANGULO
2 do. Vocal: DR. MAURO POMPEYO NIÑO LÁZARO
3 er. Vocal: DR. ADRIÁN POZOS ESTRADA

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería de la UNAM,
Ciudad de México.

TUTOR DE TESIS:

DR. EDUARDO REINOSO ANGULO

FIRMA

(Segunda hoja)

DEDICATORIA

A mí familia.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería, por contribuir en mi formación académica y profesional.

A mis profesores del posgrado, por brindarme sus conocimientos.

A mi director de tesis, Dr. Eduardo Reinoso Angulo por su tiempo y apoyo para la elaboración de este trabajo, así mismo, para el Dr. Eric Espinosa por su apoyo y asesoría.

A mis sinodales, por darme la oportunidad de presentarles esta tesis y por sus acertadas observaciones a la misma.

Al Consejo Nacional de Humanidades, Ciencias y Tecnologías (CONAHCYT), por el apoyo económico otorgado durante mis estudios de maestría.

RESUMEN

Debido a la vasta experiencia que se tiene en México sobre el daño estructural provocado por terremotos, múltiples parámetros estructurales de vulnerabilidad sísmica han podido ser bien identificados durante las caminatas de reconocimiento después de eventos mayores y las posteriores evaluaciones de gabinete. El golpeteo es un ejemplo de estos parámetros, dicho fenómeno ocurre debido a la falta de separación entre edificios, provocando impactos que pueden comprometer la integridad elementos estructurales bien diseñados. La información documentada de golpeteo en sismos recientes en diferentes zonas de la Ciudad de México (CDMX) indica que no se trata de un problema menor (Buendía y Reinoso, 2019), por lo que se requieren medidas que reduzcan los daños potenciales que el golpeteo puede provocar. De esta forma, mediante el estudio de investigaciones recientes, se presenta la calibración y modelación de un “parachoque” o banda de goma, que puede ser implementada de manera práctica entre estructuras vecinas con juntas sísmicas relativamente estrechas. Se presenta, además, el análisis de un caso de golpeteo observado entre dos edificios durante el sismo del 19/09/2017; comparando tres configuraciones distintas: a) sin golpeteo, b) 4 cm de separación y c) incluyendo bandas de goma. Los resultados muestran que la inclusión de las bandas de goma reduce considerablemente las fuerzas de impacto y los cortantes máximos, además, mediante la evaluación del daño global por golpeteo, se observa una reducción del nivel de daño en ambos edificios al utilizar las bandas de goma.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
Preguntas de investigación.....	2
Objetivos de la tesis	2
Metas de la tesis	2
JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES.....	3
1. ESTADO DEL ARTE.....	4
1.1 Definición de golpeteo.....	4
1.2 Clasificación del golpeteo.....	4
1.3 Modelos de impacto.....	8
2. EFECTO DE GOLPETEO EN LA CIUDAD DE MÉXICO	12
2.1 Registro de golpeteo sísmico en México	12
2.2 Golpeteo sísmico en el sismo del 19/09/2017.....	13
3. MEDIDAS DE MITIGACIÓN DE GOLPETEO	17
3.1 Separación suficiente entre edificios	17
3.2 Incrementar la rigidez de las estructuras.....	17
3.3 Dispositivos de amortiguamiento suplementario.....	18
3.4 Conexión de estructuras.....	19
3.5 Bandas de goma	21
4. PROPUESTA DE CASO DE ESTUDIO.....	23
4.1 Modelado del Edificio 1: Ámsterdam 27.....	24
4.2 Modelado del Edificio 2: Ámsterdam 25.....	27
4.3 Análisis dinámico no lineal y articulaciones plásticas.....	29
4.4 Registros sísmicos.....	30
5. ANÁLISIS DE LAS MEDIDAS DE MITIGACIÓN DE GOLPETEO EN LA CIUDAD DE MÉXICO	32
5.1 Introducción	32
5.2 Calibración del elemento de contacto	33
5.3 Metodología para la implementación de elementos de contacto entre edificios con golpeteo.....	41
5.4 Análisis no lineal para estudios de golpeteo	44
5.5 Modelo simplificado para análisis de golpeteo.....	44

5.6	Elemento de contacto.....	47
5.6.1	Rigidez de impacto.....	48
5.6.2	Curva de histéresis de elemento de contacto.....	51
5.7	Bandas de goma.....	52
5.8	Índice de daño por golpeteo.....	53
6.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	56
	CONCLUSIONES.....	63
	REFERENCIAS.....	65

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1	Clasificación del daño en los edificios por el sismo del 19/09/2017 (Reinoso <i>et al.</i> , 2019).....	15
Tabla 4.1	Cargas consideradas para el diseño del edificio 1.....	26
Tabla 4.2	Cargas consideradas para el diseño del edificio 2.....	29
Tabla 5.1	Valores de S de acuerdo con el tipo de golpeteo (Jeng y Tzeng, 2000).....	54

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Principales tipos de daño por golpeteo en edificios (Jeng y Tzeng, 2000).....	5
Figura 1.2	Clasificación de golpeteo por puntos de impacto (Cole <i>et al.</i> , 2010).....	6
Figura 1.3	Modelos de impacto basados en fuerza (Miari <i>et al.</i> , 2019).....	9
Figura 1.4	Configuración del experimento en mesa vibratoria (Jankowski y Mahmoud, 2015).....	11
Figura 2.1	Hotel de Carlo después del sismo del 19/09/1985 (Mi México Antiguo, 2016)	12
Figura 2.2	Distribución de estructuras dañadas según el agravante estructural observado (Buendía y Reinoso, 2019).....	13
Figura 2.3	Distribución de factores agravantes en estructuras dañadas (Reinoso <i>et al.</i> , 2019).....	14
Figura 2.4	Conteo de casos de daño por golpeteo por alcaldía (Márquez, 2022).....	14
Figura 2.5	Esquemas de los casos de golpeteo en la zona de estudio (Reinoso <i>et al.</i> , 2019).....	15
Figura 2.6	Edificios en la zona de estudio con daño total donde se identificó golpeteo, (Reinoso <i>et al.</i> , 2019).....	16
Figura 3.1	Modelo de edificios de tres niveles unidos con elementos resorte (Jankowski y Mahmoud, 2015).	20

Figura 3.2 Modelo de edificios de tres niveles unidos con elementos amortiguadores (Jankowski y Mahmoud, 2015).	20
Figura 3.3 Modelo de edificios de tres niveles unidos con bandas de goma (Jankowski y Mahmoud, 2015).	21
Figura 4.1 Caso de estudio (a la izquierda antes del sismo del 19/09/2017, a la derecha abril de 2021).....	23
Figura 4.2 Ámsterdam 27 (Edificio 1). Antes (arriba) y después del sismo (abajo).....	25
Figura 4.3 Modelo en ETABS de Ámsterdam 27/Edificio 1 (izq. vista 3D, der. vista en planta).	26
Figura 4.4 Ámsterdam 25 (Edificio 2). Antes (arriba) y después del colapso (abajo)	28
Figura 4.5 Modelo en ETABS de Ámsterdam 25/Edificio 2 (izq. vista 3D, der. vista en planta).	28
Figura 4.6 Tipos de modelos no lineales (Deierlein <i>et al.</i> , 2010)	29
Figura 4.7 Modelo constitutivo para la construcción de articulaciones plásticas (American Society of Civil Engineers, 2017).....	30
Figura 4.8 Acelerogramas filtrados de la estación CI05 para el sismo del 19/09/2017: a) componente norte-sur y b) componente este-oeste.....	31
Figura 5.1 Banda de goma de sección transversal circular instalada en un edificio aislado en Chipre, capaz de absorber posibles impactos entre sus elementos estructurales (Polycarpou <i>et al.</i> , 2013)	32
Figura 5.2 Resultados experimentales de bandas de goma para carga estática y dinámicas (Polycarpou <i>et al.</i> , 2013)	33
Figura 5.3 Diagrama del modelo de contacto de las bandas de goma (Polycarpou <i>et al.</i> , 2013).....	34
Figura 5.4 Comparación de gráficas fuerza-desplazamiento de dos cuerpos rígidos con el modelo viscoelástico lineal modificado.	35
Figura 5.5 Comparación de gráficas fuerza-desplazamiento de dos cuerpos rígidos con el modelo de las bandas de goma.	35
Figura 5.6 Modelos estructurales considerados en los casos de análisis (Polycarpou <i>et al.</i> , 2013).....	36
Figura 5.7 Comparación de gráficas de aceleraciones máximas absolutas y deflexiones. Caso sin golpeteo.....	37
Figura 5.8 Comparación de gráficas de aceleraciones máximas absolutas, deflexiones e historia de impactos. Caso con 10 cm de separación.	38
Figura 5.9 Comparación de gráficas de aceleraciones máximas absolutas, deflexiones e historia de impactos. Caso con 5 cm de separación y gomas	39
Figura 5.10 Comparación de los 3 casos estudiados de golpeteo entre dos edificios.	41
Figura 5.11 Elemento tipo GAP en ETABS.....	42

Figura 5.12 Elemento de contacto Kelvin-Voigt más GAP.	43
Figura 5.13 Comportamiento histerético de SDOF elásticos e inelásticos (Plumier <i>et al.</i> , 2007).....	44
Figura 5.14 Ubicación de resortes, vista 3D (izq.) y vista en planta (der.).....	45
Figura 5.15 Fuerzas de impacto con resortes GAP en el nivel 4 del modelo 3D.....	46
Figura 5.16 Comparación de respuestas dinámicas de los modelos 3D y 2D para ambos edificios.	47
Figura 5.17 Pruebas de rigidez del resorte GAP que permiten transmitir las fuerzas de impacto.	51
Figura 5.18 Curva de comportamiento histerético para el elemento de contacto viscoelástico lineal modificado.	51
Figura 5.19 Curva de comportamiento histerético para las bandas de goma.	53
Figura 5.20 Ubicación de resortes, Fachada 2D (izq.) y acercamiento (der.).....	53
Figura 6.1 Fuerzas de impacto por nivel para los casos 2 y 3.....	56
Figura 6.2 Acercamientos de impactos en el nivel 4 para los casos 2 y 3.....	57
Figura 6.3 Aceleraciones para los tres casos de estudio.....	58
Figura 6.4 Desplazamientos máximos para los tres casos de estudio.....	59
Figura 6.5 Distorsiones máximas para los tres casos de estudio.....	60
Figura 6.6 Cortantes máximos para los tres casos de estudio.....	60

INTRODUCCIÓN

Es bien conocida la gran actividad sísmica que se presenta en nuestro país dadas sus condiciones geográficas, así como los daños que se pueden generar a las estructuras por este fenómeno. La cantidad de daño que un terremoto es capaz de provocar en una estructura depende de muchos factores, pero dentro de los principales se puede destacar las características propias de los sismos, el tipo de suelo sobre el cual se tiene el edificio, y la capacidad de resistencia del mismo.

Dentro de las características de los sismos asociados al daño estructural se encuentran los tipos de fallas geológicas que las ocasionan, su profundidad de origen o foco, así como la duración y dirección de propagación de las ondas sísmicas. Por otra parte, el tipo de suelo puede alterar de manera significativa las demandas de aceleración sobre las estructuras, por ejemplo, el suelo de la Ciudad de México (CDMX) cuenta con características que modifican enormemente las ondas incidentes, pues se han observado amplificaciones de hasta 50 veces mayores en zonas de suelo blando respecto a zonas de terreno firme (Cruz A. *et al.*, 2017).

En cuanto a la capacidad de resistencia de las estructuras, éstas son calculadas a partir de las especificaciones requeridas del proyecto, las cuales deben satisfacer los requisitos mínimos de diseño sísmico que los reglamentos y normas de construcción proporcionan, y que, a su vez, están en constante actualización debido al comportamiento que se ha observado y se sigue investigando en las estructuras que han sufrido el paso de grandes sismos. Algunas de estas observaciones sugieren que ciertas prácticas de construcción y diseño de edificios tienen una fuerte influencia en el daño que experimentan las estructuras durante eventos sísmicos. Así pues, se han logrado identificar características particulares en edificaciones que los hacen más susceptibles a daño que otros.

Una de las características particulares es la separación entre construcciones adyacentes, que cuando no es suficiente, genera la colisión de dos o más edificios que se encuentren en movimiento. Esto resulta generalmente en un daño mayor a comparación de si los edificios no chocaran. Este trabajo presenta el estudio de este fenómeno al analizar las características de casos de golpes en edificios observados en sismos recientes en la CDMX (principalmente el sismo del 19 de septiembre de 2017), tomando en cuenta los factores más importantes que pudieron agravar los daños observados, que arrojen claridad del fenómeno de impacto sobre las estructuras. Así mismo, se revisan las investigaciones de los últimos años respecto al fenómeno de golpeteo, y las medidas de mitigación más comunes, su eficiencia, principales características, ventajas y desventajas de implementación. Finalmente, se llega a una medida de mitigación propuesta que pudiera ser implementada en puntos críticos de estructuras existentes en la Ciudad de México, que sea capaz de mitigar el daño general mediante la absorción de fuerzas de impacto, generadas durante la colisión entre los edificios.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Preguntas de investigación

- ¿Cuál es el panorama general del estudio del golpeteo a nivel mundial y en México?
- ¿Cuántas edificaciones pudieron tener daño principal por el golpeteo en la Ciudad de México en los sismos recientes?
- ¿Qué parámetros son relevantes de estudio para el modelado del golpeteo?
- ¿Cómo se puede evaluar el daño en estructuras sujetas a impactos por golpeteo?
- ¿Cómo se puede mitigar el daño en estructuras por el golpeteo entre estructuras propensas a este fenómeno?

Objetivos de la tesis

- Estudiar el fenómeno del golpeteo, enfocándose en los parámetros principales del mismo que pueden causar daño severo y colapsos de estructuras.
- Presentar datos recabados de reportes técnicos de edificios en la CDMX que tuvieron daños severos y colapsos, en los que el golpeteo pudo ser la causa principal del daño.
- Proponer una medida de mitigación que pudiera ser aplicada, de manera sencilla, en estructuras existentes y que podría mitigar daños graves en edificios vulnerables a golpeteo en la CDMX, dados los aspectos técnicos y sociales particulares de la ciudad.

Metas de la tesis

- Mostrar las características principales del golpeteo en estructuras y los daños que pueden llegar a ocasionar.
- Dar claridad del fenómeno de golpeteo entre estructuras, así como la importancia de su estudio en la CDMX.
- Hacer la elección adecuada de una medida de mitigación para continuar con el estudio del golpeteo en estructuras tipo o replicando casos documentados, mediante el modelado de la interacción de edificios en programas computacionales.

JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES

El principal motivante para la realización de este trabajo es la necesidad de medidas que reduzcan los daños que genera el choque de estructuras adyacentes, dadas sus reducidas separaciones. Debido a que la Ciudad de México es una de las ciudades más pobladas del mundo, inherentemente esto conlleva a una mayor cantidad de espacio requerido para poder desarrollar las actividades diarias. Los requerimientos arquitectónicos de proyectos de estructuras nuevas se apegan al aprovechamiento máximo de los espacios, lo que incluye las limitaciones de espacio con estructuras ya existentes. Es por esto que se debe tener previsto efectos estructurales adversos que pueden generar el golpe entre dos o más estructuras contiguas ante un evento sísmico. Así mismo, se pretende investigar la manera más eficiente que puedan ser implementados elementos que reduzcan el daño por golpeteo, que no modifique de forma agresiva los diseños originales de los edificios, y que puedan ser colocadas de manera práctica y económica. Así pues, la búsqueda de un método que pueda resolver el problema urbano de requerimiento de espacio en edificios y que tome en cuenta la respuesta sísmica de edificios, previniendo daños graves y colapsos, es requerida para estar mejor preparados ante los sismos de gran magnitud a los que algunos edificios de la ciudad siguen teniendo gran vulnerabilidad.

El presente estudio se limita a la investigación profunda de los estudios más relevantes en el campo del golpeteo sísmico, la comparación entre medidas de mitigación del fenómeno y la selección fundamentada de un dispositivo que pueda ser implementado para edificios con juntas sísmicas deficientes en la CDMX. También, se abarcan los parámetros principales seleccionados para el modelado del fenómeno y la interacción de edificios con y sin el dispositivo seleccionado, a través de programas computacionales, en donde se analiza la eficiencia del elemento para absorber las fuerzas de impacto, de manera que pueda disminuir gran parte de las demandas en los elementos estructurales que pueden llevar a fallas prematuras y el colapso en edificaciones.

1. ESTADO DEL ARTE

1.1 Definición de golpeteo

Una patología, desde un enfoque de las estructuras, se refiere al conjunto de características particulares o inherente en las construcciones o sus elementos que pueden generar una respuesta estructural negativa ante demandas sísmicas (Buendía y Reinoso, 2019). Dichas características pueden tener diversas fuentes de origen, desde las generadas por un deficiente diseño estructural o procesos constructivos, hasta las ocasionadas por falta de mantenimiento de las edificaciones o modificaciones que alteren el correcto funcionamiento de sus elementos estructurales. Ejemplos de patologías son las columnas cortas, plantas bajas débiles, sobrepeso, cambio de rigidez en elevación y efectos de esquina, entre otros.

Se conoce como golpeteo al fenómeno que ocurre cuando dos o más estructuras colisionan debido a fuerzas de excitación, comúnmente fuerzas sísmicas (Cole *et al.*, 2010). Esto ocurre porque la separación entre los edificios adyacentes es insuficiente para evitar el impacto entre ellos, pues no se permite el libre desplazamiento lateral de las estructuras de manera simultánea ante el paso de un sismo.

Se suele incluir al efecto de golpeteo como una patología estructural; sin embargo, estrictamente esto no es correcto, pues se requiere de la interacción de dos o más edificios para su ocurrencia. Una estructura puede considerarse “sana” o libre de patologías por sí misma, pero ante un sismo, puede entrar en contacto con estructuras adyacentes y provocar golpeteo, resultando desde daños menores a los elementos de los edificios involucrados o, incluso, la falla prematura de los mismos. Debido a las respuestas dinámicas propias de cada estructura ante una acción sísmica, cada caso de golpeteo se puede considerar único, sin embargo, se ha podido clasificar a grandes rasgos algunos tipos principales de golpeteo.

Así, este fenómeno puede ocurrir entre dos o más edificios, con alturas semejantes o muy diferentes, construidos con distintos materiales y en diferente época, así como distintos puntos de impacto de los golpes.

1.2 Clasificación del golpeteo

Distintos han sido los estudios del golpeteo entre edificios alrededor del mundo, pues, las observaciones post-sísmicas de los daños que este fenómeno es capaz de ocasionar en construcciones bien diseñadas han llamado la atención en varios aspectos de destacados investigadores en años relativamente recientes. La documentación del golpeteo se ha desarrollado en países como Nicaragua, Grecia, Rumania, Japón, Nueva Zelanda y los Estados Unidos (Berg y Degenkolb, 1973; Cole *et al.*, 2010; Kasai y Maison, 1997; National Research Council, 1982; Tezcan *et al.*, 1978; Wada *et al.*, 1984)

Dentro de las primeras y principales aportaciones en el estudio de este fenómeno se puede mencionar el trabajo de Anagnostopoulos (1988), quién partiendo de sistemas de un grado de libertad y empleando elementos de impacto viscoelásticos, compara la interacción entre edificios contiguos dada la variación de factores que podrían influir en el efecto de golpeteo, concluyendo que para edificios contiguos en fila, los efectos del golpeteo dependerán principalmente: a) de las propiedades de los edificios en relación a las propiedades de los

edificios adyacentes, b) si los impactos ocurren por uno o ambos lados (estructuras exteriores sujetas a un lado de impacto tienden a tener amplificación de respuesta, y estructuras interiores más rígidas que las exteriores tienen amplificaciones de respuesta, pero estructuras interiores flexibles tienden a reducir su respuesta dinámica) y c) el tamaño del espacio de separación entre las estructuras (a mayor separación, menores respuestas generales para los edificios involucrados).

Jeng y Tzeng (2000) realizaron un estudio del golpeteo en la ciudad de Taipei. Mencionan que la mayor diferencia del tipo de daño por golpeteo con otros tipos de daño por sismo es que las fuerzas por golpeteo pueden ser varias veces la carga sísmica prevista en los códigos de construcción, así como la posibilidad de causar colapsos instantáneos. También clasifican en cinco tipos de daño principales por golpeteo como lo muestra la Figura 1.1.

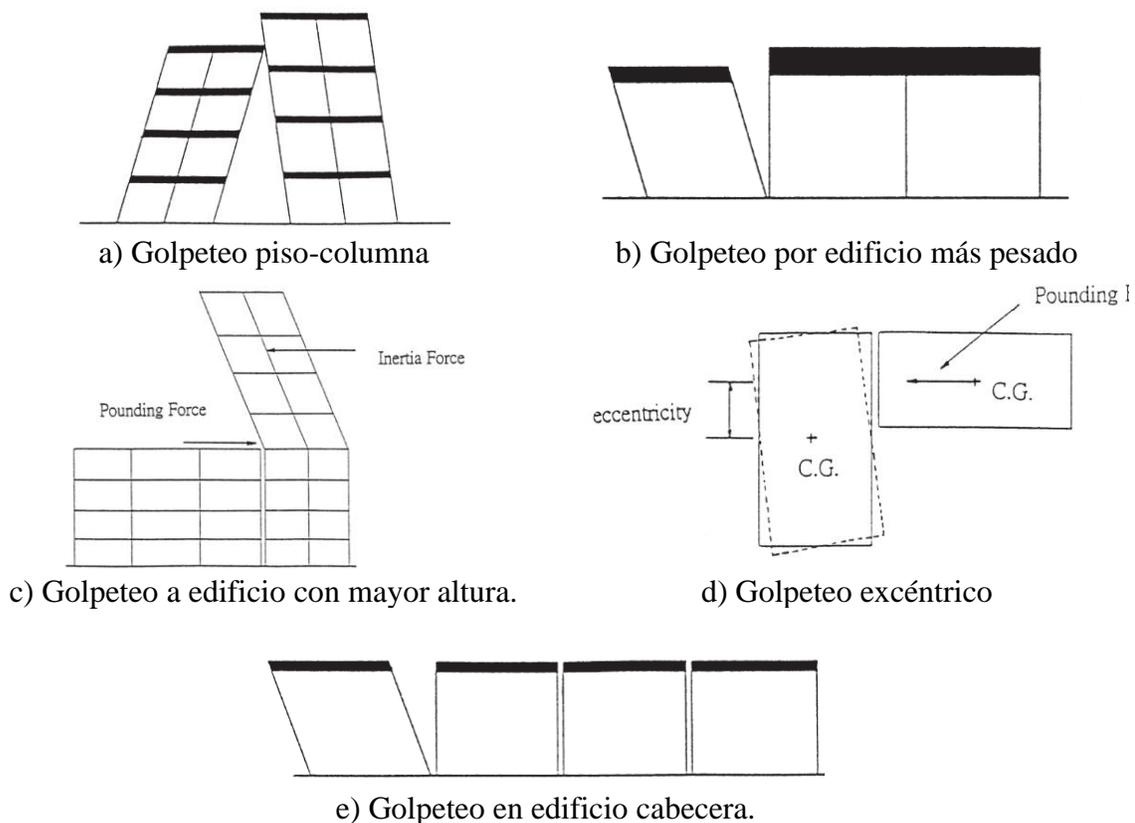


Figura 1.1 Principales tipos de daño por golpeteo en edificios (Jeng y Tzeng, 2000)

Finalmente, dichos autores proponen la clasificación del daño por golpeteo mediante el cálculo de un índice de daño y argumentan que, dada las condiciones de suelo blando, alta sismicidad e inadecuada separación entre edificios, Taipei es vulnerable a la destrucción por golpeteo como la ocurrida en 1985 en la Ciudad de México, dadas las características compartidas con dicha ciudad.

Entre los factores que influyen más en el fenómeno de golpeteo, destacan los siguientes:

- *Punto de impacto:* Se distinguen el golpeteo piso-piso y el piso-columna (Figura 1.2). El segundo caso es el más crítico porque comúnmente lleva a la falla a la columna que recibe el impacto debido a la acción de cortante (Favvata, 2015), que generalmente supera la capacidad de diseño. En Taipei, de los 46 edificios con efecto de golpeteo que podrían derrumbarse ante sismos fuertes, 39 (85%) de ellos están asociados con golpes piso-columna (Jeng y Tzeng, 2000).

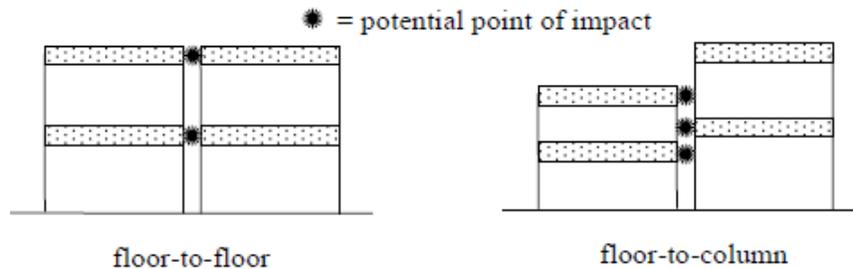


Figura 1.2 Clasificación de golpeteo por puntos de impacto (Cole *et al.*, 2010)

- *Separación entre estructuras:* Como es de esperarse, a medida que la distancia entre estructuras aumenta, el número de impactos disminuye (Anagnostopoulos, 1988). También se observó que de los 708 edificios estudiados con posible daño de golpeteo que no cumplían con la separación mínima del reglamento técnico de construcciones en Taipei, 50% corresponden a edificios con separación de cero, pero estos representan el 90% de los edificios colapsados o con daño grave (Jeng y Tzeng, 2000). Así mismo, Favvata (2015) concluye que para estructuras analizadas que están en contacto desde el comienzo de movimiento, las columnas que sufren los impactos siempre estarán en estado crítico por demandas de ductilidad muy altas.
- *Diferencias de peso:* Se observa que a mayor diferencia de pesos entre estructuras adyacentes, el efecto de golpeteo será más pronunciado en el edificio más ligero. (Anagnostopoulos, 1988). Por su parte, Jeng y Tzeng (2000) indican que, para mismas características, pero variando 16.4% sus periodos, los cortantes resultantes en el edificio A son iguales a los del edificio B cuando el edificio A es más pesado que el B. Mientras que los cortantes en A son mayores que en B cuando las estructuras pesan lo mismo, y a medida que el peso en A disminuye en comparación del edificio B, los cortantes en A se amplifican.
- *Diferencias de altura:* El cortante máximo se presenta en las columnas de pisos superiores sobre el nivel que se golpea el edificio más alto y el cortante de piso mayor en el nivel donde se golpea (del edificio más bajo), así mismo, estos cortantes aumentarán significativamente a medida que los edificios varíen mucho sus alturas (Jeng y Tzeng, 2000). Favvata (2015) analizó 72 casos de golpeteo en edificios con diferente altura total pero igual altura de niveles, en donde el coeficiente γ_μ representa la relación del requerimiento de ductilidad incrementado por golpeteo respecto a los requerimientos de ductilidad sin golpeteo en las columnas de contacto, mostrando que a pesar de que se aumenta la demanda de ductilidad, no suelen ser críticos para los casos examinados (salvo el caso en que uno de los edificios es muy rígido). Para los 36

casos en donde tanto altura total como de niveles era distinta, Favvata concluye que las columnas con mayor requerimiento de ductilidad son aquellas ubicadas en niveles superiores al impacto de la estructura más alta, especialmente las columnas interiores, lo que probablemente se deba a un efecto de “latigazo”.

