



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**Estudio del fenómeno de golpeteo en  
edificaciones afectadas en la colonia  
Roma de la Ciudad de México por el sismo  
19S-2017.**

**TESIS**

Que para obtener el título de

**Ingeniero Civil**

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

Omar Abel Márquez Vergara

**DIRECTOR DE TESIS**

Dr. Eduardo Reinoso Angulo



**Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2022**

## Resumen

La Ciudad de México se ubica en una zona altamente sísmica y los daños debidos a sismos generalmente se concentran en la llamada Zona de Lago, los cuales pueden ser agravados por diseños estructurales deficientes como la falta de espacio entre los edificios que puede dar lugar al golpeteo entre edificios adyacentes. Para este trabajo se estudiaron dos casos de golpeteo inducidos por el sismo del 19 de septiembre del 2017. Para ello, se simuló la interacción dinámica entre edificios considerando una separación insuficiente para permitir desplazamientos que induzcan el golpeteo entre los modelos analizados los cuales fueron contrastados con la normativa actual de la ciudad. Se realizó un análisis no lineal tiempo historia empleando los registros de las estaciones acelerométricas más cercanas. Los resultados indican una amplificación de las respuestas globales en las estructuras de menor altura respecto al caso sin golpeteo. El primer caso modelado fue golpeteo del tipo piso-piso entre 2 edificios. Destaca que por la distribución excéntrica de los edificios se generan efectos torsionantes en ambos y la repuesta de desplazamiento del edificio con menor altura y masa aumenta al doble mientras que en el edificio de mayor altura se reduce 20%. En el segundo caso de estudio el impacto fue del tipo piso-columna donde interactuaron 3 edificios. Los resultados indican que las 5 columnas involucradas en el impacto entre el edificio central y la azotea del de menor altura exceden su capacidad de diseño a cortante. Sin embargo, el impacto entre los edificios más altos no superó en ningún momento la capacidad de las columnas. El análisis concuerda con lo observado para ambos casos en las inspecciones post-sísmicas ya que el edificio que colapsó resultó ser también el de mayor demanda en el análisis.

## Abstract

Mexico City is located at a high seismic zone and the most severe damages are registered in the so-called Lake Zone, some of the damages are due to deficient structural design such as insufficient separation between buildings that can induce the effect of pounding. In this study, two cases of pounding induced by the September 19<sup>th</sup>, 2017, earthquake were studied. To achieve this, the buildings were simulated considering the dynamic interaction between buildings due to an insufficient separation (gap) and the results were compared to the current city's building code. For the simulation, a non-linear time history analysis was performed using the accelerograms recorded in the nearest station. The results indicate that the dynamic responses of the buildings with minor height were amplified compared to the response without pounding. The first model corresponds to a floor-to-floor pounding between two buildings, it is noticeable that the eccentric distribution of the buildings generates negative torsional effects in both structures and the displacement response of the lower rise building doubled, while the other building reduces the displacements by 20%. The second case studied was a floor-to-column pounding between three buildings, the results indicate that all columns that carry out the impact in the central building, correspondent to the top floor of the smaller structure, exceeded their shear capacity. However, the impact between the central and the mid-size building did not generate structural problems in the columns involved. The analysis and results correspond to the observed damage on both cases during the reconnaissance survey after the mentioned earthquake since the collapsed building was the one that reached the most critical demands in the simulation.

Contenido	
Contenido .....	iii
INTRODUCCIÓN .....	v
OBJETIVOS .....	vi
HIPÓTESIS .....	vi
<b>CAPÍTULO 1</b> .....	<b>1</b>
MARCO TEÓRICO .....	1
1.1 GOLPETEO ENTRE EDIFICIOS DURANTE SISMOS.....	1
1.1.1 Desarrollo de la investigación .....	1
1.1.2 Casos de golpeteo en sismos históricos.....	2
1.2 MÉTODOS DE MODELADO DEL FENÓMENO DE GOLPETEO.....	4
1.3 VARIABLES ANALIZADAS EN UN ESTUDIO PARAMÉTRICO DE GOLPETEO .....	8
1.3.1 Diferencia de altura .....	10
1.3.2 Diferencia de peso .....	11
1.3.3 Distancia entre estructuras adyacentes .....	11
1.3.4 Punto de impacto.....	11
1.4 MEDIDAS DE MITIGACIÓN TRADICIONALES .....	12
1.4.1 Separación mínima.....	12
1.4.2 Bandas de goma .....	15
<b>CAPÍTULO 2</b> .....	<b>17</b>
ANÁLISIS PRELIMINAR: CASO DE ESTUDIO DE LA CIUDAD DE MÉXICO.....	17
2.1 PANORAMA GENERAL DEL GOLPETEO OBSERVADO EN LA CIUDAD DE MÉXICO	17
2.2 DESCRIPCIÓN DEL GOLPETEO OBSERVADO EN LA COLONIA ROMA DE LA	20
CIUDAD DE MÉXICO.....	20
2.2.1 Golpeteo entre dos edificios con un edificio dañado.....	21
2.2.2 Golpeteo entre edificios con ambos edificios dañados.....	23
2.2.3 Golpeteo entre tres edificios.....	23
2.3 DEFINICIÓN DEL SUBGRUPO DE ESTUDIO.....	25
2.3.1 Edificios con otras patologías estructurales .....	25
2.3.2 Edificios construidos antes de 1985 .....	31
<b>CAPÍTULO 3</b> .....	<b>33</b>