- *Interacción suelo-estructura:* Otro de los factores relevantes en el comportamiento de edificios con golpeteo es la interacción dinámica suelo-estructura. En análisis realizados para dos estructuras de tres niveles (misma altura) con propiedades dinámicas distintas que colisionan, Jankowski y Mahmoud (2015) indican que tomar en cuenta la rotación y el movimiento horizontal del suelo lleva a una reducción de los desplazamientos en los niveles de ambos edificios. Esta reducción de desplazamientos es más marcada en el edificio más flexible. En términos de energía disipada por amortiguamiento, al incluir la interacción suelo-estructura (ISE), esta muestra una significativa cantidad menor de disipación en comparación con el análisis ignorando los efectos de suelo.

También, la incorporación de la flexibilidad del suelo disminuye la demanda de energía por fluencia disipada y absorbida y, consecuentemente, conduce en general a la reducción de las respuestas estructurales. Por lo tanto, los resultados del estudio indican que ignorar los efectos de la interacción suelo-estructura sobrestima la medida de daño de estructuras en colisión bajo excitaciones sísmicas.

De manera análoga, Shakya y Wijeyewickrema (2009) observaron una reducción significativa de las fuerzas de impacto cuando se considera el efecto del suelo sobre la estructura y en la mayoría de los casos, la consideración del suelo da como resultado un menor cortante normalizado de nivel.

Por otra parte, investigaciones como la de Naserkhaki *et al.* (2014) estudiaron el efecto del golpeteo en edificios con diferentes alturas, encontrando que en el edificio más alto, a pesar de que se experimentan menores desplazamientos, el cortante en los pisos superiores a donde ocurre el golpeteo es mayor, mientras que en el edificio de menor altura los desplazamientos y los cortantes son más grandes por el golpeteo. Así mismo, en este estudio la inclusión de la ISE causa más cambios críticos en los edificios que la condición de base fija. Esto es debido a que, aunque se reducen las fuerzas del golpeteo, causa en los edificios mayores desplazamientos y cortantes de nivel después del golpeteo.

De la información recopilada y analizada por Miari *et al.* (2019), se encontró que la respuesta de la superestructura con respecto al desplazamiento, fuerzas cortantes, fuerzas de golpeteo, fuerzas de base y la aceleración es mayor en el caso donde se considera la ISE. Comentan que, en otros trabajos, al considerar la ISE se llega a reducción de los desplazamientos máximos, fuerzas cortantes, fuerzas de impacto y energía, mientras que las aceleraciones y el número de impactos aumentan. La diferencia de los resultados es atribuida a los tipos de suelo utilizados en los estudios (suelos rígidos llevan a menores desplazamientos y suelos flexibles a mayores desplazamientos), y el tipo de cimentación de las estructuras.

La interacción suelo-estructura debería ser considerada para los estudios de golpeteo, principalmente en aquellos casos que se encuentren sobre suelo blando. A diferencia de los terrenos rocosos o firmes, la variación de rigideces de las cimentaciones con las propiedades del suelo blando puede modificar considerablemente la respuesta general del golpeteo sobre las estructuras. La inclusión de ISE en los análisis brinda una mejor aproximación de las demandas reales de desplazamientos y fuerzas laterales a las que son sometidas los edificios durante los impactos.

1.3 Modelos de impacto

Han sido variadas las aportaciones de modelados para poder estimar las fuerzas de impacto durante las colisiones por golpeteo, de los cuáles se pueden encontrar principalmente dos enfoques: la teoría clásica del impacto y el enfoque basado en fuerza.

El primer enfoque también se conoce como estereomecánica, y está basado en la ley de conservación de momento y energía. Este enfoque busca determinar las velocidades después del choque de los elementos en colisión al relacionarlas con sus velocidades iniciales y los coeficientes de restitución, los cuales representan la cantidad de energía disipada en el impacto debido a efectos como deformaciones o fricción (Goldsmith, 1960), como lo muestran las ecuaciones 1.1 y 1.2.

$$v'_1 = v_1 - (1 + e) \frac{m_2 v_1 - m_2 v_2}{m_1 + m_2} \quad (1.1)$$

$$v'_2 = v_2 + (1 + e) \frac{m_1 v_1 - m_1 v_2}{m_1 + m_2} \quad (1.2)$$

Donde

- v'_1, v'_2 Velocidades posteriores al impacto
- v_1, v_2 Velocidades antes del impacto
- m_1, m_2 Masas de los cuerpos en colisión
- e Coeficiente de restitución (entre 0 y 1)

La principal limitación de este enfoque es que no es posible calcular directamente la fuerza de impacto ya que asume el tiempo de impacto insignificamente corto, y el comportamiento de las estructuras durante el impacto no es obtenido. Aunado a esto, los programas de análisis estructural vigentes no cuentan con herramientas que permitan fácilmente la implementación de este modelo, por lo que se requiere una programación externa para su aplicación. Por ello, este enfoque es muy poco utilizado para modelar numéricamente edificios con golpeteo y únicamente es recomendado para estructuras que son modeladas como sistemas de un grado de libertad con masa concentrada.

El segundo enfoque emplea directamente modelos de impacto basados en fuerza durante el contacto de las estructuras, por lo que la historia de fuerzas en el tiempo obtenidas depende de una cantidad considerable de otros parámetros como las propiedades de los materiales, la

geometría de la superficie en contacto o los impactos previos. La historia de fuerzas en el tiempo durante el impacto usualmente se divide en dos fases: el periodo de aproximación que dura desde el comienzo del contacto hasta que se alcanza la deformación pico, seguido del periodo de restitución, que termina cuando los elementos se separan. Se ha observado que la mayoría de la energía disipada durante el impacto se pierde en el periodo de aproximación mientras que una relativa menor cantidad de energía es liberada en el periodo de restitución (Goldsmith, 1960).

Así pues, este enfoque introduce un resorte, cuyas principales variaciones es que puede ser elástico o viscoelástico, con una rigidez lineal o no lineal, y puede tener o no amortiguamiento (Figura 1.3). En la implementación de modelos basados en fuerza estos han sido variados, partiendo desde sistemas de un grado de libertad con modelos lineales elásticos, hasta los más detallados con elemento finito y modelos no lineales viscoelásticos.

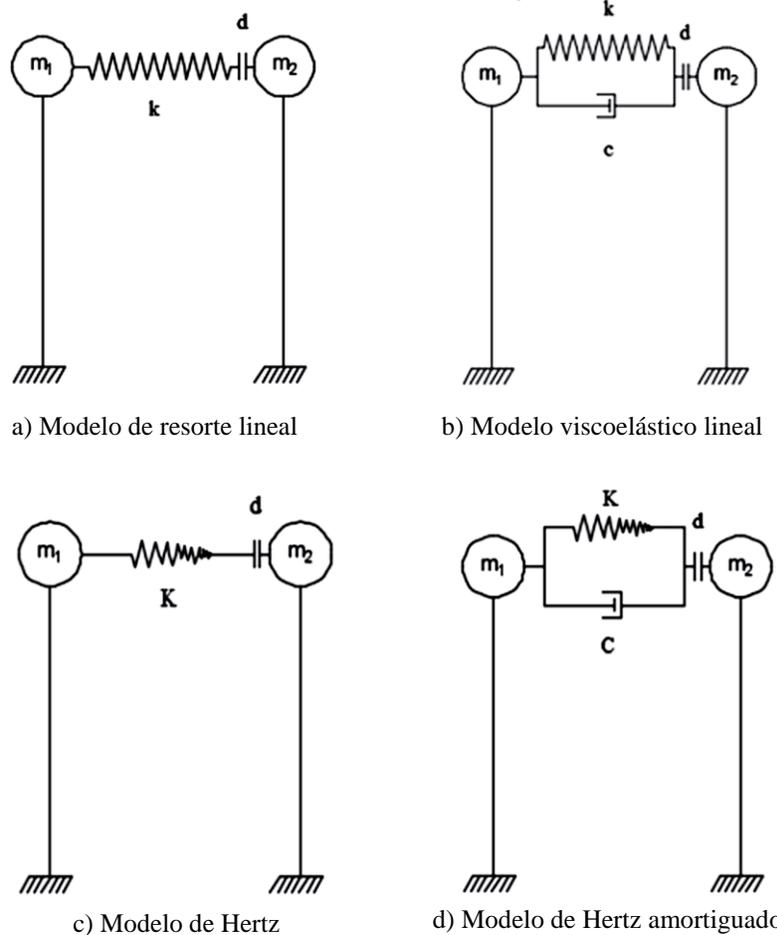


Figura 1.3 Modelos de impacto basados en fuerza (Miari *et al.*, 2019).

La mayoría de los elementos de contacto de fuerza se basan en los modelos de Kelvin-Voigt y de Maxwell, con amortiguamiento en paralelo y en serie, respectivamente. Como ejemplo, se presentan las expresiones matemáticas 1.3-1.6, correspondientes al modelo viscoelástico lineal modificado (Figura 1.3b), considerado por Komodromos *et al.* (2007), el cuál es uno de los más utilizados por tener un buen equilibrio entre simplicidad de cálculo y precisión, y

de igual forma, debido a que muchos programas computacionales ya incluyen modelos de este tipo precargados en su biblioteca de herramientas.

$$F(t) = \begin{cases} k\delta(t) + c\dot{\delta}(t) & \text{para } \delta(t) > 0 \\ 0 & \text{para } \delta(t) \leq 0 \end{cases} \quad (1.3)$$

$$\delta(t) = u_1(t) - u_2(t) - d \quad (1.4)$$

$$c = 2\xi \sqrt{k \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (1.5)$$

$$\xi = -\frac{\ln(e)}{\sqrt{\pi^2 + (\ln(e))^2}} \quad (1.6)$$

Donde

- F Fuerza de impacto
- k Rigidez del resorte o rigidez de impacto
- δ Profundidad de incrustación entre los cuerpos
- u_1, u_2 Desplazamientos de los cuerpos adyacentes
- d Separación inicial de los cuerpos
- c Coeficiente de amortiguación de impacto
- $\dot{\delta}$ Velocidad relativa entre los cuerpos en colisión
- ξ Relación de amortiguamiento de impacto

Como se puede analizar de la ecuación 1.3, el modelo de impacto solamente se activará cuando los cuerpos entren en contacto; es decir, cuando el valor de δ sea mayor a 0, mientras que el valor de la fuerza de impacto será 0 cuando los cuerpos se separen.

Jankowski y Mahmoud (2015) registraron historias de desplazamiento en el tiempo para pruebas de laboratorio con torres modelo de 1 m de alto de distintos materiales, puestas a interactuar, las cuáles se colocan sobre una mesa vibratoria (Figura 1.4). Los investigadores comparan los resultados experimentales con los que arrojan modelos con elementos de contacto distintos. Los resultados indican que los modelos viscoelásticos lineales y no-lineales muestran los errores más pequeños al calcular la fuerza de impacto que los modelos de Hertz (Chau *et al.*, 2001) y los modelos viscoelásticos lineales, pero concluyen que la eficiencia de estos depende del tipo de análisis que se realice.



Figura 1.4 Configuración del experimento en mesa vibratoria (Jankowski y Mahmoud, 2015)

Mavronicola *et al.* (2015) mediante un estudio, comparan la efectividad de cinco principales modelos de contacto en el fenómeno de golpeteo para edificios con aislamiento de base de cinco niveles. El objetivo del estudio era comparar qué tanto afectaba las respuestas sísmicas pico del edificio durante el golpeteo con elementos de contacto diferentes, tomando como base las respuestas pico obtenidas con un modelo de impacto viscoelástico lineal o Kelvin-Voigt. Los modelos corresponden a las propuestas de los investigadores Anagnostopoulos (1988), Komodromos *et al.* (2007), Ye *et al.* (2009), Mahmoud y Jankowski (2011), así como de Pant *et al.* (2010). Los resultados no determinan una conclusión sobre cuál de los modelos es más preciso, pues esto dependerá de cierta forma en la rigidez del impacto y los coeficientes de restitución que han sido tomados en cuenta en los análisis.

Hasta la fecha no se tiene una forma única de modelar este comportamiento, debido a que el fenómeno en sí es complejo de replicar analíticamente por la gran cantidad de parámetros y configuraciones que incluye (Cole *et al.*, 2010), por lo que el nivel de detallado de los modelos numéricos dependerá de los objetivos, grado de complejidad y recursos que cada estudio en particular tenga. En particular, Cole *et al.* (2010) recomienda para el modelado de golpeteo tipo piso-piso utilizar un análisis tiempo historia incluyendo propiedades inelásticas en los elementos de los edificios.

2. EFECTO DE GOLPETEO EN LA CIUDAD DE MÉXICO

2.1 Registro de golpeteo sísmico en México

La evaluación del daño por patologías y golpeteo en México cobró gran relevancia después del sismo del 19 de septiembre de 1985, principalmente en la Ciudad de México en donde se concentraron la mayor cantidad de daños a estructuras. Se reportó que el efecto de golpeteo se presentó en más de 40% de los 330 edificios estudiados con daño severo y colapsados, y cerca del 15% en todos los casos el golpeteo llevó al colapso (Rosenblueth y Meli, 1986). Un ejemplo del daño por golpeteo durante el sismo del 19/09/1985 fue el Hotel de Carlo (Figura 2.1), ubicado en la colonia Tabacalera de la Ciudad de México, en donde el colapso de dos de sus niveles intermedios, ubicados a la altura de la azotea del edificio a su izquierda, aunado al daño local de un par de niveles del edificio a su derecha, sería indicativo del choque con ambos edificios.

Esto pone en evidencia la falta de investigación que se tenía en aquellos tiempos sobre los efectos del golpeteo en el daño a estructuras, pues la norma de construcciones de 1976 del entonces Distrito Federal (Gobierno del Distrito Federal, 1976) permitía valores de 1% de distorsiones de entrepiso de la altura del nivel. La separación común entre edificios que se tenía antes del sismo de 1985 era de 10 cm, lo que correspondería a alturas máximas de estructuras de 10 metros.



Figura 2.1 Hotel de Carlo después del sismo del 19/09/1985 (Mi México Antiguo, 2016)

2.2 Golpeteo sísmico en el sismo del 19/09/2017

Otro evento de gran impacto es el ocurrido el 19 de septiembre de 2017. Durante las inspecciones visuales entre septiembre de 2018 a marzo de 2019, para 287 edificios de viviendas multifamiliares, las mayores irregularidades de la más frecuente a la menos fueron: posibilidad de golpeteo, irregularidad en planta, planta baja débil, columna corta, localización en esquina e irregularidad en elevación (Catalán, 2020).

En el análisis de daño a estructuras de vivienda y edificios de comercios ocasionados por el sismo del 19/09/2017 (Buendía y Reinoso, 2019), se identifican los principales agravantes del daño, entre los cuales se presenta el golpeteo. Las estadísticas de los daños en estructuras considerando los agravantes (Figura 2.2) indican que el golpeteo (Golp) fue un factor decisivo que contribuyó a que muchas estructuras colapsaran, sobre todo en la CDMX.

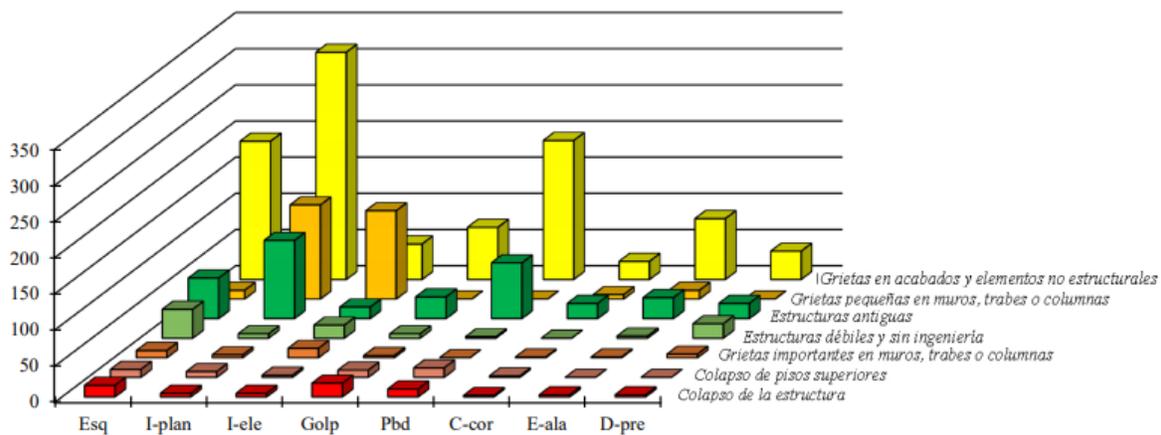


Figura 2.2 Distribución de estructuras dañadas según el agravante estructural observado (Buendía y Reinoso, 2019)

El informe final del proyecto “Medición de la vulnerabilidad sísmica de los edificios en la CDMX y recomendaciones de mitigación. Etapa 2” (Reinoso et al., 2019), muestra para cuatro de los sismos de gran relevancia en nuestro país, la importancia de los factores agravantes del daño en estructuras que presentaron afectaciones (Figura 2.3), destacando los edificios de esquina, el golpeteo, la planta baja débil e irregularidades en planta.

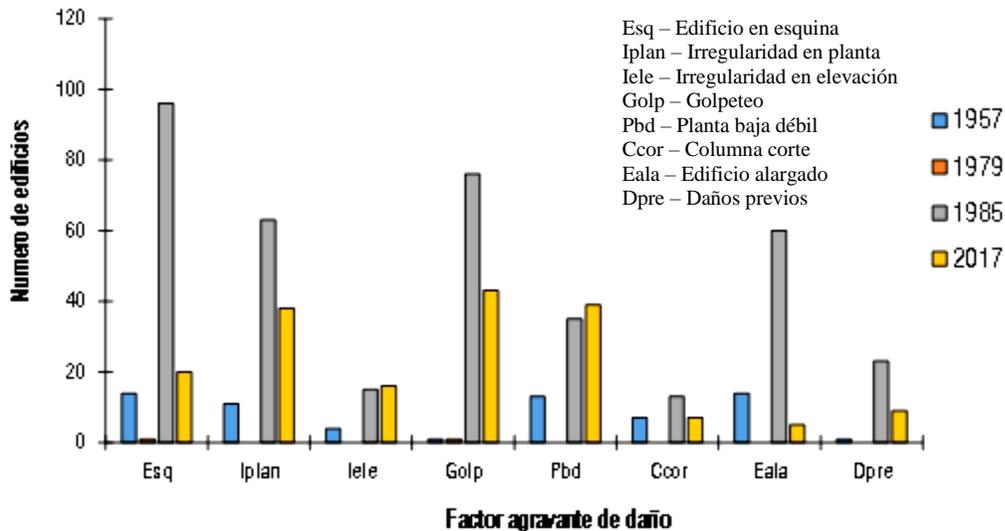


Figura 2.3 Distribución de factores agravantes en estructuras dañadas (Reinoso *et al.*, 2019)

Para el sismo del 19/09/2017, en dicho informe se identificaron al menos 234 posibles casos de edificios con daño por golpeteo en mayor o menor medida (con y sin daño estructural) en la CDMX, clasificados por alcaldías, como lo muestra la Figura 2.4.

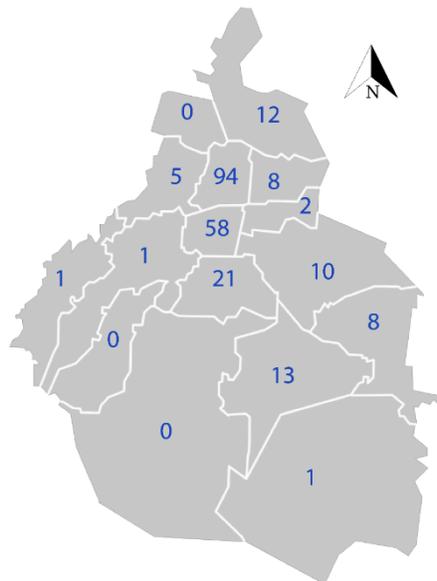


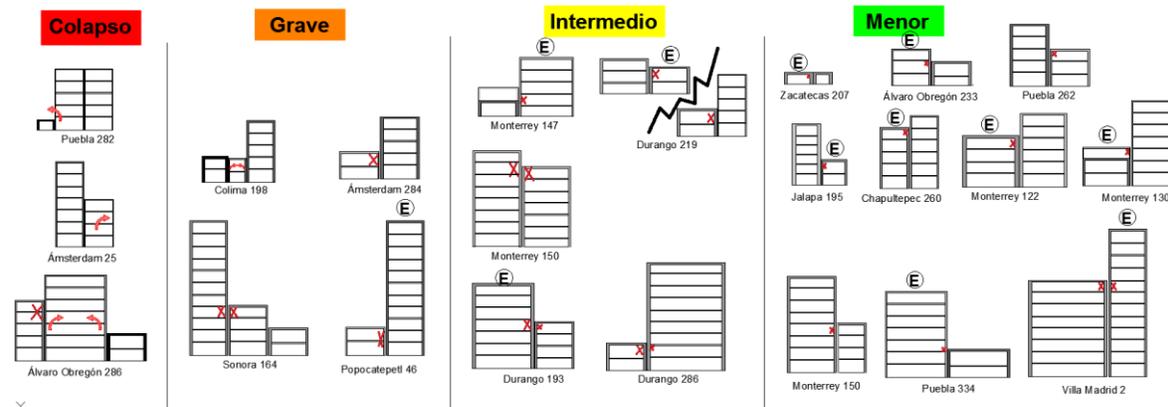
Figura 2.4 Conteo de casos de daño por golpeteo por alcaldía (Márquez, 2022)

Así mismo, el Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM) enfocó el estudio de los daños en las regiones donde se contabilizaron el mayor número de estructuras dañadas durante el sismo del 19/09/2017 (Reinoso *et al.*, 2019). Esta zona contempla las colonias Roma Norte y Sur, así como la parte norte de la colonia Hipódromo de la alcaldía Cuauhtémoc, en donde se contabilizaron 22 casos de golpeteo: 3 con colapso, 4 con daño grave, 5 con daño intermedio y 10 con daño menor como lo ilustra la Figura 2.4. El nivel de daño se basa en la

clasificación cualitativa que los autores del proyecto realizaron (Tabla 2.1). Algunas de las imágenes recabadas de los daños por golpeteo se muestran en la Figura 2.5.

Tabla 2.1 Clasificación del daño en los edificios por el sismo del 19/09/2017 (Reinoso *et al.*, 2019)

Nivel de daño	Definición
Menor	Corresponde a daños ligeros que no afectan la integridad de la estructura, se ven reflejados en muros no estructurales, acabados, recubrimientos, instalaciones y vidrios.
Intermedio	Además de los daños descritos en el punto anterior, se presentan grietas pequeñas en elementos estructurales como vigas, columnas o muros diafragma, que evidencian la presencia de daño estructural.
Grave	Grietas mayores y deformaciones importantes en elementos estructurales, se observa exposición del acero de refuerzo. Este tipo de daño compromete la estabilidad de la estructura.
Colapso	Colapso de la estructura durante el sismo o se requiere la demolición debido al daño presentado.



E – Edificios en esquina

Figura 2.5 Esquemas de los casos de golpeteo en la zona de estudio (Reinoso *et al.*, 2019)

La Figura 2.6a muestra un caso de golpeteo observado entre tres edificios; el edificio del centro y el derecho son de la misma altura y se observa muy poca separación. El edificio izquierdo es muy rígido y tiene una trabe a una fracción de la altura de la planta baja del edificio, el edificio central tenía un sistema estructural a base de losa plana. Por su parte, la Figura 2.6b corresponde a un caso de golpeteo entre dos edificios; se tiene la información de que el edificio central presentaba un deterioro importante en sus elementos estructurales debido a hundimientos y falta de mantenimiento, la colindancia derecha está a una separación considerable, por lo que no debió presentarse golpeteo por este lado.



Figura 2.6 Edificios en la zona de estudio con daño total donde se identificó golpeteo, (Reinoso *et al.*, 2019)

De estas estadísticas destaca que la mayoría de los casos y, principalmente, en los casos de daño grave y colapso, se observa que la diferencia de alturas entre los edificios adyacentes es del doble o más. Además, en la mayoría de los casos con daño menor e intermedio, se involucran asimetrías de esquina. Finalmente, basados en dichas observaciones, el informe del IINGEN (Reinoso *et al.*, 2019) logró identificar 1081 casos donde podría presentarse golpeteo entre dos edificios, considerando una separación máxima de 3 cm por nivel.

3. MEDIDAS DE MITIGACIÓN DE GOLPETEO

Las medidas de mitigación del golpeteo para estructuras existentes pueden ser variadas, basados en distintos principios y necesidades para cada caso en particular. Estas medidas pueden tomar en cuenta la vulnerabilidad de nuevas estructuras para evitar el efecto, o bien, amortiguando los impactos mediante la instalación de dispositivos en las estructuras o con elementos de unión entre ellas. La elección adecuada de alguno para su implementación dependerá de varios factores como lo son: la geometría de las estructuras, ancho de separación, presupuesto, facilidad de instalación, cuestiones legales, entre otros. Por ello, se presenta la investigación documental de los principales métodos de prevenir y disminuir los daños por efecto de golpeteo, argumentando sus ventajas y desventajas tanto de su eficiencia como para su implementación en la práctica.

3.1 Separación suficiente entre edificios

El proporcionar una separación suficiente ha sido la medida más utilizada por los códigos de diseño sísmico en el mundo (Plumier *et al.*, 2007). Se utilizan métodos probabilísticos para determinar la posible separación requerida entre dos edificios para evitar golpes. Recientemente, dichos métodos han sido revisados y comparados con la raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS), (García, 2004).

Los métodos avanzados pueden predecir distancias de separación para sistemas lineales, pero no funcionan consistentemente para sistemas no lineales. Por otra parte, el método propuesto por Maison y Kasai (1990) es el menos conservador, considerando que, Penzien (1997) propone un método que da una estimación siempre conservadora (en los modelos estudiados). Según los análisis realizados, los métodos de diferencia espectral (SPD) generalmente no son más precisos que las reglas de suma absoluta (ABS) (ICC, 2009) o la SRSS. Por lo tanto, actualmente el SRSS es el método más viable para calcular la separación requerida.

Si bien es posible diseñar nuevos edificios con separaciones adecuadas entre ellos, el problema continúa en edificios ya existentes diseñados bajo códigos antiguos de construcción, cuyas separaciones son considerablemente menores que las especificadas en los códigos actuales, así como para las nuevas construcciones en donde los dueños del terreno se niegan a ceder espacio para implementar esta medida. Además, los códigos actuales no suelen ser muy específicos con los métodos de cálculo del espaciamiento aceptando, por lo general, distancias demasiado conservadoras o “castigando” más la separación en edificaciones nuevas cuando un edificio adyacente existente no cumpla con su respectiva distancia. Los requerimientos arquitectónicos de proyectos nuevos y la necesidad de aprovechar al máximo los espacios hacen que muchas veces el cálculo de la separación necesaria entre edificios sea de las medidas menos utilizadas para evitar el golpeteo sísmico.

3.2 Incrementar la rigidez de las estructuras

Una de las opciones si no se quiere reducir el espacio de diseño de los edificios (o porque no se puede o no es viable aumentar el espaciamiento), es incrementar las rigideces de sus elementos estructurales. Esta medida puede reducir los desplazamientos de respuesta al disminuir el periodo natural de vibrar de la estructura, al punto que el diseño considere el

poco margen de desplazamiento para que el efecto no llegue a ocurrir. Sin embargo, nuevamente este procedimiento es aplicable a nuevas construcciones, además de que el cálculo de las demandas adicionales por golpeteo para el aumento de rigidez sigue siendo complejo. Se deben tomar medidas especiales en el proceso de diseño para considerar primeramente el aumento de demandas de cortante en las columnas y, en segundo lugar, el aumento de demandas altas de ductilidad por impactos en edificios con diferente altura (Favvata, 2015). Aunado a esto, cabe la posibilidad que puedan existir incompatibilidades con el proyecto arquitectónico por el aumento de secciones o en estructuras cuyos desplazamientos muy pequeños resulten contraproducentes.

Para estructuras existentes, se puede aumentar la rigidez del edificio o edificios con posibilidad de golpeteo mediante la adición de muros de cortante que formen parte del sistema sismo-resistente (Divyashree *et al.*, 2014). Estos muros pueden ser colocados en las zonas donde se espera se tenga el contacto y puedan ayudar a absorber gran parte de la energía por los golpes. Otra opción es agregar sistemas de arriostramiento que soportan principalmente cargas laterales, pero que también se usan para mejorar la rigidez general de la estructura, y pueden ser usados eficazmente como medida de mitigación del golpeteo (Hameed *et al.*, 2012).

El principal inconveniente con estas opciones son que modifican de manera importante las configuraciones en edificios existentes, alterando su comportamiento original, por lo que se debe tener en cuenta los cambios de carga que los elementos tendrían y la respuesta general de las estructuras modificadas. En el caso de los muros de cortante, a pesar de que puedan tomar parte de las fuerzas por golpes, aún pueden transferir cierto grado de carga impulsiva al resto del sistema, lo cual si no se toma en cuenta en el diseño puede llevar a fallas frágiles de los elementos. Así mismo, la implementación de sistemas o elementos que aumenten significativamente la rigidez de edificios es costoso y en la práctica requiere obtener estudios detallados de las propiedades actuales de las estructuras, lo que se complica más si la vulnerabilidad por golpeteo es en más de dos edificios contiguos.

3.3 Dispositivos de amortiguamiento suplementario

Se tratan de dispositivos que pueden ser considerados desde la proyección del diseño o instalados en edificios ya construidos. La implementación de estos dispositivos mejora el comportamiento general de las estructuras, aumentando significativamente su amortiguamiento mediante la disipación de grandes cantidades de energía por la deformación inelástica de estos dispositivos (Kasai *et al.*, 1993). Otra ventaja es que los dispositivos pueden llegar a ser reemplazables si sufren deformaciones considerables. Si bien los dispositivos suplementarios pueden reducir los desplazamientos laterales de manera considerable, se deberían colocar en todas las construcciones involucradas, pues el mejorar el comportamiento de un solo edificio no es suficiente para garantizar que las estructuras adyacentes no puedan causarle daño por las fuerzas de impacto que estas últimas puedan generar.

Por lo general se requiere más de un dispositivo por edificio, distribuidos por toda su geometría, por lo que los costos pueden ser grandes y debe existir un consenso de instalación

por parte de los dueños de todos los edificios involucrados, lo cual puede ser un proceso tardado y complejo de aplicar en la práctica.

3.4 Conexión de estructuras

Se tratan de elementos que unen las estructuras propensas a golpeteo para evitar el contacto entre ellos ante eventos sísmicos, para lo cual es posible colocar conectores rígidos o elementos viscosos y viscoelásticos. Estos elementos serían capaces de transmitir las fuerzas a ambas estructuras como elementos viga, además dichos elementos pueden contar con sistemas de amortiguamiento adicional que absorba energía adicional. La motivación básica para el estudio de estos elementos es proporcionar una medida simple de evitar el efecto de golpeteo entre los edificios sin alterar considerablemente las características dinámicas básicas de las estructuras (Plumier *et al.*, 2007), así como la posibilidad de evitar el impacto sin necesidad de introducir dispositivos demasiado robustos o estorbosos y con mayor facilidad de instalación.

La ecuación de equilibrio del movimiento dinámico general de estructuras ante fuerzas sísmicas es la siguiente:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = -[M]\{\ddot{x}_g(t)\} \quad (2.1)$$

Donde

- $\{\ddot{x}(t)\}$ Vector de aceleración de las estructuras
- $\{\dot{x}(t)\}$ Vector de velocidades de las estructuras
- $\{x(t)\}$ Vector de desplazamientos de las estructuras
- $\{\ddot{x}_g(t)\}$ Vector de aceleración del suelo
- $[M]$ Matriz de masas de las estructuras
- $[C]$ Matriz de amortiguamiento viscoso de las estructuras
- $[K]$ Matriz de rigideces de las estructuras

La finalidad de los dispositivos de enlace son aportar propiedades a la ecuación de movimiento para tomar parte de las fuerzas generadas en un evento sísmico. Uno de los modelados más comunes es el tipo resorte (Figura 3.1), los cuales agregan elementos que aportan principalmente rigidez a la ecuación de movimiento:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K + K_B]\{x(t)\} = -[M]\{\ddot{x}_g(t)\} \quad (2.2)$$

Donde

- $[K_B]$ Matriz de rigideces de los elementos resorte

Para evitar el efecto de golpeteo se debe de garantizar que los coeficientes de rigideces de los elementos resorte sean lo suficientemente grandes como para evitar los golpes dado el tamaño de separación considerado entre los edificios (Jankowski y Mahmoud, 2015).

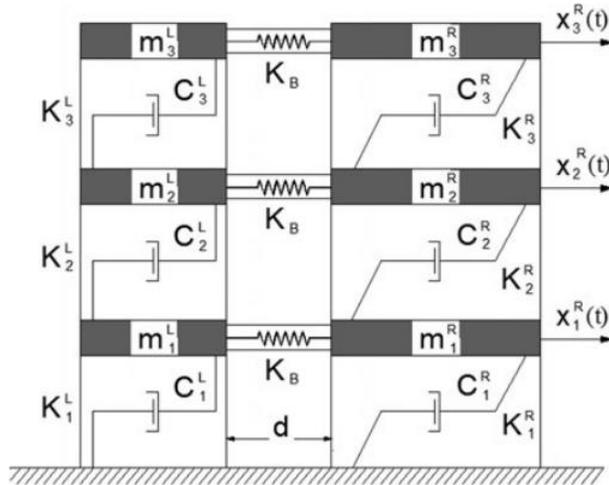


Figura 3.1 Modelo de edificios de tres niveles unidos con elementos resorte (Jankowski y Mahmoud, 2015).

La Figura 3.2 muestra otro tipo de elemento de enlace, en donde se considera que el elemento aporta amortiguamiento viscoso para soportar las fuerzas sísmicas, por lo que la ecuación de movimiento quedaría de la siguiente forma:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C + C_B]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = -[M]\{\ddot{x}_g(t)\} \quad (2.3)$$

Donde

$[C_B]$ Matriz de amortiguamiento viscoso de elementos amortiguadores

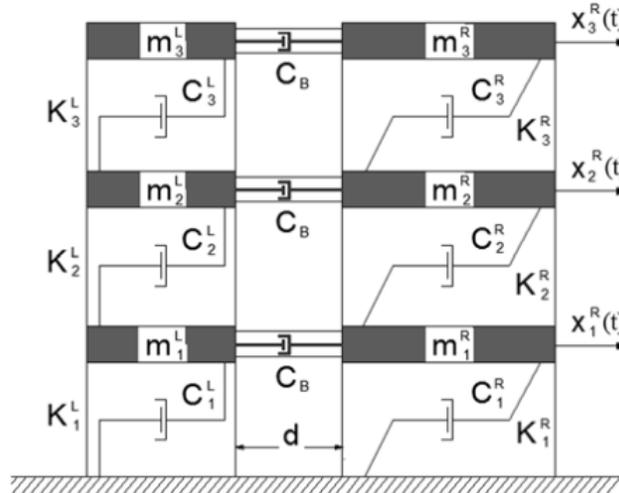


Figura 3.2 Modelo de edificios de tres niveles unidos con elementos amortiguadores (Jankowski y Mahmoud, 2015).

Nuevamente se debe garantizar que la aportación de amortiguamiento sea lo suficientemente grande para prevenir el efecto de golpeteo.

Finalmente, es posible incluir elementos que aporten tanto rigidez como amortiguamiento a las estructuras unidas, estos son conocidos como elementos viscoelásticos, los cuales modifican la ecuación de movimiento dinámico original a la siguiente forma:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C + C_B]\{\dot{x}(t)\} + [K + K_B]\{x(t)\} = -[M]\{\ddot{x}_g(t)\} \quad (2.4)$$

Donde

- $[C_B]$ Matriz de amortiguamiento viscoso de elementos viscoelásticos
- $[K_B]$ Matriz de rigideces de los elementos viscoelásticos

3.5 Bandas de goma

Se tratan de elementos que, a diferencia de los elementos de unión, su intención es la de absorber la mayor cantidad de energía (dando por hecho que, ante un evento sísmico, el impacto de las estructuras es inevitable), y permitiendo proteger puntos críticos de los edificios involucrados (Figura 3.3). Si bien su traducción literal es “parachoques de goma”, por simplicidad se utilizará en adelante los términos “bandas de goma” o solo “gomas” para referirse a estos dispositivos. Al emplear estos elementos, no se modifica ninguna propiedad de las estructuras, y dentro de la ecuación de movimiento, el aporte de las gomitas para mitigar el golpeteo se representa como una fuerza de impacto adicional que, en caso de no contarse, sería distribuido entre los edificios involucrados, aumentando las demandas de cortante de sus elementos:

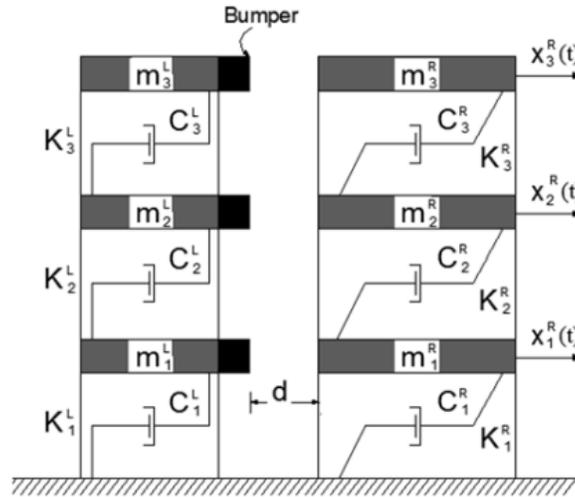


Figura 3.3 Modelo de edificios de tres niveles unidos con bandas de goma (Jankowski y Mahmoud, 2015).

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C + C_B]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} + F(t) = -[M]\{\ddot{x}_g(t)\} \quad (2.5)$$

Donde

- $F(t)$ Fuerza de impacto por la activación de la banda

Se supone que el caucho es el material de la banda más apropiado para la absorción del daño, dadas sus propiedades intrínsecas para amortiguar impactos, así como su bajo costo. Otro

beneficio es la facilidad de instalación y el tamaño reducido en el que pueden ser colocados, a comparación de elementos de unión, así como una mejor facilidad de obtención del material. La desventaja principal es que las gomas tienden a tener un comportamiento altamente no lineal bajo cargas dinámicas y estáticas, por lo que su modelado es complejo (Jankowski y Mahmoud, 2015), además, la inclusión de las gomas disminuye la distancia libre inicial entre edificios, restándoles espacio disponible para que oscilen de manera independiente ante cargas externas.

4. PROPUESTA DE CASO DE ESTUDIO

Entendiendo la vulnerabilidad de los edificios en la Ciudad de México ante el fenómeno de golpeteo, este capítulo propondrá un caso en específico que se presume presentó golpeteo. El objetivo que se pretende es primeramente observar si el fenómeno de golpeteo se presentó en el caso de estudio para, posteriormente, aplicar una medida de mitigación, que pueda mejorar las respuestas globales de las estructuras, y analizar si su implementación hubiera representado una herramienta de apoyo para reducir las fuerzas de los impactos. La justificación de utilizar parámetros observados en un caso real de golpeteo, en lugar de realizar modelos completamente idealizados es, por una parte, observar si las metodologías propuestas para el análisis de golpeteo (a pesar de las limitaciones como la falta de información) son lo suficientemente precisas al comparar los daños globales que arrojen los modelos, con los observados en los edificios después del sismo del 19/09/2017; y por otra parte, poder demostrar que a pesar de la complejidad del modelado del golpeteo, es posible caracterizarlo de manera confiable mediante un programa computacional que, por lo general, está más enfocado hacia trabajos de campo, pues esto permitiría que futuras investigaciones puedan ser enfocadas para su aplicación en la práctica, en donde sea más viable poder realizar análisis de casos que den claridad de las afectaciones por golpeteo, tanto para casos en donde se sospecha que pudo ocurrir, como para casos de potencial golpeteo, los cuales no son pocos para la CDMX de acuerdo con la investigación presentada en el capítulo 2.

El caso propuesto de estudio de golpeteo será el que probablemente ocurrió entre los edificios ubicados en la calle Ámsterdam, número 25 y número 27. En un análisis previo realizado por Márquez (2022), categoriza los edificios con afectaciones graves y colapsos dentro de la zona de estudio, para lo cual concluye que estas edificaciones presentaban ciertas patologías que pudieron afectar la respuesta de las estructuras ante el sismo del 19/09/2017, dentro de las cuales existió la posibilidad de que el golpeteo estuviera presente y fuera parte de los factores que provocaron los daños presentados en Ámsterdam 27 y el colapso del edificio en Ámsterdam 25, debido a que se contaba con una separación mínima de 4 cm entre los edificios (Figura 4.1). Por lo que el camino que tomará la investigación de esta tesis será la caracterización de los parámetros para la modelación y análisis del comportamiento que pudieron tener estos edificios debido al choque entre ellos.



Figura 4.1 Caso de estudio (a la izquierda antes del sismo del 19/09/2017, a la derecha abril de 2021)

A continuación, se describen las características principales de ambos edificios, así como las consideraciones empleadas para su modelación. Se deberá tener presente que los modelos realizados para el estudio si bien pretenden ser una buena aproximación de las condiciones reales de los edificios al momento de la ocurrencia del sismo del 19/09/2017, existen varios factores que dificultan conocer en su totalidad las características exactas de los diseños originales (memorias de cálculo), modificaciones o daños previos a lo largo de la historia de vida de ambas edificaciones, aunado a la falta de documentación, revisiones, evaluaciones y estudios previos en los edificios en cuestión, por lo que se tomaron algunas consideraciones y supuestos al momento de realizar dichos modelos, con el fin de poder idealizar características que permitieron obtener los comportamientos dinámicos esperados, así como la correcta implementación de los elementos de contacto.

Se utilizó el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal correspondiente al año de 1966 (RCDF-66) (Gobierno del Distrito Federal, 1966) para el diseño de los elementos estructurales de los modelos, siendo esta versión de las normas las vigentes durante la etapa de construcción de los edificios. Se utilizó, además, el método de la viga equivalente propuesto por MacGregor y aplicado con una de las maneras más simples como lo describe Kudama (2015). Este método permite transformar las losas planas presentes en los edificios estudiados a secciones de vigas anchas, en donde sea posible aplicar la no linealidad concentrada, requerida para el análisis no lineal de las estructuras y el posterior caso de golpeteo simplificado como se describirá más adelante.

4.1 Modelado del Edificio 1: Ámsterdam 27

Localizado en la calle Ámsterdam #27, colonia Hipódromo Condesa, alcaldía Cuauhtémoc, Ciudad de México (Figura 4.2), se trata de un edificio construido en el año de 1970, con 7 niveles, con uso habitacional distribuido por departamentos. Este edificio presentó daños graves debido al sismo del 19/09/2017, sin embargo, mediante un proceso de rehabilitación pudo ser recuperado y actualmente se encuentra nuevamente en uso. Dado que el edificio contiguo a su izquierda (Ámsterdam #29) no presentó daños, se puede suponer que no hubo presencia de golpeteo con esta estructura, por lo que la presencia de golpeteo se analizará con el edificio contiguo a su derecha (Ámsterdam #25).

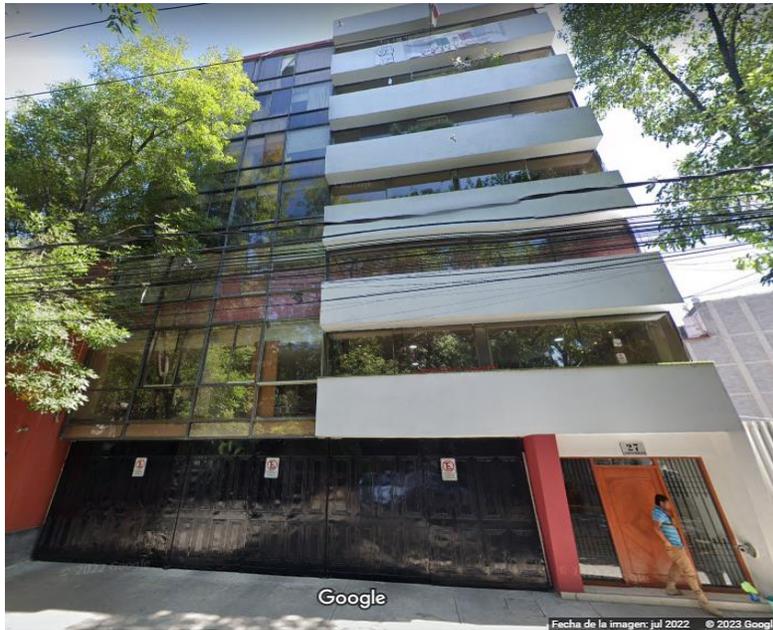


Figura 4.2 Ámsterdam 27 (Edificio 1). Antes (arriba) y después del sismo (abajo)

El sistema estructural son columnas y losa plana aligerada de concreto. Debido a que se trata de una edificación de 1970 y a la falta de información (como pruebas de corazonces de concreto), se considera una resistencia a la compresión del concreto $f'_c = 200 \text{ kgf/cm}^2$ (29.6 MPa), correspondiente a un concreto de segunda clase, comúnmente utilizado en construcciones de aquellas épocas y, un módulo de elasticidad $E_c = 8000\sqrt{f'_c} = 113,137 \text{ kgf/cm}^2$ (11,099 MPa), peso volumétrico $\gamma = 2,400 \text{ kgf/m}^3$ (23.5 kN/m³). Para el acero de refuerzo longitudinal y transversal grado 60 se consideró un esfuerzo de

fluencia $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ (412 MPa) y módulo de elasticidad de $E_s = 2,038 \text{ tonf/cm}^2$ ó 200 GPa.

Se consideró una abertura al centro de la planta de acuerdo con imágenes satelitales, destinada a iluminación del 18% de la planta. La Figura 4.3 muestra el modelo geométrico en el programa ETABS del edificio 1. En base a mediciones de imágenes satelitales, se consideraron columnas cuadradas con secciones de 0.6x0.6 m para los primero cuatro niveles, mientras que de los niveles cinco a siete se seleccionaron secciones cuadradas de 0.5x0.5 m. Por otra parte, para modelar las vigas, se aplicó el método de la viga equivalente para encontrar las secciones variables correspondientes a dichos elementos, así mismo, se presenta el resumen de las cargas consideradas en el RCDF-66 para el diseño estructural, como lo son la carga viva máxima (W_m), la carga viva instantánea (W_a) y la carga viva media (W), considerando además, las cargas generadas por el método de la viga equivalente (CMC) indicado en la Tabla 4.1. El peso propio de la estructura es considerado de manera automática por el programa ETABS.

Tabla 4.1 Cargas consideradas para el diseño del edificio 1

Nivel	CMC(kgf/m ²)	W _m (kgf/m ²)	W _a (kgf/m ²)	W(kgf/m ²)
1-6	310.19	147.11	90	70
Azotea	172.34	100	70	15

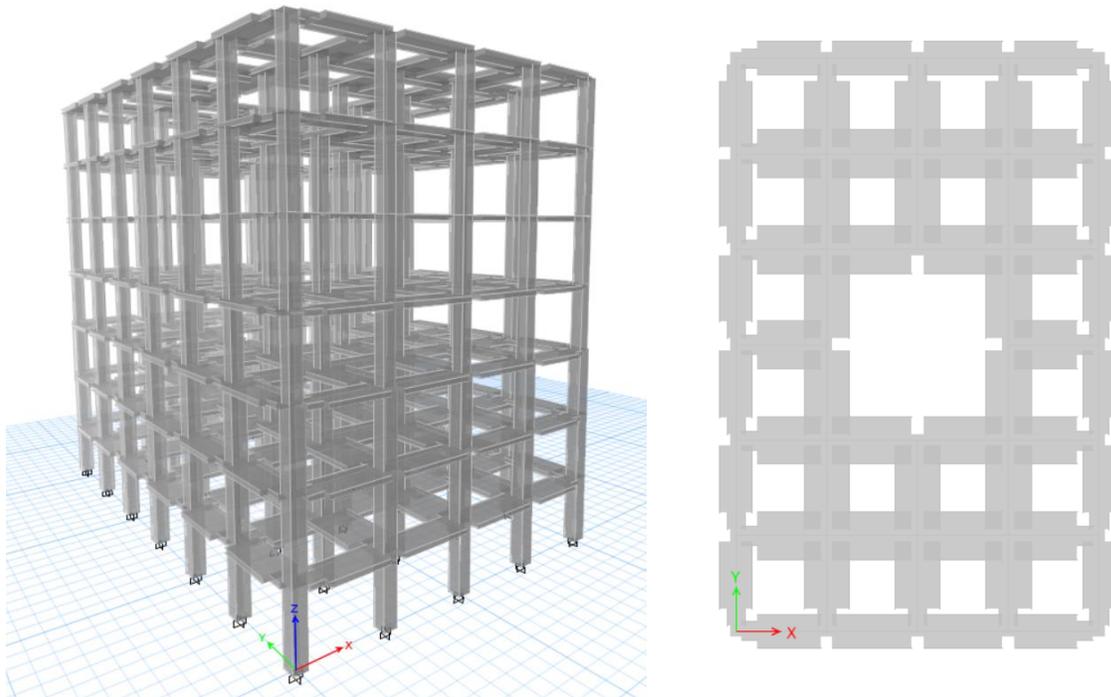


Figura 4.3 Modelo en ETABS de Ámsterdam 27/Edificio 1 (izq. vista 3D, der. vista en planta).

4.2 Modelado del Edificio 2: **Ámsterdam 25**

El segundo edificio se ubicaba en la calle **Ámsterdam #25**, colonia Hipódromo Condesa, alcaldía Cuauhtémoc, Ciudad de México, construido en 1973, su fin era habitacional. La estructura completa contaba con una distribución alargada perpendicular a la calle **Ámsterdam**, con salientes y un hueco central. La parte frontal contaba con 4 niveles y planta de 9x9 metros. Dado que el colapso ocurrió en parte frontal del edificio, se puede suponer que las escaleras que conectaban la parte frontal y central actuaron como una junta constructiva, aislando ambas partes de la estructura, provocando que se comportaran de manera independiente (Figura 4.4). Por ello se modelará la parte frontal del edificio para el estudio del golpeteo como lo muestra la Figura 4.5.

Vecinos de **Ámsterdam 27** comentaron que la fachada de **Ámsterdam 25** presentaba un deterioro importante en sus elementos, observando grietas importantes y falta de mantenimiento. Estas observaciones, aunado al posible choque con el edificio izquierdo, pudo dar pie al colapso de esta parte del edificio, según observaciones posteriores al sismo del 19/09/2017, la colindancia derecha tenía una separación importante, por lo que se puede descartar el golpeteo con esta otra construcción.

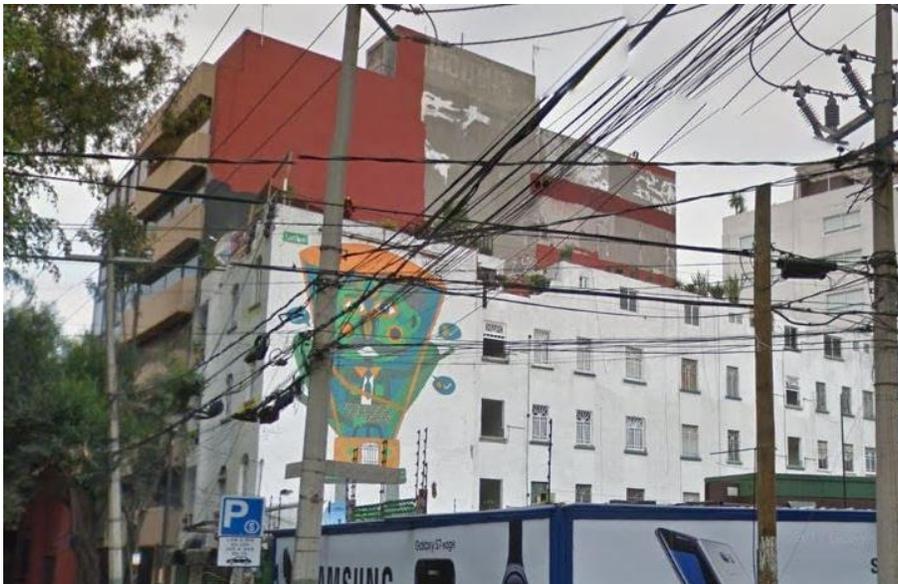




Figura 4.4 Ámsterdam 25 (Edificio 2). Antes (arriba) y después del colapso (abajo)

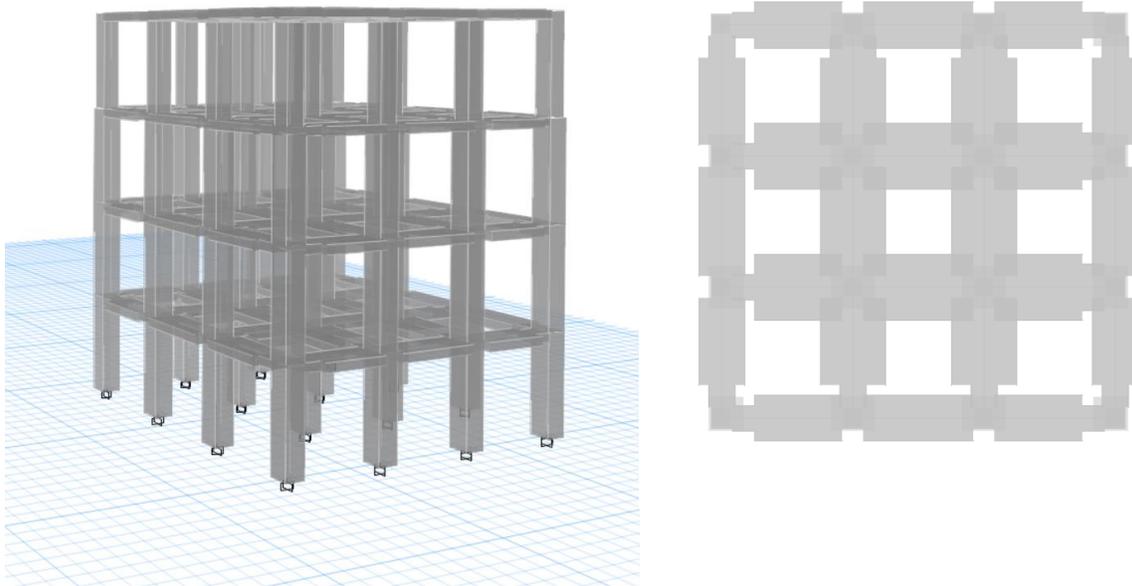


Figura 4.5 Modelo en ETABS de Ámsterdam 25/Edificio 2 (izq. vista 3D, der. vista en planta).

El sistema estructural del edificio 2 es de losa plana maciza con ábacos y columnas de concreto reforzado, se consideraron secciones de columnas de 0.5x0.5 m en todos los niveles, basado en observaciones de campo, mientras que las vigas tienen secciones variables al igual que el edificio 1. Los materiales se consideran con las mismas propiedades que el edificio 1 dado que sus años de construcción son cercanos. Por su parte, la Tabla 4.2 muestra el resumen de las cargas consideradas, incluyendo las calculadas por el método de la viga equivalente.

Tabla 4.2 Cargas consideradas para el diseño del edificio 2

Nivel	CMC(kgf/m ²)	W _m (kgf/m ²)	W _a (kgf/m ²)	W(kgf/m ²)
1-3	332.7	166.8	90	70
Azotea	323.8	100	70	15

4.3 Análisis dinámico no lineal y articulaciones plásticas

Se utilizaron análisis dinámicos no lineales tiempo historia con el fin de observar respuestas más precisas de los edificios, tanto de manera independiente, como considerando el efecto del golpeteo, el cuál como se explica más adelante, debe ser estudiado desde el rango no lineal para poder describir con mayor realismo este fenómeno.

Otra decisión importante para la modelación fue la elección del método para representar la no linealidad de los elementos estructurales. La Figura 4.6 muestra las principales formas en las que se puede modelar la no linealidad en vigas y columnas, donde se observa que a medida que éstas se vuelven más complejas y detalladas, tenderán a representar de mejor manera el comportamiento de los elementos, sin embargo, el costo computacional y los tiempos de análisis se verán incrementados. La elección del método de modelación dependerá de varios factores como: estructuración y materiales, nivel de no linealidad esperada de la estructura, nivel de información disponible de los modelos, etc.

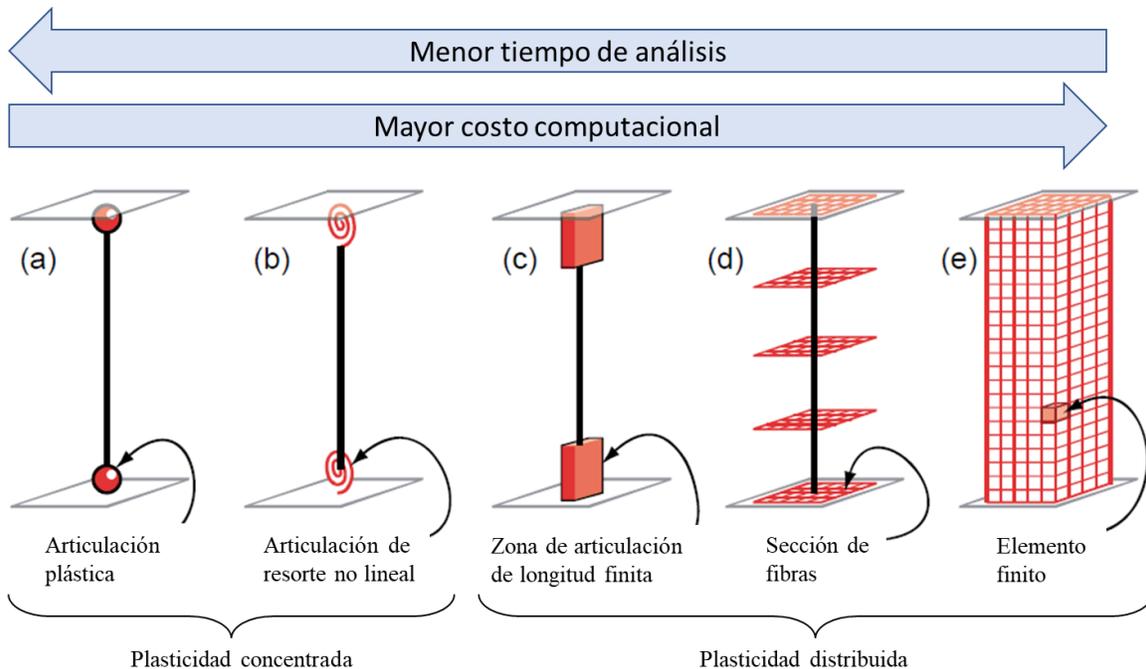


Figura 4.6 Tipos de modelos no lineales (Deierlein *et al.*, 2010)

Para el caso de estudio y, teniendo presente la falta de información disponible de los elementos, se llegó a la conclusión que aplicar el método de plasticidad concentrada mediante

articulaciones plásticas era suficiente para representar la no linealidad de los elementos estructurales. Al utilizar estas articulaciones, los extremos de los elementos se consideran rígidos, mientras que la no linealidad se concentra en un punto de los elementos, normalmente cercano a los extremos; y los segmentos centrales de los elementos permanecen en el rango elástico. La simplificación de este elemento no lineal permite utilizar menores recursos computacionales y reduce los tiempos de análisis; sin embargo, se debe tener en cuenta que los resultados suelen ser menos precisos en comparación de aquellos elementos más detallados como los elementos tipo fibra o de elementos finitos, a cambio de requerir más recursos y tiempo computacionales. Así, al seguir las recomendaciones de la guía de evaluación sísmica y rehabilitación de edificios existentes (ASCE 41-17) (American Society of Civil Engineers, 2017), se encuentran las curvas de capacidad de las articulaciones plásticas a partir de su modelo constitutivo para elementos de concreto, como lo muestra la Figura 4.7, para posteriormente cargarlas al programa ETABS, en donde se asignan al 10% y 90% de la longitud para columnas y del 5% y 95% para vigas.

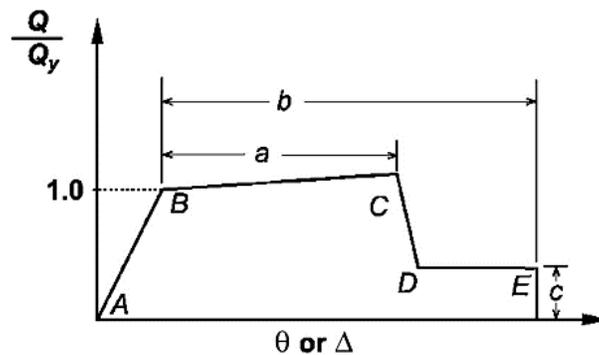


Figura 4.7 Modelo constitutivo para la construcción de articulaciones plásticas (American Society of Civil Engineers, 2017)

4.4 Registros sísmicos

Para los análisis tiempo historia no lineales se recurrió al registro de aceleraciones de la estación Cibeles con clave CI05, ubicada en la alcaldía Álvaro Obregón, en la Ciudad de México, con una duración total de 324 s y aceleración máxima del suelo de $1,142.4 \text{ mm/s}^2$. La elección de esta estación es debido a su cercanía al caso de estudio (aproximadamente 400 m). Las componentes norte-sur y este-oeste fueron filtradas para las frecuencias de 0.01-20 Hz y les fue aplicado una corrección de línea base; así mismo, la señal original fue recortada a 180 s con intervalos a cada 0.01 s, encontrado a partir de la aplicación de la Intensidad de Arias para un intervalo representativo de energía del 5%-95%, como lo recomienda Carreño et al. (1999). Los registros filtrados se muestran en la Figura 4.8.

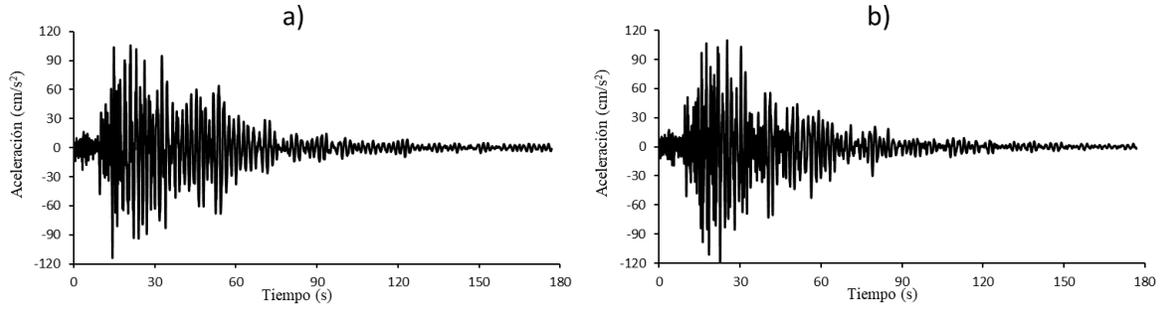


Figura 4.8 Acelerogramas filtrados de la estación CI05 para el sismo del 19/09/2017: a) componente norte-sur y b) componente este-oeste.

Teniendo definidos los parámetros de diseño para los dos edificios, el siguiente paso será definir cuál de las medidas de mitigación es el ideal para aplicarlo al caso de estudio, por lo que el capítulo 5 presentará la propuesta de medida de mitigación del daño por golpeteo, indagando en los parámetros principales para su modelación en software, y de esta forma, se pueda hacer el análisis de los edificios en tres casos: 1) teniendo separación suficiente para que los edificios actúen de manera independiente; 2) con la separación entre edificios vista en campo, a fin de observar si existieron golpes entre las estructuras y 3) incluyendo la medida de mitigación para observar los cambios en las respuestas de las estructuras y las fuerzas de impacto.

5. ANÁLISIS DE LAS MEDIDAS DE MITIGACIÓN DE GOLPETEO EN LA CIUDAD DE MÉXICO

5.1 Introducción

Si bien el problema de golpeteo en edificios pareciera fácil de prevenir mediante un correcto diseño estructural (verificando separaciones adecuadas entre las estructuras o bien, con la implementación de dispositivos amortiguadores que reduzcan los desplazamientos laterales); la atención en este estudio se centra en los daños potenciales del golpeteo sobre estructuras ya existentes, mismos que dadas las pruebas recabadas en campo, pueden llegar a ser catastróficos en la CDMX.

Dada esta situación, se ha decidido estudiar con más detalle el comportamiento de las bandas de goma como elementos que absorban energía por los impactos, esto es, dando por hecho que el golpeteo no pudiera ser evitado. Si bien son relativamente pocas las investigaciones del golpeteo con bandas de goma como medida de mitigación del golpeteo (Jankowski *et al.*, 2000; Polycarpou *et al.*, 2013; Takabatake *et al.*, 2014), estos estudios han demostrado la capacidad de las gomas para disminuir las demandas de aceleraciones pico y fuerzas de impacto sobre los elementos principales de las estructuras.

La elección de bandas de goma se justifica porque es relativamente fácil de implementar y más económico que otras medidas de mitigación, además, al ser mínimamente invasivo, reduce las modificaciones a las estructuras originales. Finalmente, las bandas de goma se pueden colocar en espacios muy angostos, en donde no se podrían instalar dispositivos de mayor tamaño. Una muestra de la implementación de banda de goma se muestra en la Figura 5.1, la cual fue colocada entre la junta sísmica de un edificio con aislamiento sísmico en Nicosia, Chipre.



Figura 5.1 Banda de goma de sección transversal circular instalada en un edificio aislado en Chipre, capaz de absorber posibles impactos entre sus elementos estructurales (Polycarpou *et al.*, 2013)

Por tanto, una vez seleccionada la medida que mitigue el golpeteo, el siguiente objetivo será la caracterización de los parámetros más relevantes para el modelado del golpeteo en la CDMX, como lo pueden ser el tipo de edificios a estudiar (sistemas estructurales, materiales, geometría); la interacción suelo-estructura; el tipo de modelado de los elementos de contacto y de la goma, así como el modelado no lineal de la respuesta.

5.2 Calibración del elemento de contacto

Para representar el comportamiento de las bandas de goma ante impactos, primero se debe tener en cuenta que los experimentos realizados en capas de goma bajo cargas de compresión estáticas y dinámicas muestran un comportamiento no lineal (Kajita *et al.*, 2003, 2006; Kawashima *et al.*, 2002; Shim *et al.*, 2004). En particular se muestra una relación exponencial entre la carga a compresión y el desplazamiento correspondiente para velocidades de impacto constantes, como lo muestra la Figura 5.2. Por ello, sería más apropiado que el modelo de impacto para las bandas de goma sea no lineal.

Otro aspecto es que las bandas de goma deben tener un espesor definido, lo que significa que, ante un impacto o una serie de impactos, se pueda superar la capacidad de compresión última de la goma, surgiendo la necesidad de representar el comportamiento del material detrás de las gomas (por ejemplo, concreto).

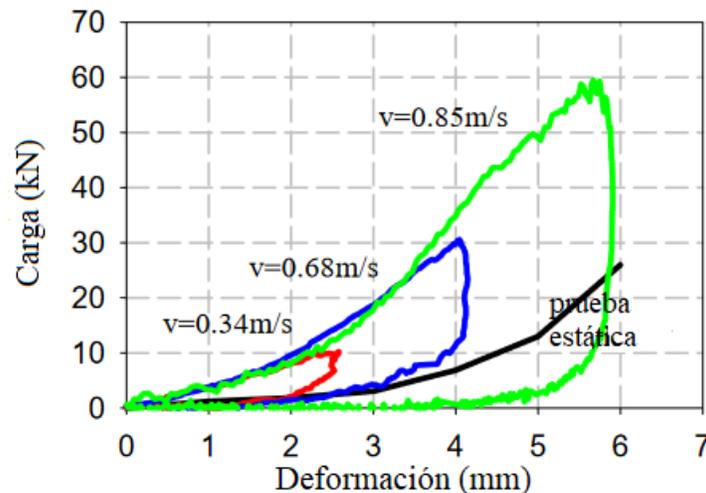


Figura 5.2 Resultados experimentales de bandas de goma para carga estática y dinámicas (Polycarpou *et al.*, 2013)

Dadas estas características de las bandas de goma, Polycarpou *et al.* (2013) proponen un nuevo modelo de impacto que se acerca más al perfil de las curvas esfuerzo-deformación de las bandas, como se esquematiza en la Figura 5.3.

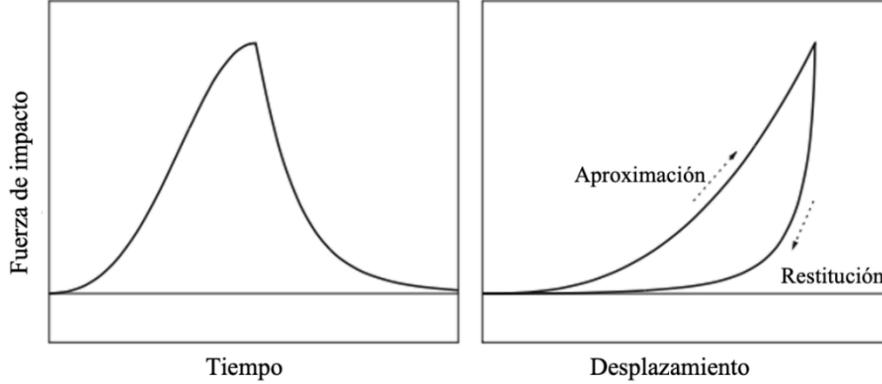


Figura 5.3 Diagrama del modelo de contacto de las bandas de goma (Polycarpou *et al.*, 2013)

El modelo propuesto considera un resorte con rigidez de impacto y la adición de amortiguamiento, dividido en dos fases:

Para el periodo de aproximación:

$$F_{imp}^A(t) = \begin{cases} k_{imp} \delta_i^n(t) & \text{para } \delta_i < \delta_u \\ k_{imp} \delta_i^n(t) + k_{imp_PY}(\delta_i(t) - \delta_u) & \text{para } \delta_i \geq \delta_u \end{cases} \text{ Cuando } \dot{\delta}(t) > 0 \quad (5.1)$$

Para el periodo de restitución:

$$F_{imp}^R(t) = k_{imp} \delta_i^n(t) (1 + C_{imp} \dot{\delta}(t)) \quad \text{para } \dot{\delta}(t) \leq 0 \quad (5.2)$$

Donde

F_{imp}^A	Fuerza de impacto en la fase de aproximación
k_{imp}	Constante de rigidez de impacto
δ_i	Profundidad de incrustación
n	Exponente de impacto ($n > 1$)
δ_u	Deformación a compresión última de la goma
k_{imp_PY}	Rigidez de post-fluencia
$\dot{\delta}$	Velocidad relativa entre los cuerpos
F_{imp}^R	Fuerza de impacto en la fase de restitución
C_{imp}	Coefficiente de amortiguamiento de impacto

Analizando la ecuación 5.1, nótese que una vez que se supera la capacidad a compresión última de la goma δ_u , la tendencia exponencial cambia a una tendencia lineal con una rigidez de post-fluencia k_{imp_PY} .

De esta manera, mediante los ejemplos numéricos presentados en Polycarpou *et al.* (2013), se busca calibrar dos modelos de impacto al comparar los resultados obtenidos por los investigadores y los correspondientes al programar sus ecuaciones utilizando una hoja de cálculo.

El primer ejemplo considera dos cuerpos libres rígidos de misma masa que chocan con velocidades de impacto constantes de 0.5 y 1 m/s. Se tomaron en cuenta dos escenarios: el primer caso considera el choque concreto-concreto, cuyo modelo de impacto es el viscoelástico lineal modificado, propuesto por Komodromos *et al.* (2007); el segundo caso de impacto, incluyendo una banda de goma de 5 cm de espesor en el área de contacto y empleando el modelo de impacto propuesto con la ecs. 5.1 y 5.2.

La Figura 5.4 muestra la superposición de los resultados del modelo viscoelástico lineal modificado que los investigadores obtienen, y los resultados obtenidos de la programación realizada para este estudio. De la misma forma, la Figura 5.5 muestra la superposición de resultados con el elemento de contacto para las gomas y los resultados de la programación con sus respectivas ecuaciones.

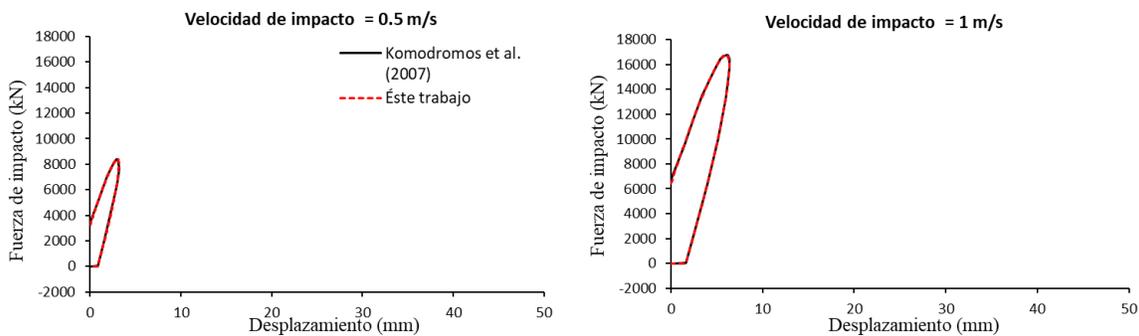


Figura 5.4 Comparación de gráficas fuerza-desplazamiento de dos cuerpos rígidos con el modelo viscoelástico lineal modificado.

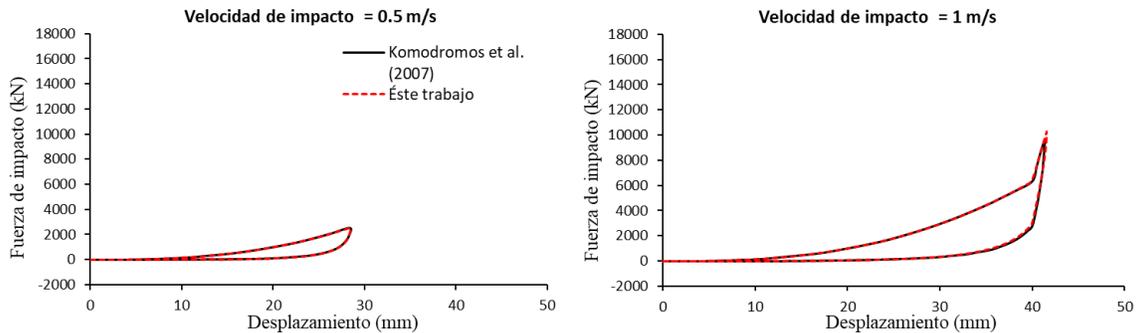


Figura 5.5 Comparación de gráficas fuerza-desplazamiento de dos cuerpos rígidos con el modelo de las bandas de goma.

Como se puede observar, los resultados programados coinciden con los del primer ejemplo presentados en Polycarpou *et al.* (2013) en ambos modelos de impacto y para las dos velocidades de impacto seleccionadas. Obsérvese además, la diferencia en las curvas de histéresis del modelo viscoelástico lineal modificado de la Figura 5.4 y el modelo de las bandas de gomas de la Figura 5.5, destacando dos características principalmente: la fuerza de impacto se reduce al modelar el choque con las bandas de goma; y por otra parte, los desplazamientos se ven incrementados de manera importante con las gomas, lo cual podría

esperarse dado que el material que se modela no difiere mucho, por ejemplo, de aisladores de base, comúnmente utilizados en la construcción para el control de desplazamientos laterales en edificios, cuyo material, por lo general es gran parte caucho o goma.

Dado que el ejemplo anterior es un primer acercamiento sencillo a la modelación de las bandas de goma, se ha decidido replicar de igual forma otro ejemplo planteado en Polycarpou *et al.* (2013), que considera más factores que pudieran representar de mejor manera el choque en dos edificios ante un evento sísmico.

Se consideran dos marcos planos de tres y cinco niveles, respectivamente, modelado en dos dimensiones como sistemas de múltiples grados de libertad., con comportamiento de vigas a cortante, y masas agrupadas en los pisos de cada nivel. Se asume comportamiento lineal y ambos edificios tienen las mismas características estructurales, siendo la única variación el número de niveles (Figura 5.6). Cada nivel se considera con masa de 140 toneladas a excepción de los niveles de azotea, que tendrán 100 toneladas, con rigidez horizontal por nivel de 200 MN/m y relación de amortiguamiento viscoso de 5%.

Los periodos fundamentales son 0.544 s y 0.344 s y se utiliza el registro del sismo de Kobe en 1995 (estación KJMA) para los análisis dinámicos. Se consideran tres configuraciones de análisis: el primero consiste en proveer de suficiente separación entre los edificios, de tal manera que estos no tengan golpeteo durante el evento; en el segundo caso la separación entre los edificios es de 10 cm, para lo cual se modela el elemento de contacto viscoelástico lineal de Komodromos *et al.* (2007); el tercer caso considera la adición de bandas de goma de 5 cm de espesor en los primeros tres niveles del edificio más alto, dejando 5 cm libres, en este caso se utiliza el modelo no lineal con amortiguamiento propuesto para las bandas de goma.

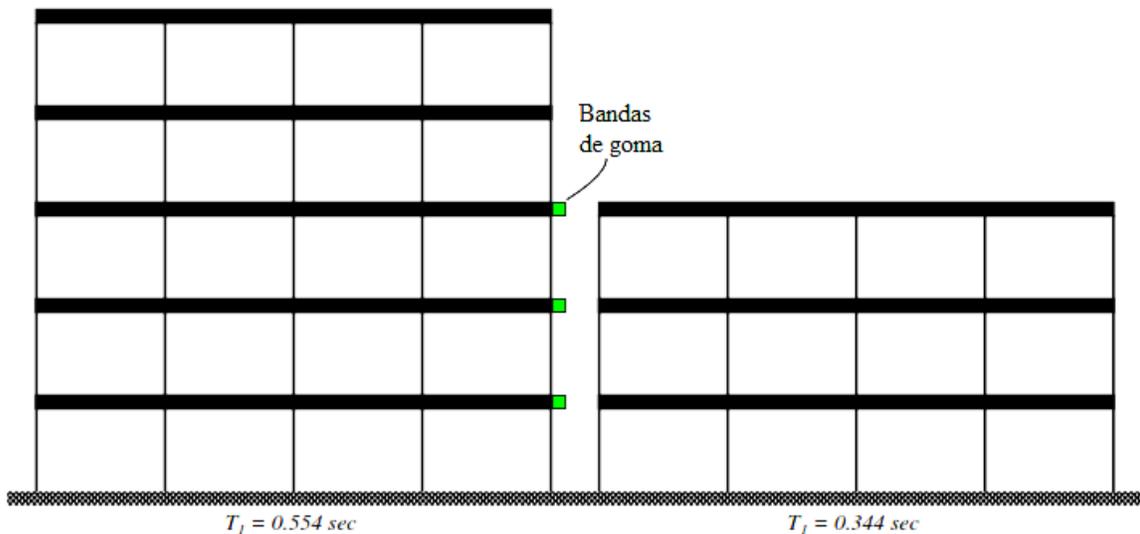


Figura 5.6 Modelos estructurales considerados en los casos de análisis (Polycarpou *et al.*, 2013)

En las Figura 5.7-5.9 se muestran los resultados obtenidos por los investigadores en línea negra continua y los resultados obtenidos de la programación realizada para este estudio en línea roja punteada, siendo dichos resultados: aceleraciones máximas por nivel, deflexiones máximas por nivel (desplazamiento relativo de un nivel a otro) y la historia en el tiempo de las fuerzas de impacto. Los análisis dinámicos se realizaron utilizando el programa ETABS. Posteriormente (Capítulo 5), al realizar el análisis con el caso de estudio en la CDMX, el autor incluirá resultados que considera importantes de analizar, tales como las fuerzas cortantes de entrepiso y desplazamientos máximos de los niveles.

Es común que en los estudios sobre el golpeteo, se observen ampliificaciones en las respuestas de aceleraciones máximas y las deflexiones entre niveles o bien, las distorsiones de entrepiso. Una detención repentina del desplazamiento en los niveles de impacto resulta en pulsos de aceleraciones grandes y rápidas en la dirección opuesta (Raheem, 2013). A continuación, se dará atención a las principales similitudes y diferencias obtenidas con el programa ETABS para el ejemplo de Polycarpou *et al.*, (2013).

Los resultados mostrados en la Figura 5.7 corresponden al caso sin golpeteo, donde se observan respuestas muy similares, es decir, se dejó el espacio suficiente para que los edificios se comportaran de manera independiente ante el evento sísmico, dependiendo únicamente de sus propias características dinámicas para responder ante las cargas externas.

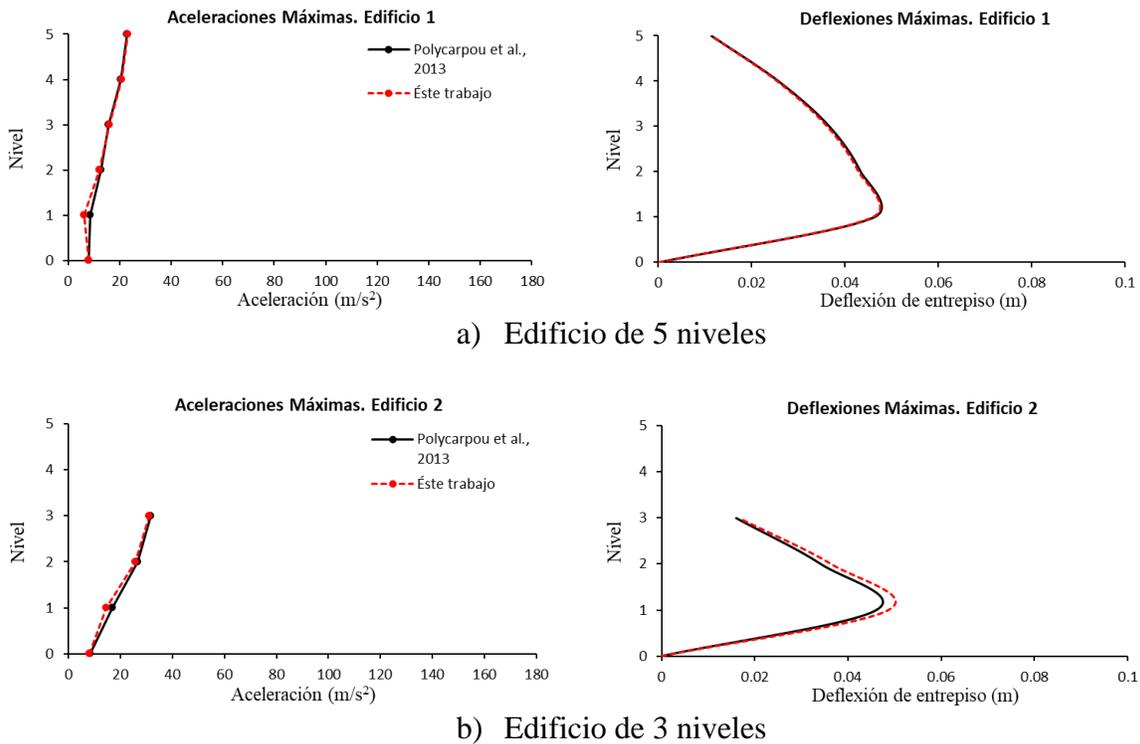


Figura 5.7 Comparación de gráficas de aceleraciones máximas absolutas y deflexiones. Caso sin golpeteo.

La Figura 5.8 corresponde al caso en el que se tiene 10 cm de separación entre los edificios (propuesto por Polycarpou *et al.*, 2013). Aquí se observa que esta separación no fue suficiente para evitar el impacto entre ambas estructuras, por lo que se desarrollan fuerzas de impacto debido al choque entre losas de los edificios como lo muestra la Figura 5.8c. Estas fuerzas de impacto son medidas por el programa ETABS mediante la inclusión de un elemento tipo resorte, que considera además la separación entre las estructuras, en combinación con un elemento de longitud cero cuya curva de histéresis replica el modelo Kelvin-Voigt con las propiedades correspondientes para el caso de estudio.

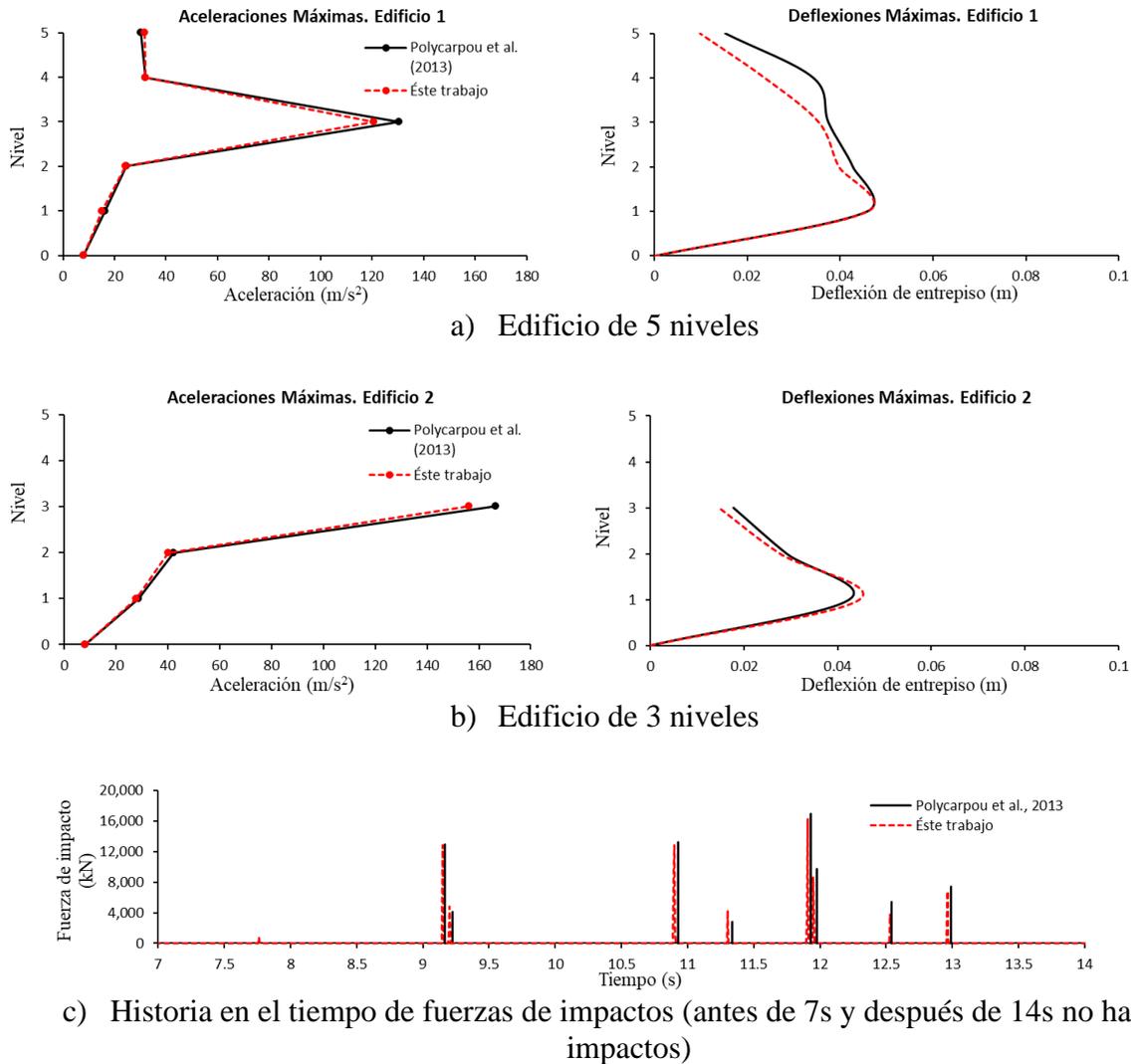
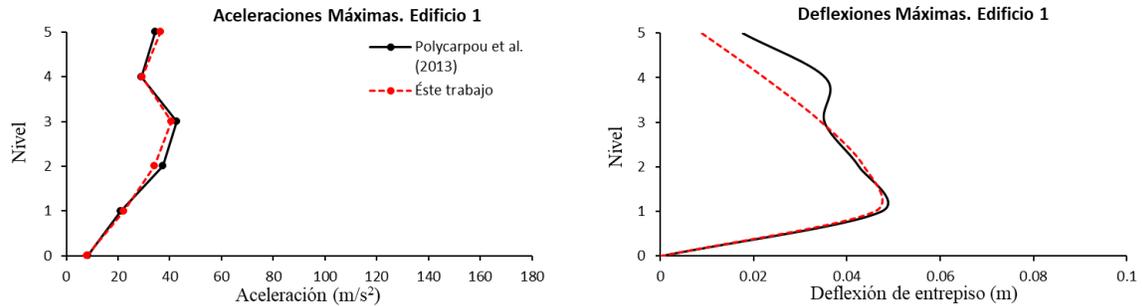


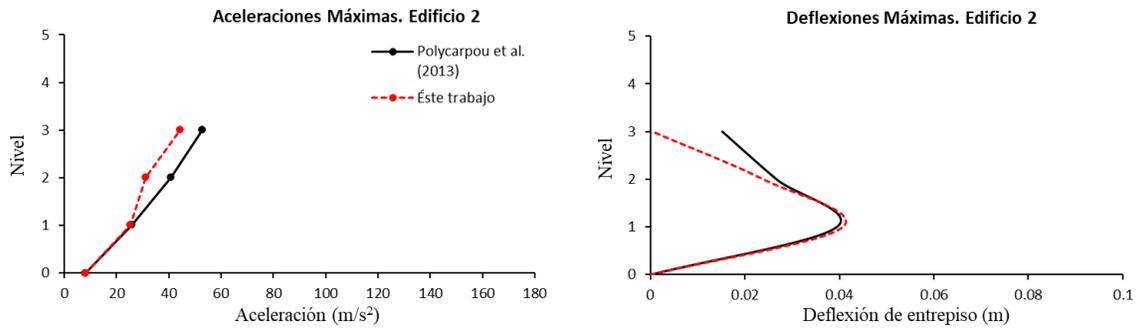
Figura 5.8 Comparación de gráficas de aceleraciones máximas absolutas, deflexiones e historia de impactos. Caso con 10 cm de separación.

Los resultados en cuanto a aceleraciones máximas y fuerzas de impacto son muy similares a los obtenidos por Polycarpou *et al.* (2013), teniendo ligeras diferencias en las deflexiones del edificio 2, y un poco mayores para el edificio 1.

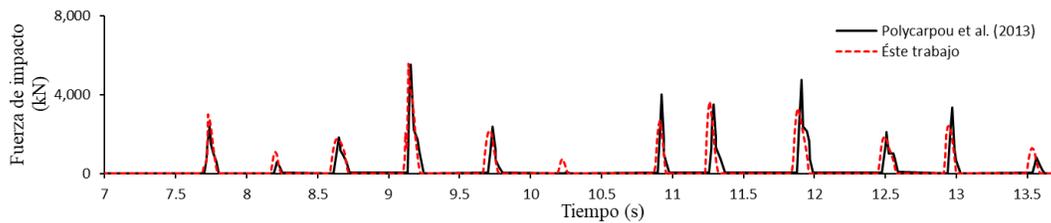
Finalmente, la Figura 5.9, corresponde al caso en donde se dejan 10 cm de separación entre los edificios, de los cuales, 5 cm son utilizados para colocar bandas de goma con un espesor de 5 cm, quedando 5 cm para el libre desplazamiento de los edificios.



a) Edificio de 5 niveles



b) Edificio de 3 niveles



c) Historia en el tiempo de fuerzas de impactos (antes de 7s y después de 14s no hay impactos)

Figura 5.9 Comparación de gráficas de aceleraciones máximas absolutas, deflexiones e historia de impactos. Caso con 5 cm de separación y gomas

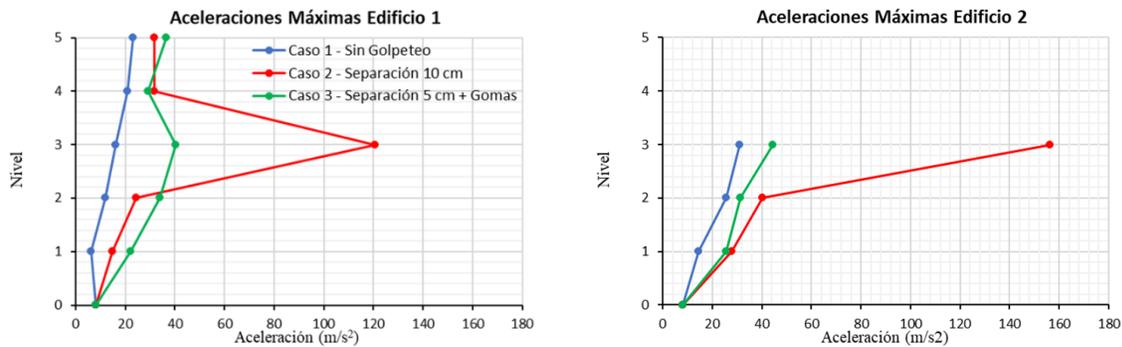
La Figura 5.9c muestra la forma y fuerzas de impacto con las bandas de goma que, a diferencia del caso sin gomas donde las fuerzas se muestran como impulsos fuertes y rápidos, las propiedades de la goma de absorber los impactos y tener grandes deformaciones ayuda a tener menores fuerzas de impacto y mayor tiempo en la duración de los impactos.

Si bien las respuestas tienden a mostrar efectos semejantes de fuerzas de impacto y el número de estos, se pueden observar algunas diferencias de deflexiones y aceleraciones máximas de los edificios, lo cual se puede atribuir a una gran cantidad de parámetros, algunos de los principales son: el propio programa utiliza un método de solución e iteraciones de las

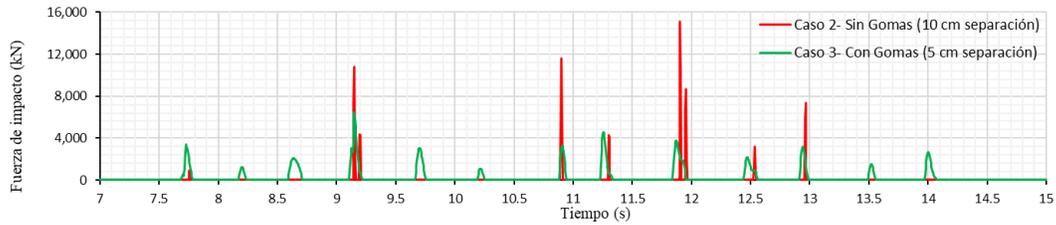
respuestas estructurales distinto a otros programas; el replicar las condiciones del ejemplo de Polycarpou *et al.* (2013) puede contener algunos errores de precisión que, aunque sean mínimos, pueden influir en la respuesta dinámica de las estructuras; el registro de entrada puede tener ligeras diferencias al no contar con el archivo original que los investigadores utilizan; el cálculo matemático necesario para obtener los diagramas de histéresis de los elementos de contacto puede tener diferencias con el utilizado por los investigadores, pues para poder cargarlo a ETABS, se utilizó las velocidades de los edificios instantes antes del primer impacto (cuya metodología se explicará más adelante). Estos factores generan en la respuesta de las estructuras ligeros cambios que, a medida que el fenómeno de golpeteo se presenta, provoca más cambios en las respuestas finales, como las fuerzas de impacto y el tiempo en que se presentan, siendo más notorias las diferencias el caso en donde se incluyen las bandas de goma, donde la inclusión y modelación no lineal de estos elementos dentro del programa agrega más parámetros que influyen en los resultados finales.

Sí bien ETABS es una gran herramienta para muchos tipos de análisis, se debe de tener presente que no está especializado en el efecto de golpeteo o, al menos, no lo está en comparación de programas dedicados a la investigación de este efecto, en donde es común programar los modelos de impacto con gran detalle, pero al costo de ser específicos para un solo caso de golpeteo y de gran complejidad para ser aplicados a la práctica.

La Figura 5.10a muestra la comparación de los resultados de aceleraciones máximas y fuerzas de impacto obtenidas para los 3 casos estudiados en este proyecto. Se observa un aumento sustancial en las aceleraciones pico para el caso con golpeteo sin gomas, especialmente en el tercer nivel de ambos edificios. Al introducir las bandas de goma, se observa que el incremento abrupto de las aceleraciones en el tercer nivel de ambas edificaciones del caso 2 se ven significativamente reducidas, pero siendo ligeramente mayores en los demás niveles para el edificio 1. Así mismo, aunque la inclusión de las gomas no logra reducir las aceleraciones en ningún nivel que, en el caso sin golpeteo, sí logra reducir de manera importante las fuerzas de impacto como lo muestra la Figura 5.10b. Se puede concluir en general que, para este caso, a pesar de que se restan 5 cm de libre desplazamiento entre los edificios, la inclusión de las gomas reduce las fuerzas de impacto y las aceleraciones máximas del nivel 3 en ambos edificios, aunque aumenta el número de golpes y las aceleraciones en los demás niveles.



a) Aceleraciones máximas para los tres casos de estudio



b) Historia en el tiempo de fuerzas de impactos de casos 2 y 3

Figura 5.10 Comparación de los 3 casos estudiados de golpeteo entre dos edificios.

5.3 Metodología para la implementación de elementos de contacto entre edificios con golpeteo.

Se presenta al lector una serie de pasos para poder implementar elementos de contacto en edificios en los que se pudiera presentar golpeteo a fines de prevenir la ocurrencia de este, o bien, en casos en donde se ha observado la ocurrencia del fenómeno después de un evento sísmico para analizar la relevancia del golpeteo en los daños globales de las estructuras.

Miari *et al.* (2019) recopilan las principales aportaciones al estudio del golpeteo y analizan varios de los parámetros más relevantes al momento de analizar casos, tipos de elementos de contacto y rigidez de impacto, así como influencia de la interacción suelo-estructura y algunas medidas de mitigación.

Limitaciones: Sólo aplica a contacto piso-piso (floor to floor) y al elemento Kelvin-Voigt (más utilizado para golpeteo), que considera amortiguamiento paralelo al resorte (a diferencia del elemento de Maxwell que considera amortiguamiento en serie). Además, aplica para el programa ETABS, el cuál si bien no es el más preciso para obtener respuestas por golpeteo, sí es más práctico, reduciendo el grado de complejidad para el modelado en comparación de programas especializados en dónde se requiere una programación más detallada de los elementos (como lo pueden ser OpenSees o DRAIN-2DX), así mismo, dicho programa, al ser más comercial, es ampliamente utilizado por profesionales de campo. Finalmente deberá ser aplicado a modelos en dos dimensiones, pues los análisis en tres dimensiones requieren de parámetros adicionales que consideren fuerzas friccionantes en los elementos de contacto, así como cambiar el enfoque de las expresiones matemáticas para tomar en cuenta puntos de choque excéntricos debido a efectos de torsión de los edificios.

Paso 1. Seleccionar el tipo de elemento de contacto, que se considera un resorte con rigidez k y que puede tener amortiguamiento c . El elemento más sencillo de utilizar es el Kelvin-Voigt (Figura 1.3b) o modelo lineal viscoelástico, con rigidez lineal y amortiguamiento constante, en dónde se ha observado buena relación de facilidad de implementación y precisión de resultados. Una variación más aceptada del elemento viscoelástico lineal es el de Komodromos *et al.* (2007), que modifica la base matemática del elemento para no tomar fuerzas tensionantes, considerando solo fuerzas de impacto a compresión (ecs. 1.3-1.6), pues fuerzas a tensión indicarían que los edificios se jalen uno a otro después del impacto, lo cuál no ocurre en los casos reales y que es el principal problema de la propuesta original (Anagnostopoulos, 2004).

Paso 2. Una vez seleccionado el modelo de contacto (p.ej. Kelvin-Voigt modificado), seleccionar las expresiones necesarias para calcular la rigidez de impacto del resorte k , por ejemplo, el propuesto por Xu *et al.* (2016), que es más reciente y puede ser más precisa que las propuestas de Anagnostopoulos (1988) y Abdel-Mooty *et al.* (2009), sin embargo, cualquier otra propuesta es válida ya que actualmente no hay un convenio de qué propuesta es mejor. Más adelante se profundizará en el cálculo de la rigidez de impacto, ya que se ha demostrado que es uno de los parámetros más relevantes para el estudio del golpeteo (Miari *et al.*, 2019).

Paso 3. En este punto se debe considerar el nivel o niveles donde se desean colocar los resortes, por lo general los impactos máximos ocurren en el nivel más alto del edificio más pequeño, pero se recomienda colocar los elementos de contacto en todos los niveles y puntos donde se espera que haya golpeteo. Sin embargo, se debe considerar que a mayor número de resortes los análisis pueden ser más propensos a presentar fallas como inestabilidad, o bien, los tiempos de resolución pueden aumentar considerablemente.

Si se desea localizar primero qué niveles contribuyen al golpeteo, se puede utilizar el elemento “link” del tipo “GAP” como el que tiene ETABS en su biblioteca. El elemento resorte GAP solo requiere una rigidez (en el caso de ETABS sólo importa la rigidez no lineal para análisis no lineales tiempo-historia) y la separación entre los edificios, en dónde se indique una rigidez k (p. ej. 100 a 10000 veces la rigidez axial del piso) lo suficientemente alta para representar la transmisión de fuerzas directa por los golpes (Figura 5.11). De esta manera, al revisar los resultados de las fuerzas axiales en los elementos GAP, se descartan los niveles que no presentan fuerzas, con el fin de reducir la cantidad de elementos de contacto, disminuyendo los tiempos de análisis sin afectar los resultados.

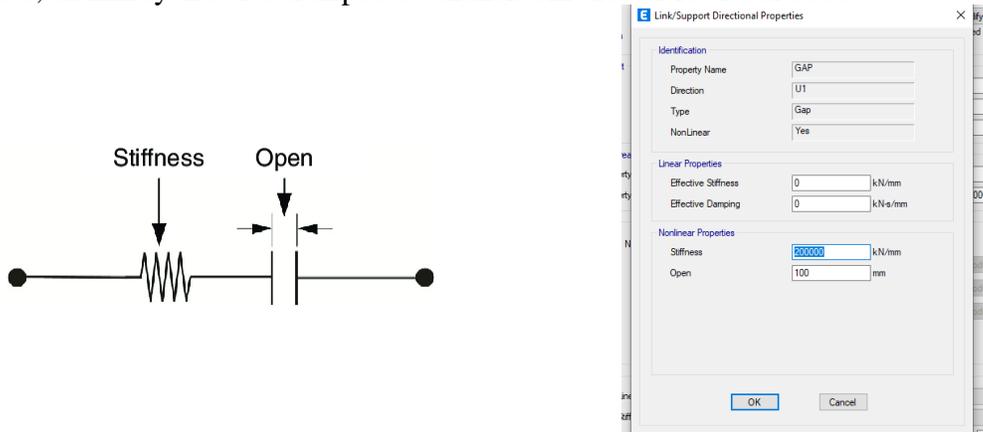


Figura 5.11 Elemento tipo GAP en ETABS

Al colocar elementos GAP en el software, se debe verificar que no se modifiquen los periodos estructurales de los edificios, o bien que no sea significativo el cambio de los periodos, ya que es un caso muy común en ETABS y que está relacionado con la separación que se le asigne (si se colocan espacios muy pequeños p.ej. menores a 30 mm es probable que cambien los periodos estructurales).

Paso 4. Una vez localizados los niveles de interés para colocar los elementos de contacto, se recomienda utilizar el elemento GAP en combinación con el elemento Kelvin-Voigt (Figura 5.12), este último en ETABS puede ser representado con el “link” del tipo “Multilinear Plastic”, qué es un elemento de longitud cero, cuyas restricciones son las siguientes:

- Debe tener un punto de origen (0,0)
- Se debe definir, al menos, un punto con deformación positiva y un punto con deformación negativa
- Las deformaciones de los puntos definidos deben crecer monótonicamente, sin que dos valores sean iguales
- Las fuerzas en un punto deben tener el mismo signo que la deformación correspondiente (pueden ser cero)
- La pendiente dada por los dos últimos puntos especificados en el eje de deformación positiva se extrapola a una deformación positiva infinita, o hasta que llega a cero. De manera similar, la pendiente dada por los dos últimos puntos especificados en el eje negativo de deformación se extrapola a una deformación negativa infinita, o hasta que alcanza el valor cero.

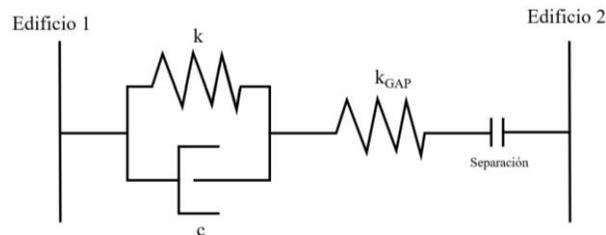


Figura 5.12 Elemento de contacto Kelvin-Voigt más GAP.

Esta combinación de resortes se debe a que el elemento GAP se limita a modelar golpeteo completamente elástico sin disipación de energía, por lo que la inclusión del resorte plástico permite la adición del comportamiento no lineal en el elemento de contacto, mediante la definición de su curva de histéresis dentro del programa, como los mostrados en la Figura 5.4 y 5.5.

Paso 5. Colocar los elementos de contacto y realizar un análisis no lineal tiempo-historia. Al observar resultados, las fuerzas de impacto con elementos viscoelásticos lineales tienden a ser fuerzas impulsivas, con duraciones pequeñas, que llegan a ser del orden de 0.01s, aunque esto no es norma y pueden ser alrededor de 1s dependiendo del caso de estudio.

Cabe mencionar que esta serie de pasos es solamente una guía para que el lector pueda adentrarse en el análisis del golpeteo que se realizó en este estudio y tener una mejor comprensión de los puntos que se tratarán adelante. Este método es creado a partir de numerosas pruebas con los modelos realizados por el autor, y no pretende ser una metodología definitiva, pues ello queda fuera de los alcances de esta tesis.

Se presenta a continuación, los factores principales que son tomados en cuenta para el modelado del golpeteo y el análisis de las bandas de goma como medida de mitigación. Así

mismo, se presentan los cálculos principales de las propiedades necesarias de cada parámetro, con el fin de tener una mejor comprensión de estos.

5.4 Análisis no lineal para estudios de golpeteo

Plumier *et al.* (2007) ilustran que para sistemas inelásticos existe un intercambio de energía durante los impactos, pero el efecto más importante de los golpes son las fuerzas impulsivas que producen, provocando un empuje en las estructuras en el sentido opuesto al golpe, esto genera una oscilación modificada. Para un sistema elástico la transferencia de energía entre estructuras por golpeteo provoca cambios mínimos en el comportamiento dinámico de las mismas. La Figura 5.13 muestra la diferencia del comportamiento histerético para sistemas de un grado de libertad o SDOF, por sus siglas en inglés. Por lo que un análisis del tipo no lineal permite representar de mejor forma el comportamiento general de las estructuras con golpeteo que los modelos lineales.

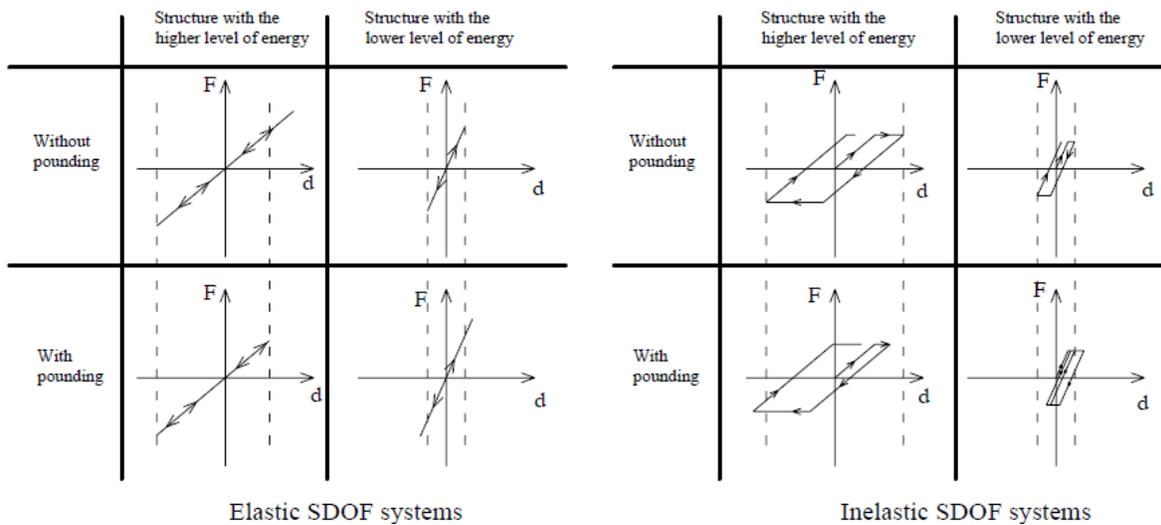


Figura 5.13 Comportamiento histerético de SDOF elásticos e inelásticos (Plumier *et al.*, 2007)

De igual forma, se busca comparar las respuestas de los edificios ante el golpeteo sísmico con y sin bandas de goma, cuyas deformaciones de respuesta ante excitaciones sísmicas es principalmente no lineal, por lo que se ha decidido realizar análisis dinámico no lineal tiempo-historia para poder observar la respuesta inelástica, tanto de las bandas de goma, como de los elementos en contacto y el grado con el que éstos últimos pierden su capacidad de resistencia.

5.5 Modelo simplificado para análisis de golpeteo

Se han desarrollado modelos en 2D para el caso de estudio de golpeteo, ya que el análisis del golpeteo en 3D si bien, suele ser más preciso para obtener el comportamiento más cercano a la realidad de los elementos de contacto, estos trabajos suelen ser complejos de modelar debido a la introducción de factores como la fricción en direcciones perpendiculares al eje

axial de los resortes y de las gomas, los cuáles requerirían nuevas propuestas matemáticas. Además, suelen producirse problemas de convergencia mientras más resortes se utilicen.

Los análisis del golpeteo en 3D son más precisos que aquellos modelos en 1D y 2D, sin embargo, estos trabajos suelen ser complejos de modelar debido a la introducción de factores como la fricción en direcciones perpendiculares al eje axial de los resortes y de las gomas, los cuáles requieren nuevas propuestas matemáticas para su estudio. Por lo tanto, se recomienda realizar modelos simplificados en 2D, pues uno de los problemas que presenta ETABS, es que modelos en 3D incluyendo golpeteo consumen demasiados recursos computacionales y los tiempos de análisis son muy grades en comparación a modelos en 2D, así mismo, el programa suele ser más propenso a tener problemas de convergencia mientras más resortes sean utilizados.

Entendiendo las limitaciones del modelado del golpeteo en tres dimensiones, se ha hecho un análisis preliminar colocando elementos GAP en todos los puntos donde se esperan golpes, con la misma configuración por nivel como se observa en la Figura 5.14, para observar el resorte que toma más fuerza axial, con el objetivo de obtener el marco representativo para su análisis en 2D.

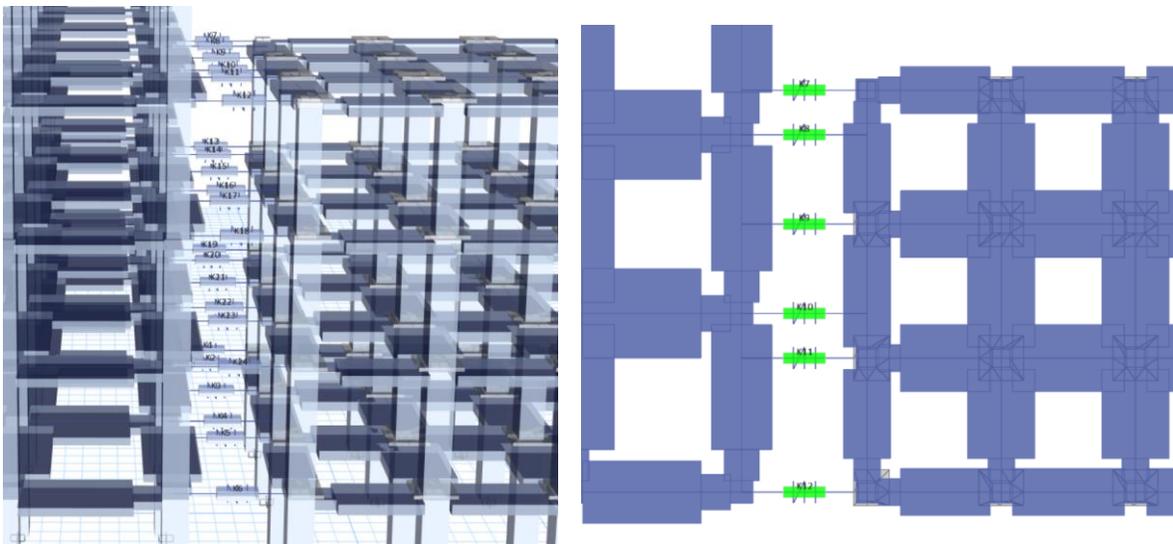


Figura 5.14 Ubicación de resortes, vista 3D (izq.) y vista en planta (der.)

Con este procedimiento fue posible determinar que el marco correspondiente a la fachada de ambos edificios es el que toma más fuerza axial, y de este marco, el nivel 4 es el que se observa con mayores fuerzas de impacto como se muestra en la Figura 5.15. Por lo tanto, se tomará dicho marco como representativo para el análisis del fenómeno en dos dimensiones. Nótese que, a pesar de estar en un mismo nivel, los resortes no toman la misma fuerza, lo cuál sería un indicio de que existen efectos torsionantes que provocarían choques en puntos excéntricos sobre los elementos.

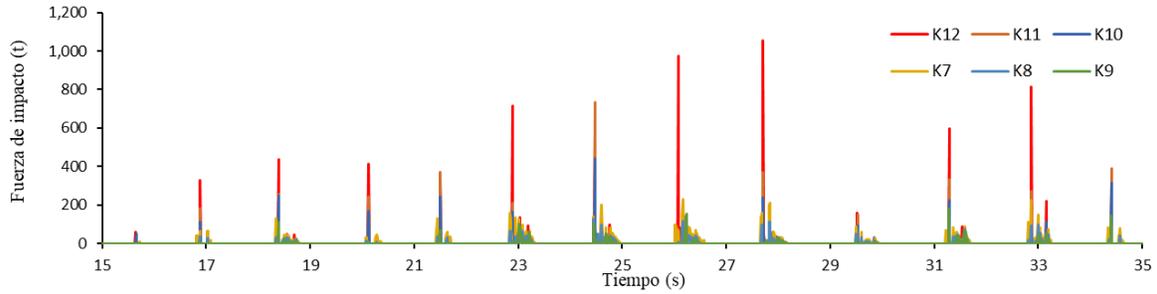
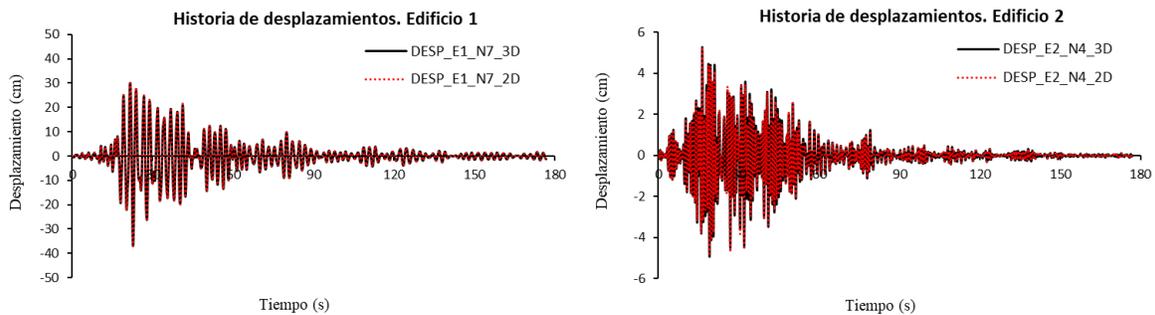
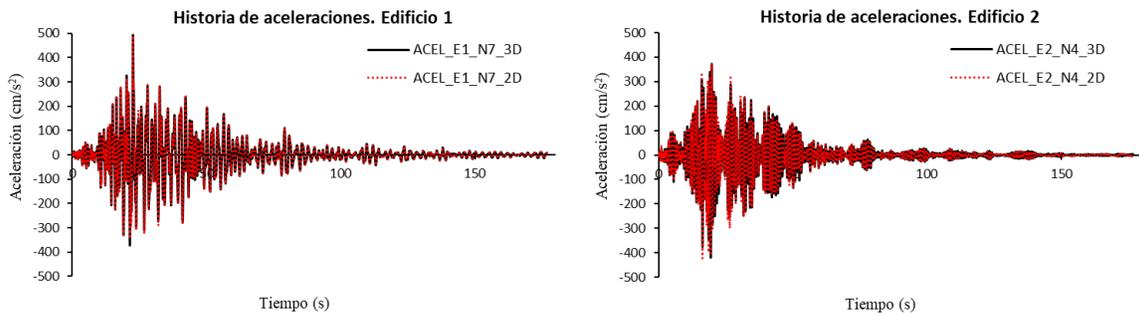


Figura 5.15 Fuerzas de impacto con resortes GAP en el nivel 4 del modelo 3D.

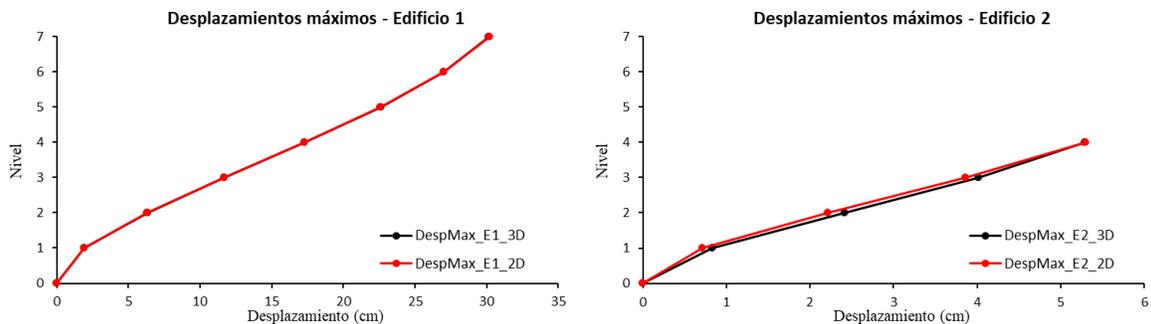
Para poder simplificar el modelo 3D a uno 2D se verificó que las propiedades dinámicas y periodos estructurales fueran lo más parecidas, al realizar análisis tiempo-historia y comparar respuestas pico para ambos edificios sin considerar el golpeteo. Así se puede observar una relación muy buena en cuanto a las historias de desplazamientos y aceleraciones, así como desplazamientos pico, como lo muestra la Figura 5.16.



a) Comparación de historia de desplazamientos



b) Comparación de historia de aceleraciones



c) Comparación de desplazamiento máximos

Figura 5.16 Comparación de respuestas dinámicas de los modelos 3D y 2D para ambos edificios.

5.6 Elemento de contacto

Como se abordó en el estado del arte y en el paso 1 del punto 5.3, diversos autores han propuesto diferentes tipos de modelos del elemento de contacto entre dos cuerpos aplicables a programas computacionales, con el fin de poder representar la interacción entre edificios y valores de fuerzas laterales o pérdida de energía debido al golpeteo sísmico. Están aquellos modelos simples como el resorte lineal y los más complejos como los elementos viscoelásticos no lineales. La elección del modelo de contacto ideal dependerá del tipo de estudio que se realice y de los resultados esperados.

Dado que este estudio se enfocará principalmente en evaluar la eficacia de la medida de mitigación del golpeteo (bandas de goma), la elección del elemento de contacto para modelar el impacto entre estructuras de concreto puede no ser tan exigente en su precisión (a diferencia p.ej. de un estudio donde se busque las diferencias de respuestas en tener y no tener golpeteo entre edificios), con el fin de no incluir parámetros adicionales que puedan hacer más complejo la interpretación de los resultados.

Expuesto lo anterior, se utilizará un elemento de contacto cuyo modelo es del tipo viscoelástico lineal (Kelvin-Voigt), y dentro del programa ETABS se define como un elemento combinado que representa la separación entre los dos edificios, permitiendo la transferencia de energía entre ambos y tomando en cuenta la disipación local de energía. Dado que el modelo Kelvin-Voigt parte de un enfoque basado en fuerza, permite que exista cierta incrustación entre los edificios colisionados, lo cual se justifica por las deformaciones locales que se presentan durante los impactos. Así, los elementos de contacto se activarán cuando los elementos de los edificios en donde se colocaron entren en contacto, y se desactivarán cuando se separen, y mediante la rigidez del resorte, el programa es capaz de calcular las fuerzas actuantes durante los golpes. Por lo tanto, las ecuaciones 1.3-1.6 presentadas en el capítulo 1 son utilizadas para el caso de estudio, las cuales corresponden al elemento de contacto propuesto por Komodromos *et al.* (2007).

Considerando un coeficiente de restitución constante de $e = 0.65$, comúnmente utilizado en estudios para simular el choque entre elementos de concreto (Jankowski, 2005; Polycarpou y Komodromos, 2010; Ghandil y Aldaikh, 2017), se encuentra el valor de la relación de amortiguamiento de la ecuación 1.6:

$$\xi = -\frac{\ln(e)}{\sqrt{\pi^2 + (\ln(e))^2}} = -\frac{\ln(0.65)}{\sqrt{\pi^2 + (\ln(0.65))^2}} = 0.1359$$

El siguiente cálculo corresponde al coeficiente de amortiguamiento de la ecuación 1.5, sin embargo, para ello es necesario definir primero la rigidez de impacto del elemento de contacto.

5.6.1 Rigidez de impacto

Una de las principales limitaciones en los modelos de impacto basados en fuerza es el valor de la rigidez de impacto k . El valor de k ha sido caracterizado mediante varios métodos, dando como resultado varias propuestas, tanto para modelos lineales como no lineales.). La propuesta más simple para evaluar el valor de k se muestra en la ecuación 5.3 (Abdel-Mooty *et al.*, 2009).

$$k = \frac{EA}{L} \quad (5.3)$$

Donde

- E Módulo de elasticidad del elemento en colisión
- A Área del elemento en colisión
- L Longitud del elemento en colisión

Por su parte, Anagnostopoulos (1988) utilizó un elemento de separación cuya rigidez es veinte veces más grande que la rigidez lateral del sistema rígido de un grado de libertad.

Cole *et al.* (2011) proponen una rigidez de impacto en base al tiempo que dura la colisión y a las propiedades de los elementos de impacto (Ec. 5.4).

$$k = \frac{\left(\frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}\right) \left(\frac{\pi}{t_c}\right)^2}{1 - \left(\frac{-\ln e}{\sqrt{\pi^2 + (\ln e)^2}}\right)^2} \quad (5.4)$$

Donde

- t_c duración del impacto

Otra aportación para el cálculo de la rigidez de impacto es la de Jankowski (2005), quién al igualar la fuerza de impacto obtenida numéricamente del choque concreto-concreto con el valor medido de manera experimental, obtiene que el valor del coeficiente de rigidez de impacto es $9.35 \times 10^7 \text{ N/m}$ y el parámetro de rigidez de impacto es $1.13 \times 10^9 \text{ N/m}$ para los modelos de impacto viscoelásticos lineal y no lineal, respectivamente. Sin embargo, los valores obtenidos por Jankowski son específicos de los experimentos estudiados y no pueden considerarse como un valor aceptable para otros casos de golpeteo.

Xu *et al.* (2016) desarrollan una expresión para la rigidez de modelos lineales (ec. 5.5) y los compara con los propuestos en las ecuaciones 5.3 y 5.4, en donde los resultados indican mejor precisión que las otras dos opciones.

$$k = \frac{m_{2*}}{m_{1*} + m_{2*}} k_1 e^{\frac{2(\ln e)}{\pi} \arcsin\left(\frac{\pi}{\sqrt{\pi^2 + (\ln e)^2}}\right)} \quad (5.5)$$

Donde

k_1 Rigidez axial de nivel en el edificio con menor periodo estructural (T_1)

En la ecuación 5.5, m_{1*} corresponde a la masa del nivel en el edificio con el menor periodo estructural T_1 , y m_{2*} a la masa del nivel en el otro edificio.

Si bien es posible utilizar la mayoría de las expresiones propuestas para el cálculo de la rigidez de impacto, se debe de tener cierto criterio al momento de aplicarlo a cualquier estudio particular de golpeteo, pues valores muy bajos de rigidez pudieran no representar de manera correcta las fuerzas de impacto por los golpes y subestimar sus efectos; mientras que valores muy altos de la rigidez llevará a fuerzas de impacto irreales o problemas de convergencia en los resultados.

Para este estudio se considera la propuesta de Xu, y se encuentra el valor de la rigidez axial $k_1 = 970.81 \text{ kN/mm}$ para el Edificio 2 (Ámsterdam 25), que es el de menor periodo estructural), por lo que sustituyendo los demás valores en la ecuación 5.5 se tiene:

$$k = \frac{404,910 \text{ kg}}{148,172 \text{ kg} + 404,910 \text{ kg}} \left(970.81 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \right) (0.65)^{\frac{2(\ln 0.65)}{\pi} \arcsin\left(\frac{\pi}{\sqrt{\pi^2 + (\ln 0.65)^2}}\right)}$$

$$k = 479.56 \text{ kN/mm}$$

Teniendo la rigidez de impacto k , esta se sustituye en la ecuación 1.5 junto con la relación de amortiguamiento ξ y las masas m_1 y m_2 de los edificios 1 y 2, respectivamente:

$$c = 2\xi \sqrt{k \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} = 2(0.1359) \sqrt{(479.56 \text{ kN/mm}) \frac{(148,172 \text{ kg})(404,910 \text{ kg})}{148,172 \text{ kg} + 404,910 \text{ kg}}}$$

$$= 1.96 \text{ kN/mm}$$

Los valores encontrados k y c corresponden a las propiedades del resorte de longitud cero “Multilinear Plastic” de la Figura 5.12, mientras que la rigidez no lineal k_{GAP} se tomará como 1×10^4 veces la rigidez axial k_1 como el manual de usuario recomienda para que toda la fuerza del impacto sea transmitida de un edificio a otro. El uso de esta rigidez k_{GAP} ha sido verificado al realizar múltiples iteraciones en los análisis, variando su magnitud desde $93.5 \times 10^2 \text{ kN/mm}$ (valor encontrado por Jankowski en sus experimentos), así como 1×10^4 , 4×10^4 y 1×10^5 veces el valor k_1 , como se observa en la Figura 5.17. Note que las fuerzas de impacto se mantienen estables desde $1 \times 10^4 k_1$ hasta $1 \times 10^5 k_1$, mientras que valores menores como $93.5 \times 10^2 \text{ kN/mm}$, pueden no estar transmitiendo la totalidad de la fuerza de los impactos de un edificio a otro.

Cabe mencionar que la rigidez del resorte GAP está ligada a las características de los edificios que interactúan, pudiendo variar el valor necesario para transmitir los impactos, por ello es que ETABS recomienda un rango entre 1×10^2 y 1×10^4 veces la rigidez de los elementos en contacto, así se evita subestimar las fuerzas de impacto al colocar una rigidez muy pequeña, o bien, tener problemas numéricos durante la solución de los análisis al colocar una rigidez demasiado alta.

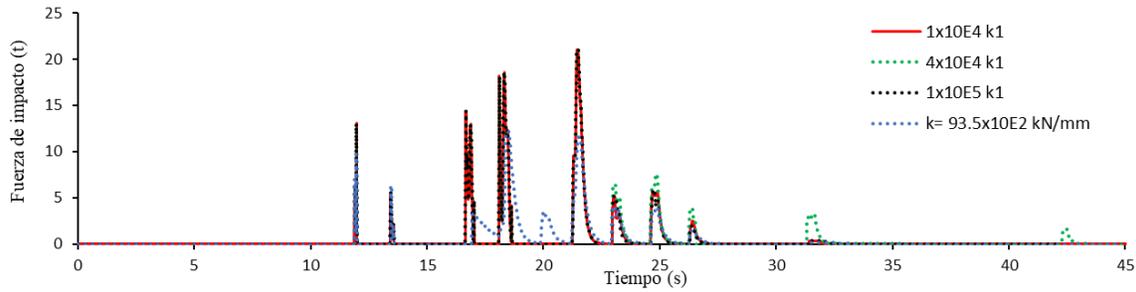


Figura 5.17 Pruebas de rigidez del resorte GAP que permiten transmitir las fuerzas de impacto.

5.6.2 Curva de histéresis de elemento de contacto

Una vez obtenido los parámetros de rigidez de impacto k y el coeficiente de amortiguación de impacto c , es posible calcular la Fuerza de impacto F en un instante de tiempo t . Sin embargo, para el caso de estudio es necesario obtener la historia de fuerzas en el tiempo, a fin de obtener el comportamiento histerético del elemento de contacto, esto se obtiene resolviendo la ecuación de movimiento desde el comienzo del primer impacto entre los edificios hasta el momento en que se separan, es decir, desde que la incrustación en el tiempo $\delta(t) = 0$ y ésta aumente hasta regresar a cero, completando el primer ciclo de impacto.

Para ello fue necesario obtener en primera instancia las velocidades de los edificios un instante antes del primer impacto, realizando un primer análisis únicamente con elementos tipo GAP. Una vez obtenidas las velocidades, se puede representar la curva de histéresis para el caso de estudio del elemento de contacto elegido (Figura 5.18).

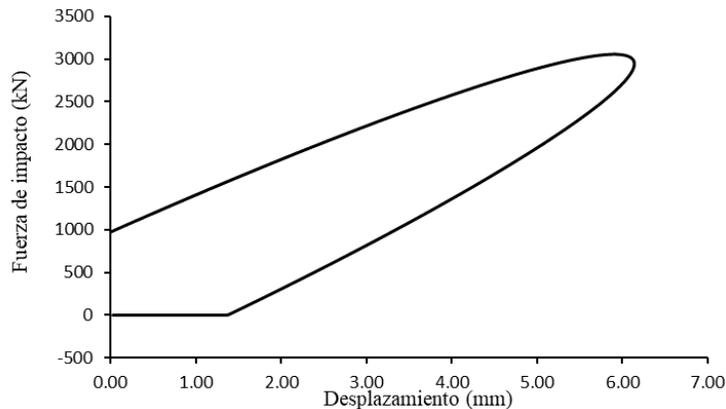


Figura 5.18 Curva de comportamiento histerético para el elemento de contacto viscoelástico lineal modificado.

Observe nuevamente que el elemento de contacto sólo tomará fuerzas de compresión y la incrustación deberá ser mayor a cero para que el elemento sea activado. Los puntos que forman la curva de histéresis son cargados al programa ETABS a través del resorte plástico multilínea.

5.7 Bandas de goma

De manera análoga al elemento Kelvin-Voigt en combinación del elemento GAP, se debe definir la curva de histéresis de las bandas de goma, pues las gomas son consideradas también un elemento de contacto dentro de la metodología que se sigue. La curva que describe el comportamiento de las bandas de goma se calcular con las expresiones 5.1-5.3 propuestas por Polycarpou *et al.* (2013). Para ello, se busca el valor de la rigidez de impacto de la goma k_{imp} , que se obtiene con la ecuación 5.6. La ecuación 5.7 es necesaria para calcular la rigidez dinámica de la banda de goma.

$$k_{imp} = \alpha \cdot k_{st} \quad (5.6)$$

$$k_{st} = \frac{A \cdot K_r}{t_b^n} \quad (5.7)$$

Donde

- α Factor dependiente de la velocidad de deformación de la rigidez del material (>1 , comúnmente 2-2.5)
- A Área de contacto de la banda de goma
- k_{st} Rigidez estática de la banda de goma
- K_r Rigidez del material
- t_b Espesor de la banda de goma

Dentro de estas ecuaciones, un parámetro que podemos definir es $\alpha = 2.25$, como un valor medio de los límites permitidos, tal como lo considera Polycarpou *et al.* (2013). Otros dos valores conocidos son la rigidez estática de las bandas de goma $K_r = 55,835 \text{ kN/m}^2$ y el exponente de impacto $n = 2.65$, obtenidos con las dimensiones de las bandas en la prueba estática de los experimentos de Kajita *et al.* (2006)

Se proponen unas dimensiones de la banda de goma de 150x150 mm, con un espesor de 30 mm, una relación de compresión última $\delta_u/t_b = 0.8$, lo que significa que una vez que la goma se deforme un 80% de su espesor, esta transmitirá la fuerza de un edificio a otro con una rigidez de post-fluencia $k_{imp_PY} = 479 \text{ kN/mm}$, que es el valor calculado de la rigidez de impacto con el elemento de contacto viscoelástico lineal.

Sustituyendo los valores en la ecuación 5.7:

$$k_{st} = \frac{(150\text{mm})(150\text{mm}) \cdot 0.0558 \text{ kN/mm}^2}{(30\text{mm})^{2.65}} = 0.153 \text{ kN/mm}^{2.65}$$

Con lo que se calcula la rigidez de impacto de la banda con la ecuación 5.6:

$$k_{imp} = 2.25 \cdot 0.153 \text{ kN/mm}^2 = 0.344 \text{ kN/mm}^{2.65}$$

Finalmente, se obtiene la historia de fuerzas y desplazamientos para construir la curva de histéresis de las bandas de goma, como lo muestra la Figura 5.19. Observe que, al rebasar su capacidad de compresión última a los 24 mm, el comportamiento de la curva se modifica por el cambio de rigidez exponencial a lineal.

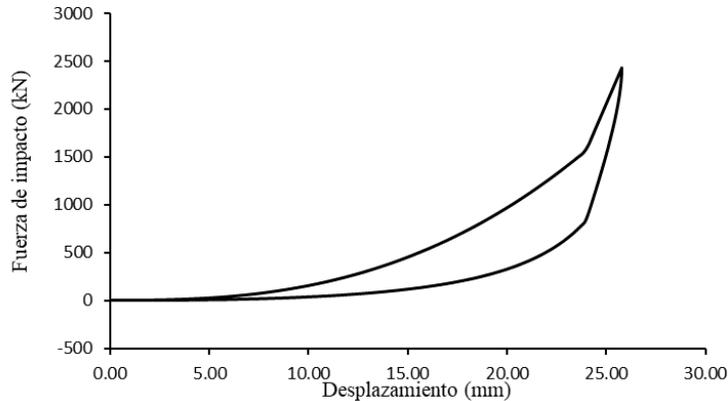


Figura 5.19 Curva de comportamiento histérico para las bandas de goma.

La Figura 5.20 muestra la configuración de los edificios con los elementos de contacto plásticos multilíneales que representan el modelo Kelvin-Voigt o bien las bandas de goma, y el resorte tipo GAP.

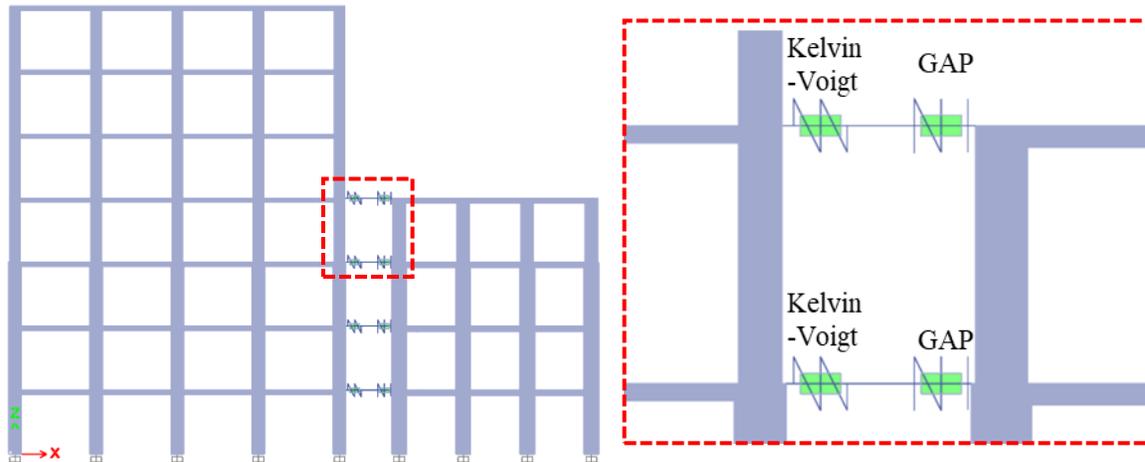


Figura 5.20 Ubicación de resortes, Fachada 2D (izq.) y acercamiento (der.).

5.8 Índice de daño por golpeteo

Jeng y Tzeng (2000) realizaron simulaciones de golpeteo piso-piso entre dos edificios, los resultados que obtienen los lleva a proponer un nivel de daño por golpeteo, basado en un

índice de daño (ID) calculado de acuerdo con la separación entre los edificios, el tipo de golpeteo y la amplificación del cortante de entrepiso, como lo describen a continuación:

$$ID = S \cdot Gap \cdot V \quad (5.8)$$

Donde

- S Factor que representa el tipo de golpeteo (1.0, 1.3 ó 1.5)
- Gap Factor que indica presencia de golpeteo (0 ó 1)
- V Factor de amplificación de cortante

Tipo de golpeteo

De acuerdo con la clasificación del tipo de golpeteo como lo muestra la Figura 1.1, algunos edificios son propensos a recibir más daño de acuerdo a su posición relativa a estructuras adyacentes, teniendo diferentes valores el factor S como se muestra en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Valores de S de acuerdo con el tipo de golpeteo (Jeng y Tzeng, 2000)

Valor de S	Descripción
1.5	Para golpeteo piso-columna, ya que es más peligroso que golpeteo piso-piso
1.3	Para golpeteo en edificios cabecera, ya que puede ser considerado un golpeteo más fuerte al transmitir la inercia de las masas de edificios en serie.
1.3	Para un edificio que es adyacente a un edificio más alto y a otro más bajo, siendo vulnerable a golpeteo por ambos lados.
1.0	Para todos los demás casos

Distancia de separación para evitar golpeteo

Los autores emplean el método de diferencia espectral para calcular la separación $d_{\text{mín}}$ requerida para evitar el golpeteo entre los edificios, si la distancia utilizada en las simulaciones es menor que $8/9 \cdot d_{\text{mín}}$, entonces existe golpeteo y $Gap = 1$, de otra manera no hay contacto y $Gap = 0$.

Amplificación de cortante

La amplificación del cortante se define como el cortante de nivel máximo resultado del análisis de golpeteo, dividido por el cortante de nivel máximo resultado del análisis donde no hay golpeteo.

Con los índices de daño calculados, y mediante consideraciones hechas por Jeng y Tzeng (2000), los investigadores contemplan los siguientes niveles de daño en las estructuras involucradas:

1. Colapso ($ID \geq 2.4$)
2. Daño severo ($2.4 > ID \geq 1.9$)

3. Daño medio ($1.9 > ID \geq 1.5$)
4. Daño menor ($1.5 > ID \geq 1.0$)
5. Sin daño ($ID = 0$)

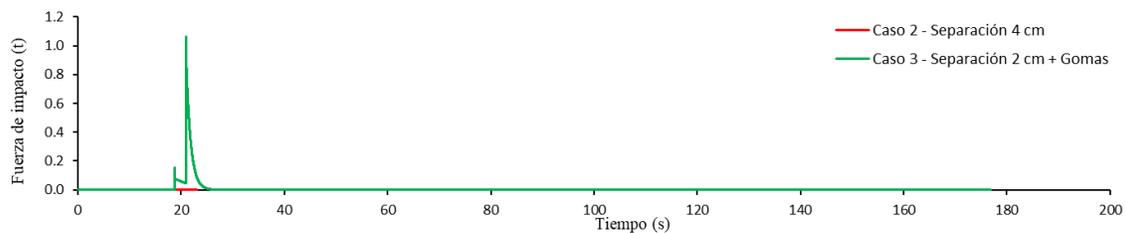
Una vez definida la metodología a utilizar y el proceso de calibración para modelar el golpeteo de manera más práctica, el siguiente paso es aplicarlo al caso de estudio propuesto en la CDMX, incluyendo bandas de goma como medida de mitigación del daño por golpeteo, es decir, en el caso del edificio ubicado en la dirección *Ámsterdam 25*, que tuvo colapso durante el evento sísmico del 19/09/2017. Esto con el fin de poder observar si la inclusión de las bandas de goma sería capaz de aminorar las respuestas generales de las estructuras y observar si ocurre una disminución de las fuerzas de impacto. También se utilizará el índice de daño propuesto por Jeng y Tzeng (2000), para observar el nivel de daño que pudieron tener los edificios debido al golpeteo sísmico.

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

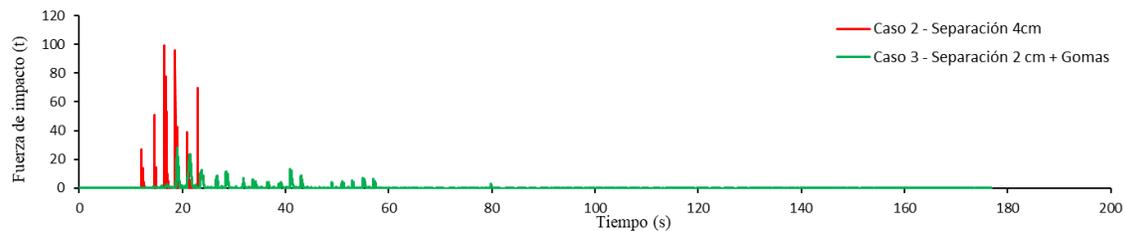
El presente capítulo mostrará los resultados principales del análisis no lineal tiempo-historia aplicado a los modelos presentados en el capítulo 4. Con el objetivo de observar el comportamiento dinámico de las estructuras ante distintas situaciones, se presentan los resultados de tres configuraciones o casos distintos.

En la primera configuración (caso 1) se analizan los edificios sin que se presente golpeteo, esto se logra dejando una suficiente separación entre los edificios y no modelando ningún elemento de contacto, de manera que los edificios respondan de manera independiente ante el mismo sismo. En la segunda configuración (caso 2) la separación entre los edificios es de 4 cm, incluyendo el elemento de contacto Kelvin-Voigt para tomar en cuenta el posible golpeteo entre las estructuras. La tercera configuración (caso 3) incluye la incorporación de bandas de goma de 200x200mm, con espesor de 20 mm colocados en los primeros 4 niveles del edificio 1 (Ámsterdam 27), modelado con la propuesta de Polycarpou *et al.* (2013).

Para fines de comprensión, se analizarán primero las fuerzas de impacto de los casos 2 y 3. La Figura 6.1 muestra los impactos totales por nivel, en los primeros dos niveles no se presentan golpes en ningún caso. En la Figura 6.1a se observa un impacto en el nivel 3 para el caso con gomas con valor máximo de 1.02 toneladas, mientras que sin gomas no se presentan impactos, esto puede deberse a la reducción de la distancia libre entre las estructuras. La Figura 6.1b presenta los impactos totales en el nivel 4, en el caso 2 sin gomas se observan menor cantidad de impactos en comparación del caso 3 con bandas de goma, sin embargo, las fuerzas de impacto son mayores, teniendo los impactos máximos valores de 99.31 t y 28.06 t para los casos 2 y 3, respectivamente; es decir, la introducción de gomas redujo aproximadamente 3.5 veces la fuerza de impacto máxima del caso sin gomas.



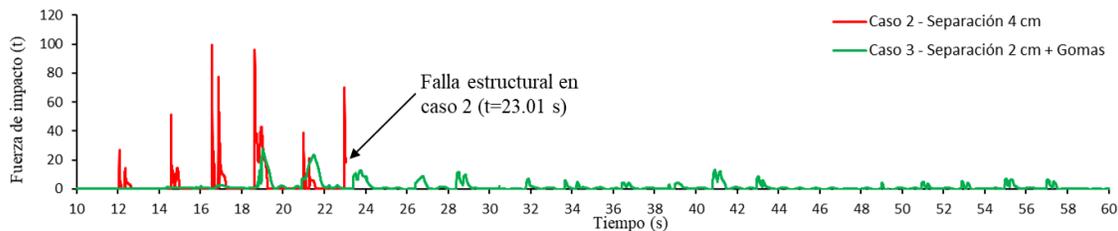
a) Fuerzas de impacto en el nivel 3 para los casos 2 y 3



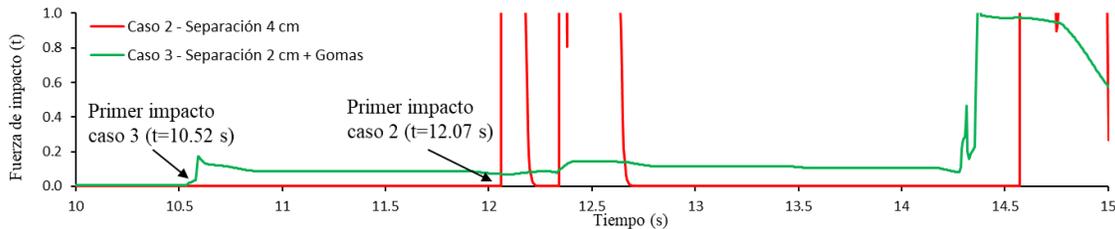
b) Fuerzas de impacto en el nivel 4 para los casos 2 y 3

Figura 6.1 Fuerzas de impacto por nivel para los casos 2 y 3

La Figura 6.2a muestra el intervalo de los impactos totales, mientras que la Figura 6.2b indica el inicio del primer impacto en el nivel 4 para los casos 2 y 3. El caso 2 no presenta impactos entre los edificios antes de los 12 s ni después de los 23 s, esto es porque el análisis se detuvo al presentar problemas para la resolución numérica, lo que indica que al menos un edificio llegó a la falla estructural. Por su parte, el caso 3 no presenta impactos antes de 10 s ni después de 58 s. De la Figura 6.2b se puede ver que el caso con gomas comienza a tener impactos antes que el caso sin gomas, lo cual era de esperarse dado que se ha reducido la distancia libre entre edificios a la mitad por la inclusión de las bandas de goma. Observe además que la duración del impacto con las gomas tiende a ser mucho mayor que el impacto solo de los elementos de concreto de los edificios, en donde los impactos tienden a durar no más de 0.5 s.



a) Impactos totales con y sin bandas de gomas



b) Primer impacto con y sin bandas de gomas

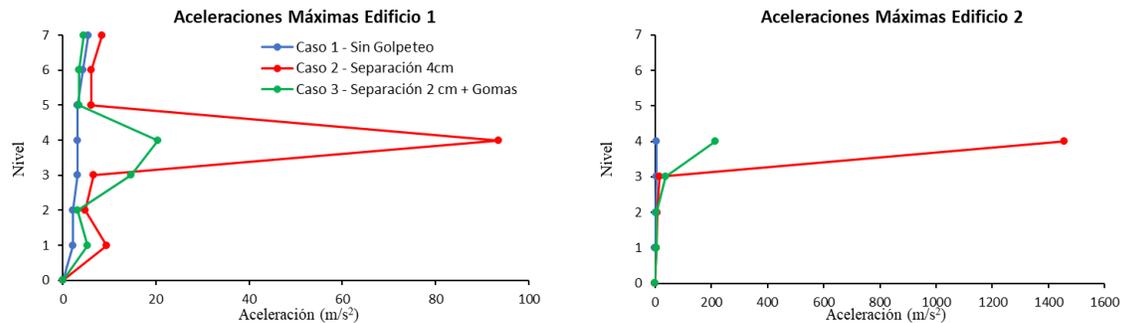
Figura 6.2 Acercamientos de impactos en el nivel 4 para los casos 2 y 3

Una vez analizados los impactos con y sin gomas, las Figura 6.3-6.6 muestran el comportamiento global de las estructuras con los 3 casos estudiados, procediendo a localizar las principales diferencias y características de estos resultados.

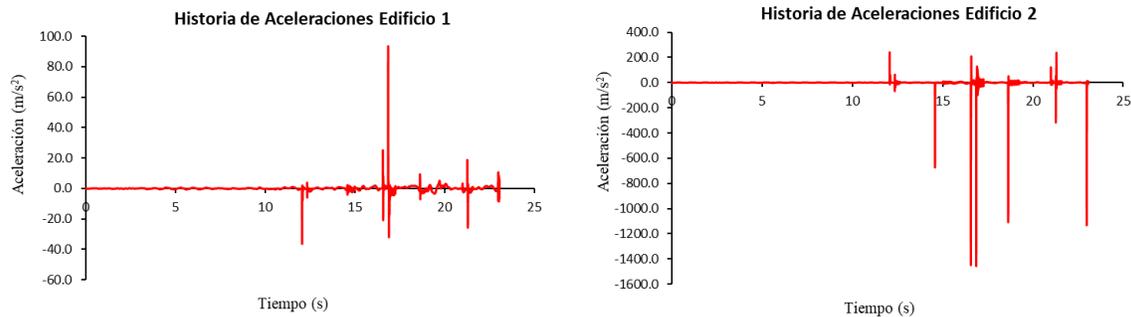
La Figura 6.3a muestra las comparaciones de aceleraciones máximas con los tres casos analizados. Se observa que en los casos en donde no hubo golpeteo, ambos edificios presentan aceleraciones máximas en los últimos niveles, siendo de 5.48 m/s^2 para el edificio 1 y 5.49 m/s^2 para el edificio 2. El caso 2 que incluye golpeteo presenta un aumento de aceleración en todos los niveles para ambos edificios, teniendo un incremento abrupto en el nivel 4 de ambos edificios (en donde se presentan la mayoría de los impactos durante el análisis), con aceleraciones máximas de 93.46 m/s^2 y 1456 m/s^2 para el edificio 1 y 2, respectivamente. Para el caso 3, la inclusión de las bandas de goma redujo las respuestas de aceleraciones máximas en todos los niveles para ambos edificios a excepción del nivel 3, en donde la razón del aumento de aceleración sería el impacto que se da a los 18 s aproximadamente como lo muestra la Figura 6.1a. Como se esperaba, el nivel 4 presenta la

disminución de aceleraciones más notoria en ambos edificios, reduciéndose a 20.42 m/s² y 214.23 m/s² para los edificios 1 y 2, respectivamente.

El aumento de aceleraciones máximas en el caso 2 se puede atribuir directamente a los impactos, ya que de acuerdo con las respuestas en el tiempo de la Figura 6.3b, se encontró que las aceleraciones máximas en los edificios ocurren instantes después de que ocurra el impacto más grande de 99.31 t a los 16.56 s (Figura 6.2), observe también que para dicho impacto, mientras la aceleración del edificio 1 es positiva, la del edificio 2 es negativa, lo cual indica que en ese momento los edificios se han encontrado; además, la duración de estas aceleraciones máximas son muy pequeñas, siendo registradas en el intervalo de 0.005 s.



a) Aceleraciones máximas para los tres casos de estudio



b) Historia de aceleraciones del nivel 4 para el caso 2

Figura 6.3 Aceleraciones para los tres casos de estudio

Otra respuesta relevante son los desplazamientos máximos de los niveles, dado que la distancia original entre edificios es muy pequeña, es de interés saber si la inclusión de las bandas de goma puede resultar perjudicial para el libre movimiento de las estructuras.

Como lo indica la Figura 6.4, se comparan nuevamente los desplazamientos máximos por nivel para los tres casos de estudio. Observe que las respuestas en cada edificio no solo varían dependiendo del caso de estudio, sino además varían de acuerdo hacia qué dirección los desplazamientos de los edificios son visualizados.

El comportamiento del edificio 1 con golpeteo muestra una ligera reducción de desplazamientos del lado donde ocurren los impactos (desplazamientos positivos) hasta el

nivel 5 y, posteriormente, aumenta en los niveles 6 y 7 en comparación del caso sin golpeteo; el caso con gomas indica una reducción del desplazamiento máximo en todos los niveles, esto podría ser ya que estando presentes las bandas, reducen el desplazamiento máximo del edificio al tomar parte de la deformación por incrustación con el edificio 2. Del lado contrario a los impactos (desplazamientos negativos), las respuestas menores ocurren con el caso sin golpeteo, mientras que en los casos 2 y 3 los desplazamientos son muy similares, siendo mayores los desplazamientos en los últimos tres niveles en el caso con gomas.

Para el edificio 2, del lado de ocurrencia de impactos (desplazamientos negativos), la condición más desfavorable ocurre en el caso 1, seguido del caso 2 y 3, es decir, que el golpeteo reduce los desplazamientos máximos, probablemente debido a que los impactos frenan a la estructura, mientras que la inclusión de las gomas reduce el desplazamiento de la misma forma que lo hace con el edificio 1, permitiendo tomar más deformación al incrustarse y por la propia reducción física del espacio libre entre estructuras. Del lado opuesto a los impactos (desplazamientos positivos), el edificio 2 muestra mayor desplazamiento en todos los niveles para el caso 2, y desplazamientos muy similares para los casos 1 y 3.

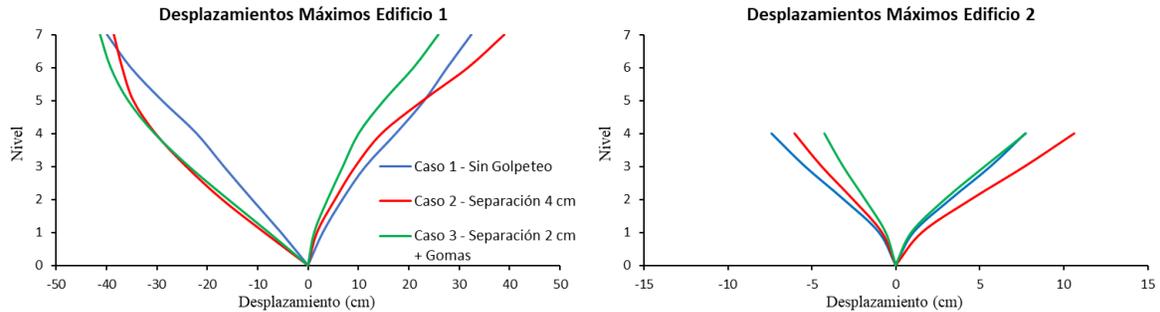


Figura 6.4 Desplazamientos máximos para los tres casos de estudio

Las distorsiones máximas se presentan en la Figura 6.5. El perfil de distorsiones del edificio 1 sin golpeteo muestra su mayor valor en el entrepiso 5, mientras que el caso 2 provoca una redistribución significativa en el perfil de distorsión, teniendo la distorsión más grande para el primer entrepiso, misma que disminuye su valor en los entrepisos superiores. El caso 3 muestra un comportamiento similar al caso 2, teniendo su mayor distorsión en el entrepiso 2.

En el edificio 2 se observa de manera más discreta la variación de las distorsiones, siendo mayores en todos los niveles para el caso 2. El caso 3 reduce los valores máximos de distorsión en todos los niveles en comparación al caso 2. En los casos 1 y 2 la distorsión máxima ocurre en el entrepiso 3, mientras que el caso 3 presenta su valor mayor en el entrepiso 4.

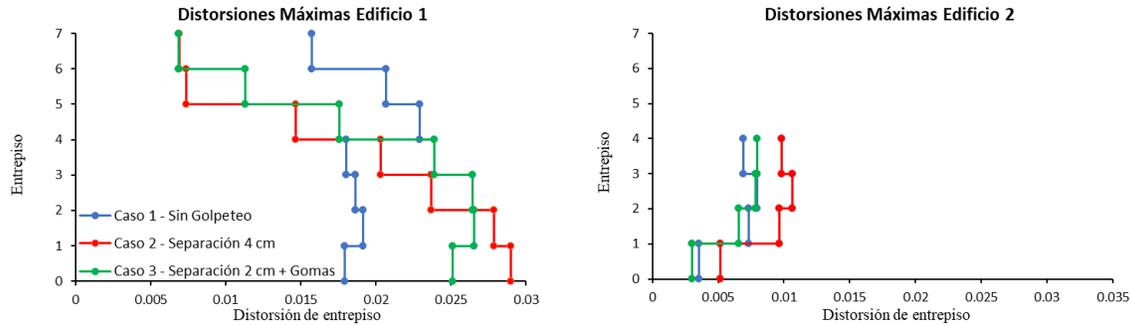


Figura 6.5 Distorsiones máximas para los tres casos de estudio

La Figura 6.6 corresponde a los cortantes máximos para ambos edificios. Del edificio 1 se observan cortantes con perfiles similares para los tres casos de estudio, siendo la mayor diferencia que para los casos 2 y 3 el cortante tiende a aumentar en el nivel 5, es decir un nivel por arriba de los impactos. Estos resultados podrían indicar que al ocurrir el golpeteo del caso 2 y 3 se presenta el tipo de golpeteo del edificio adyacente más alto, como lo muestra la Figura 1.1c (Jeng y Tzeng, 2000), en donde el vaivén del edificio más alto es restringido de manera abrupta por el edificio más pequeño, generando mayores fuerzas cortantes en los niveles por arriba del lugar de los impactos; por lo que la mayor fuerza cortante del edificio 1 se da en el nivel 5 para el caso 2 con un valor de 65.55 t.

Por su parte, el edificio 2 muestra la mayor respuesta de cortante en el primer nivel del caso 2 con 53.25 t, los perfiles no muestran un cambio significativo salvo en el nivel 4 donde ocurren los impactos, en donde se puede ver una diferencia considerable del cortante máximo entre los tres casos. Una observación importante de destacar es que la inclusión de las gomas parece reducir de manera considerable los cortantes máximos en ambos edificios, siendo menores en todos los niveles que el caso con golpeteo e incluso llegando a ser menores que el caso sin golpeteo, a excepción de un par de niveles inferiores del edificio 1 y el nivel 4 del edificio 2; esto posiblemente al reordenamiento del perfil de cortantes provocado por el golpeteo en edificio alto (Figura 1.1c). Esta disminución de la respuesta cortante con gomas se ha visto también en estudios como el de Trung *et al.* (2018).

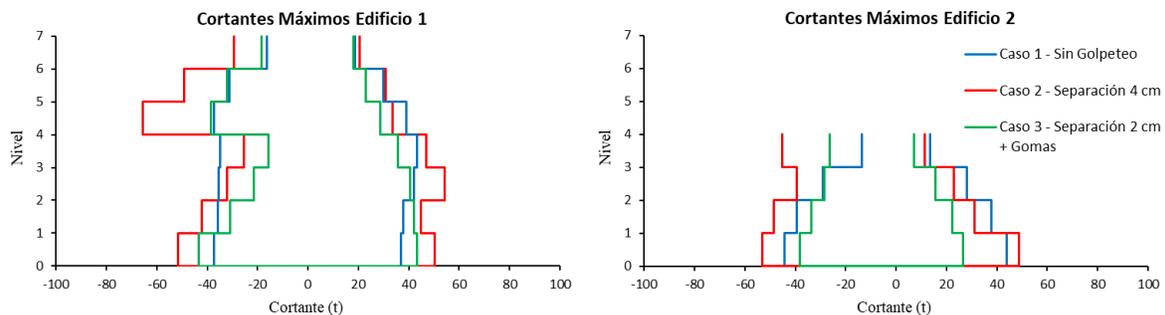


Figura 6.6 Cortantes máximos para los tres casos de estudio

Si bien estos resultados podrían dar un mejor entendimiento del comportamiento global de las estructuras ante el fenómeno de golpeteo, es necesario poder asignar un nivel de daño para los casos 2 y 3 a fin de poder comparar el comportamiento de las gomas en el caso de estudio. De la Figura 6.6 también es posible calcular el criterio de daño propuesto por Jeng

y Tzeng (2000), cuyos criterios son simplificados debido a la gran cantidad de variables involucradas en el fenómeno de golpeteo; sin embargo, es un recurso útil para la evaluación del daño global en estructuras por golpes.

Uno de los criterios principales es que el daño se considera proporcional a la amplificación de cortante del nivel, independientemente de las propiedades individuales de la estructura, como los detalles estructurales, las condiciones del suelo, la calidad de la construcción, etc. Otro supuesto para el cálculo del criterio de daño es que una amplificación de cortante mayor a 2.4 sobre un edificio es similar a que la estructura esté sujeta a un sismo con intensidad 2.4 veces mayor que la de diseño, o bien, similar a que la estructura esté sujeta a 2.4 veces la demanda de ductilidad de diseño. Por lo que se considera un valor del índice de daño de 2.4 o más como colapso de la estructura.

Recordando la ecuación 5.9 para el índice de daño, se tiene que $ID = S \cdot Gap \cdot V$. El factor S corresponde al tipo de golpeteo, y dado que en el caso de estudio no se presenta algún tipo de golpeteo crítico como lo indica la Tabla 5.1, el valor se considera 1. El factor Gap de ocurrencia de golpeteo se fija también en 1, dado que sí existe contacto en los casos 2 y 3 que se pretenden evaluar.

Para el caso 2, se encontró que la amplificación de cortante mayor (V) ocurre en los últimos niveles de ambos edificios, es decir en el nivel 7 para el edificio 1 y en el nivel 4 para el edificio 2, con amplificaciones de 1.79 y 3.32, respectivamente.

Para el caso 3 con la inclusión de las bandas de gomas, la amplificación de cortante mayor en el edificio 1 se da en el primer nivel con un valor de 1.17, mientras que el edificio 2 registra su amplificación de cortante más grande en el nivel 4 nuevamente, con un valor de 1.94. Los valores de S y Gap se mantienen con valor de 1 dado que sus condiciones no cambian.

Finalmente se realiza el cálculo del índice de daño para los casos 2 y 3 y el correspondiente nivel de daño:

Caso 2 (Golpeteo):

$$ID_{Edificio\ 1} = (1)(1)(1.79) = 1.79 \rightarrow \text{Daño medio (1.5 – 1.9)}$$

$$ID_{Edificio\ 2} = (1)(1)(3.32) = 3.32 \rightarrow \text{Colapso (> 2.4)}$$

Caso 3 (Golpeteo con gomas):

$$ID_{Edificio\ 1} = (1)(1)(1.17) = 1.17 \rightarrow \text{Daño menor (1.0 – 1.5)}$$

$$ID_{Edificio\ 2} = (1)(1)(1.94) = 1.94 \rightarrow \text{Daño severo (1.9 – 2.4)}$$

De los niveles de daño obtenidos ambos edificios muestran una mejora del comportamiento global con la inclusión de las bandas de goma, en donde ambos edificios reducen su índice

de daño hasta acercarse a los límites inferiores de sus respectivos niveles de daño; siendo más importante la reducción del daño en el edificio 2.

CONCLUSIONES

La separación mínima entre edificios, si bien representa una solución ideal al problema de golpeteo para estructuras nuevas, en la práctica, es de las medidas menos aplicadas principalmente porque los propietarios quieren aprovechar todo el predio disponible. Esta situación es común en ciudades con costos de terreno altos, lo que está directamente relacionado con la urbanización, pues, el espacio de vivienda y trabajo es cada vez más cotizado a medida que las grandes ciudades crecen. El problema continúa en estructuras existentes cuyas separaciones son menores a las requeridas para evitar el impacto con estructuras adyacentes.

Por ello, la mitigación de los efectos que provoca el golpeteo en estructuras existentes sería la situación prioritaria para estudiar en la CDMX, donde aún siguen en ocupación estructuras con décadas de antigüedad, las cuales fueron diseñadas bajo criterios que las normas actuales no permitirían, y prueba de ello es la identificación de más de 1000 casos en los que podría ocurrir golpeteo. Más aún, se debe de tomar en cuenta que existen estructuras con más de un agravante del daño como la planta baja débil y demás patologías estructurales, lo que empeorarían las afectaciones finales sobre los edificios. Teniendo este panorama, es que surgió la necesidad de evaluar las medidas de mitigación que sean más viables de implementar en edificios existentes, especialmente en nuestro país, donde la tendencia es que en sismos futuros siga habiendo daños por golpeteo.

De esta manera, algunas conclusiones del caso de estudio y la metodología aplicada son presentadas a continuación:

- La metodología para la implementación de elementos de contacto que simulen el impacto entre dos edificios aplicado en un programa comercial y la inclusión de bandas de goma muestran resultados aceptables al replicar los análisis realizados por Polycarpou *et al.* (2013).
- Se pudo demostrar que los valores de la rigidez de impacto k_{GAP} recomendado en el manual de usuario del programa ETABS son adecuados para los elementos de contacto Kelvin-Voigt y las bandas de goma, pues las iteraciones realizadas en el programa indican una estabilización para valores de 1×10^4 hasta 1×10^5 veces la rigidez axial de la estructura con menor periodo k_1 , siguiendo la propuesta de Xu *et al.* (2016). Valores menores de la rigidez de impacto mostraron valores más pequeños en las fuerzas de impacto, lo que indica que no se están transmitiendo de manera total las fuerzas de los golpes entre edificios y debería ser tomado en cuenta para futuros estudios.
- Dada la investigación de bases de datos, se pudo modelar el caso de colapso del edificio ubicado en Ámsterdam 25 y los daños severos en Ámsterdam 27. Si bien se trató de seguir un análisis completo, existieron varios datos de las estructuras que tuvieron que ser supuestos siguiendo un criterio ingenieril, así como parámetros que fueron ignorados por simplicidad de los modelos, por lo que los resultados de este caso en particular deben tomarse con reserva. Por ello, modelos de casos con golpeteo que sean más refinados aplicando la metodología propuesta en esta investigación podrían ofrecer un mejor acercamiento al comportamiento real de las estructuras con efectos de golpeteo.

- Si bien se realizaron modelos en tres dimensiones, la decisión de simplificar los modelos a dos dimensiones fue con el objetivo de poder enfocar el análisis principalmente al comportamiento de los elementos de contacto en sí, de manera que no se agregaran más factores que pudieran alterar las respuestas obtenidas y así tener más confianza con los resultados obtenidos para el caso en dos dimensiones. A pesar de estas limitaciones, los niveles de daño obtenidos fueron bastante acertados, pues el edificio 1 tuvo daños medios a graves y el edificio 2 sufrió de colapso, esto de acuerdo con las bases de datos mencionadas en el capítulo 2.
- Respecto a los resultados finales, las bandas de gomas mostraron ser una medida de mitigación importante de las fuerzas de impacto, reduciendo 3.5 veces la fuerza de impacto máxima, pero aumentando la cantidad de impactos, lo cual es un comportamiento esperado dadas las propiedades mecánicas del caucho. Otra respuesta indicativa de presencia del golpeteo son las aceleraciones máximas, que si bien para el caso 2 en el nivel 4 son valores muy grandes, su duración es muy pequeña, producto de las fuerzas impulsivas generadas por el choque concreto-concreto, por lo que no llegan a afectar de manera más grave otras respuestas como el desplazamiento máximo de los edificios; por su parte, el impacto en el nivel 3 cuando se incluyen con las gomas no parece afectar en gran medida el comportamiento global de ambas estructuras, probablemente debido a que el impacto es muy pequeño en comparación a los ocurridos en el nivel 4 y su ocurrencia sería debido a la reducción de la distancia libre entre edificios, lo cual modifica el comportamiento dinámico de ambos edificios al chocar.
- Las respuestas de desplazamientos y distorsiones máximas en el caso con bandas de goma muestran aumento en ciertos niveles y entrepisos únicamente para el edificio de 7 niveles, mostrando una reducción de estas respuestas para el edificio 2, por lo que una línea de investigación posterior podría ser la obtención de criterios de diseño de las dimensiones, propiedades y cantidad de bandas de goma utilizadas, que permitan un mejor desempeño final de las estructuras involucradas.
- El índice de daño propuesto por Jeng y Tzeng (2000) muestra un buen acercamiento de los daños globales observados en el caso de estudio; sin embargo, se debe tener en cuenta que este índice únicamente considera daño en las estructuras por golpeteo, por lo que es posible que los daños finales puedan ser una combinación de otros factores de daño no considerados actuando simultáneamente.

El estudio del golpeteo es relativamente reciente, y lo es más aún sus medidas de mitigación, por lo que queda mucho camino por recorrer para su completo entendimiento. Prueba de esto es la escasa investigación al respecto en nuestro país y en el mundo, por lo que la elección y el posterior estudio de gomas como medida de mitigación del daño, no pretende ser la solución definitiva al problema, más bien pretende dar cierta luz al comportamiento que tendría la interacción de estructuras que se impacten, como el caso estudiado en la CDMX, con un elemento de bajo costo que proteja los puntos más críticos y, así, dar pie a futuros análisis que, en conjunto, den la suficiente confianza de ser experimentadas en laboratorio y puedan ser implementadas físicamente en las estructuras, a fin de prevenir daños graves o posibles colapsos en edificios especialmente vulnerables ante este fenómeno.

REFERENCIAS

- Abdel-Mooty, M., Al-Atrpy, H., y Ghouneim, M. (2009). Modeling and analysis of factors affecting seismic pounding of adjacent multi-story buildings. *WIT Transactions on the Built Environment*, 104, 127–138. <https://doi.org/10.2495/ERES090121>
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- Anagnostopoulos, S. A. (1988). Pounding of buildings in series during earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 16(3), 443–456. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290160311>
- Anagnostopoulos, S. A. (2004). Equivalent viscous damping for modeling inelastic impacts in earthquake pounding problems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33(8), 897–902. <https://doi.org/10.1002/eqe.377>
- Berg, G. V., y Degenkolb, H. J. (1973). Engineering lessons from the Managua earthquake. *Nicaragua Earthquake December 23*, 5–21.
- Buendía, L. M., y Reinoso, E. (2019). Análisis de los daños en viviendas y edificios comerciales durante la ocurrencia del sismo del 19 de septiembre de 2017. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 101, 19–35. <https://doi.org/https://doi.org/10.18867/ris.101.508>
- Carreño, E., Bravo, B., Suárez, A., y Tordesillas, J. M. (1999). Registro y Tratamiento de Acelerogramas. *Física de la Tierra*, 11(1), 81–111.
- Catalán, V. I. (2020). ¿Cómo se comportaron los multifamiliares que tenían daño previo después del sismo del 19 de septiembre de 2017? *Academia XXII*, 11(21), 83–113. <https://doi.org/10.22201/FA.2007252XP.2020.21.76660>
- Chau K, Wei X (2001). Pounding of structures modelled as non-linear impacts of two oscillators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30(5), 633–651. <https://doi.org/10.1002/eqe.27>
- Cole, G., Dhakal, R., Carr, A., y Bull, D. (2010). *Building pounding state of the art: Identifying structures vulnerable to pounding damage*.
- Cole, G., Dhakal, R., Carr, A., y Bull, D. (2011). An investigation of the effects of mass distribution on pounding structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40(6), 641–659. <https://doi.org/10.1002/eqe.1052>
- Cruz A., V. M., Krishna S., S., y Ordaz S., M. (2017). *¿Qué ocurrió el 19 de septiembre de 2017 en México?* Ciencia UNAM. <https://ciencia.unam.mx/leer/652/-que-ocurrio-el-19-de-septiembre-de-2017-en-mexico-.pdf>
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., y Willford, M. R. (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design A Guide for Practicing Engineers. *NEHRP seismic design technical brief*, 4, 1–36. www.curee.org

-
- Divyashree, M., Bhavyashree, B. N., y Siddappa, G. (2014). Comparison of bracing and shear walls as seismic strengthening methods to buildings with plan irregularities. *IJRET: International Journal of Research in Engineering and Technology*, 3(6), 205–2010.
- Favvata, M. J. (2015). Interaction of adjacent multi-storey RC frames at significant damage and near collapse limit states. *Earthquake Resistant Engineering Structures X, 1*, 47–59. <https://doi.org/10.2495/eres150041>
- García, D. L. (2004). Separation between adjacent nonlinear structures for prevention of seismic pounding. *13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, 478*, 1–6.
- Ghandil M., Aldaikh H. (2017). Damage-based seismic planar pounding analysis of adjacent symmetric buildings considering inelastic structure-soil-structure interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 46(7), 1141–1159. <https://doi.org/10.1002/eqe.2848>
- Gobierno del Distrito Federal. (1966). Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Distrito Federal.
- Gobierno del Distrito Federal. (1976). Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Distrito Federal.
- Goldsmith, W. (1960). Impact: The Theory and Physical Behaviour of Colliding Solids. *The Aeronautical Journal*, 65(606), 443–443.
- Hameed, A., Saleem, M., Qazi, A. U., Saeed, S., y Bashir, M. A. (2012). Mitigation of seismic pounding between adjacent buildings. *Pakistan Journal of Science*, 64(4).
- ICC. (2009). *International Building Code*.
- Jankowski, R. (2005). Non-linear viscoelastic modelling of earthquake-induced structural pounding. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(6), 595–611. <https://doi.org/10.1002/eqe.434>
- Jankowski, R., y Mahmoud, S. (2015). *GeoPlanet: Earth and Planetary Sciences Earthquake-Induced Structural Pounding*. Springer. <http://www.springer.com/series/8821>
- Jankowski, R., Wilde, K., y Fujino, Y. (2000). Reduction of pounding effects in elevated bridges during earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29(2), 195–212. [https://doi.org/https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(200002\)29:2<195::AID-EQE897>3.0.CO;2-3](https://doi.org/https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(200002)29:2<195::AID-EQE897>3.0.CO;2-3)
- Jeng, V., y Tzeng, W. L. (2000). Assessment of seismic pounding hazard for Taipei City. *Engineering Structures*, 22(5), 459–471. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(98\)00123-0](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0141-0296(98)00123-0)
- Kajita, Y., Kitahara, T., Nishimoto, Y., y Otsuka, H. (2006). Estimation of maximum impact force on natural rubber during collision of two steel bars. *1st European conference on earthquake engineering and seismology (1st ECEES)*, 3–8.
- Kajita, Y., Nishimoto, Y., Ishikawa, N., y Watanabe, E. (2003). Energy absorption capacity of the laminated fiber reinforced rubber installed at girder ends. *High Performance Materials in Bridges*, 183–192.

-
- Kasai, K., y Maison, B. F. (1997). Building pounding damage during the 1989 Loma Prieta earthquake. *Engineering Structures*, 19(3), 195–207. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(96\)00082-X](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(96)00082-X)
- Kasai, K., Munshi, J. A., y Maison, B. F. (1993). Viscoelastic dampers for seismic pounding mitigation. En *Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation* (pp. 730–735). ASCE.
- Kawashima, K., Shoji, G., Koshitoge, M., y Shimano, S. (2002). Design of an earthquake-resistant expansion joint with unseating prevention system. *FIB Congress, E-282 (CD-ROM)*.
- Komodromos, P., Polycarpou, P. C., Papaloizou, L., y Phocas, M. C. (2007). Response of seismically isolated buildings considering poundings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(12), 1605–1622. <https://doi.org/10.1002/eqe.692>
- Kudama, L. (2015). *Comparison of Equivalent Frame Analysis Results With Finite Element Analysis Results for Flat Plate Slab System*. Addis Ababa Institute Of Technology School Of Civil And Environmental Engineering.
- Mahmoud, S., y Jankowski, R. (2011). Modified linear viscoelastic model of earthquake-induced structural pounding. *Iran J Sci Technol Trans Civil Environ Eng*, 35, 51–62. www.SID.ir
- Maison, B. F., y Kasai, K. (1990). Analysis for a type of structural pounding. *Journal of Structural Engineering*, 116(4), 957–977.
- Márquez Vergara, O. A. (2022). *Estudio del fenómeno de golpeteo en edificaciones afectadas en la colonia Roma de la Ciudad de México por el sismo 19S-2017*. <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/handle/RepoFi/17904>
- Mavronicola, E. A., Polycarpou, P. C., y Komodromos, P. (2015). The effect of modified linear viscoelastic impact models on the pounding response of a base-isolated building with adjacent structures. *5th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*.
- Mi México Antiguo (s.f.). Inicio [Página de Facebook]. (2016, septiembre 19). *Hotel de Carlo*. Recuperado de Facebook el 13/03/2023. <https://www.facebook.com/MiMexicoAntiguo/mentions>
- Miari, M., Choong, K. K., y Jankowski, R. (2019). Seismic pounding between adjacent buildings: Identification of parameters, soil interaction issues and mitigation measures. En *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (Vol. 121, pp. 135–150). Elsevier Ltd. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.02.024>
- Naserkhaki, S., El-Rich, M., Aziz, F. N. A. A., y Pourmohammad, H. (2014). Pounding between adjacent buildings of varying height coupled through soil. *Structural Engineering and Mechanics*, 52(3), 573–593. <https://doi.org/10.12989/sem.2014.52.3.573>
- National Research Council. (1982). The Central Greece Earthquakes of February-March 1981: A Reconnaissance and Engineering Report. En *The Central Greece Earthquakes of February-March 1981*. National Academies Press. <https://doi.org/10.17226/19598>

-
- Pant, D. R., Wijeyewickrema, A. C., y Ohmachi, T. (2010). Seismic Pounding between Reinforced Concrete Buildings: A Study using two recently proposed Contact Element Models. *Proceedings of the 14ECEE*.
- Penzien, J. (1997). Evaluation of building separation distance required to prevent pounding during strong earthquakes. En *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (Vol. 26, Número 8, pp. 849–858). John Wiley and Sons Ltd. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199708\)26:8<849::AID-EQE680>3.0.CO;2-M](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199708)26:8<849::AID-EQE680>3.0.CO;2-M)
- Plumier, A., Boduroglu, H. M., Ozdemir, P., y Ilki, A. (2007). Guidelines for Seismic Vulnerability Reduction in the Urban Environment. En *IUSS Press*. <https://doi.org/10.13140/2.1.2747.1682>
- Polycarpou, P.C., Komodromos P. (2010). Earthquake-induced poundings of a seismically isolated building with adjacent structures. *Engineering Structures*, 32(7), 1937–1951. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.03.011>
- Polycarpou, P. C., Komodromos, P., y Polycarpou, A. C. (2013). A nonlinear impact model for simulating the use of rubber shock absorbers for mitigating the effects of structural pounding during earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42(1), 81–100. <https://doi.org/10.1002/eqe.2194>
- Raheem, S. E. (2014). Mitigation measures for earthquake induced pounding effects on seismic performance of adjacent buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(4), 1705–1724. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9592-2>
- Reinoso, E., Torres, M., Quinde, P., Martínez, J., Buendía, L., Gómez, D., y Martínez, J. (2019). *Medición de la vulnerabilidad sísmica de los edificios en la CDMX y recomendaciones de mitigación. Etapa 2*.
- Rosenblueth, E., y Meli, R. (1986). The 1985 Mexico Earthquake. *Concrete international*, 8(5), 23–34.
- Shakya, K., y Wijeyewickrema, A. C. (2009). Mid-column pounding of multi-story reinforced concrete buildings considering soil effects. *Advances in Structural Engineering*, 12(1), 71–85. <https://doi.org/10.1260/136943309787522687>
- Shim, V. P. W., Yang, L. M., Lim, C. T., y Law, P. H. (2004). A visco-hyperelastic constitutive model to characterize both tensile and compressive behavior of rubber. *Journal of Applied Polymer Science*, 92(1), 523–531. <https://doi.org/10.1002/APP.20029>
- Takabatake, H., Yasui, M., Nakagawa, Y., y Kishida, A. (2014). Relaxation method for pounding action between adjacent buildings at expansion joint. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(9), 1381–1400. <https://doi.org/10.1002/eqe.2402>
- Tezcan, S. S., Yerlici, V., y Durguno, H. T. (1978). A reconnaissance report for the Romanian earthquake of 4 March 1977. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 6(4), 397–421. <https://doi.org/10.1002/EQE.4290060407>
- Trung, P. D., Quang, P. T., Toan, N. B., Phuong-Hoa, H., Trung, P. D., Quang, P. T., Toan, N. B., Hoa, H. P., y Phuoc, N. T. (2018). The effectiveness of rubber absorber in

adjacent planar structures under earthquake-included pounding. *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)*, 9(8), 1751–1768.

- Wada, A., Shinozaki, Y., y Nakamura, N. (1984). Collapse of building with expansion joints through collision caused by earthquake motion. En *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering* (Vol. 4, pp. 855–862).
- Xu, X., Xu, X., Liu, W., y Zhou, D. (2016). A new formula of impact stiffness in linear viscoelastic model for pounding simulation. *Shock and Vibration*, 2016. <https://doi.org/10.1155/2016/5861739>
- Ye, K., Li, L., y Zhu, H. (2009). A modified Kelvin impact model for pounding simulation of base-isolated building with adjacent structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 8(3), 433–446. <https://doi.org/10.1007/S11803-009-8045-4/METRICS>