MODELADO DE EDIFICIOS COLAPSADOS PARA EL ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DEL GOLPETEO.....	33
3.1 CONDICIONES INICIALES .....	33
3.3 MODELADO DE LOS EDIFICIOS DE ESTUDIO .....	36
3.4 REVISIÓN DE LOS EDIFICIOS CON LA NORMA VIGENTE AL 2020 .....	37
3.4.1 Golpeteo entre dos edificios .....	39
Ámsterdam 25.....	39
Ámsterdam 27 .....	43
3.4.2 Golpeteo entre tres edificios.....	45
Álvaro Obregón 284.....	45
Álvaro Obregón 286.....	46
Álvaro Obregón 290.....	48
3.5 Análisis dinámico no lineal paso a paso.....	49
3.5.1 Modelado de las articulaciones plásticas.....	51
3.6 Limitaciones .....	52
<b>CAPÍTULO 4.....</b>	<b>57</b>
ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	57
4.1 GOLPETEO ENTRE DOS EDIFICIOS EN LA CALLE ÁMSTERDAM .....	57
4.2 GOLPETEO EN LA CALLE ÁLVARO OBREGÓN .....	60
<b>CAPÍTULO 5.....</b>	<b>67</b>
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	67
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>69</b>

## INTRODUCCIÓN

El 19 de septiembre de 2017 a las 13:14:40 tiempo del centro, ocurrió un sismo en los límites de los estados de Morelos y Puebla (18.40N,-98.72W), a 120 km de la Ciudad de México con magnitud de 7.1 y a 57 km de profundidad. Por su cercanía y el tipo de suelo, varios edificios resultaron con daños visibles, entre ellos se identificaron 22 casos de golpeteo ubicados en la en la colonia Roma y colonias aledañas de la alcaldía Cuauhtémoc de la Ciudad de México. Esta alcaldía se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico denominada zona III o Zona de Lago según el Reglamento de Construcción (RCDF, 2004). El suelo en esta zona caracteriza por depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas de diverso contenido de limo o arcilla. Los depósitos lacustres están cubiertos por suelos aluviales y rellenos artificiales, el espesor de este conjunto puede ser superior a los 50m (Bazan et al., 2002). Por sus características, la zona centro de la Ciudad de México es la más propensa a sufrir los efectos del golpeteo ya que las condiciones del suelo generan una flexibilidad adicional a los edificios; por ende, mayores desplazamientos ante demandas sísmicas laterales.

En este contexto surge la necesidad de realizar un modelo computacional que describa el fenómeno con el fin de obtener más información de las variables críticas, así como para cuantificar los cambios en términos de demanda, capacidad en los elementos estructurales y la respuesta global de los edificios implicados ocasionados por la fuerza de impacto inducida por golpeteo estructural.

En las siguientes páginas el lector encontrará la evaluación de dos casos de golpeteo representativos de los eventos documentados en la Ciudad de México. El criterio de selección de los edificios de estudio se basó en la ausencia de otras patologías estructurales que pudieran alterar o modificar el estudio como: columna corta, planta baja débil, efecto de esquina, entre otras. Además, se priorizaron para el análisis los edificios catalogados con daño grave o colapso.

En el capítulo 1 se presentan los conceptos de interés para entender el fenómeno de golpeteo. Se incluye, además, una recopilación histórica de los casos de golpeteo registrados en sismos pasados cercanos a la zona de estudio. Al final del capítulo, el lector encontrará las tendencias de investigación en esta rama, métodos de modelado y las principales variables de interés.

El capítulo 2 se centra en la selección de los edificios modelados, se puede consultar en esta sección la distribución geográfica de los casos de golpeteo en la ciudad y se justifica la zona de estudio para esta investigación. Posteriormente, por medio de análisis de imágenes históricas disponibles, así como por imágenes satelitales se evalúan las probables patologías de los edificios y se preseleccionan los casos de mayor interés.

El capítulo 3 describe las consideraciones hechas en el modelado y se especifica con mayor detalle los cinco edificios modelados, así como el elemento de contacto que simula el impacto entre los edificios adyacentes. En la última sección de ese capítulo se anexa un apartado de alcances y limitaciones en función de las consideraciones hechas en el modelado.

En el capítulo 4 se interpretan los resultados obtenidos del análisis tiempo historia por medio de gráficos e historia de respuesta en los elementos críticos del edificio de mayor interés. Finalmente, se anexa un apartado de conclusiones y recomendaciones que permitan al interesado profundizar en el tema tratado en esta tesis.

## **OBJETIVOS**

### Objetivos Principales

- Cuantificar la demanda ocasionada por el impacto (golpeteo) entre edificios dañados gravemente en la Zona del Lago de la CDMX durante el sismo del 19S-2017.

### Objetivos Secundarios

- Discretizar el fenómeno de golpeteo en edificios mediante el análisis de la respuesta dinámica en términos de cortante máximo, desplazamientos, distorsiones de entrepiso y fuerza de contacto.
- Realizar el análisis de las variables agravantes en edificios que presentaron algún tipo de golpeteo durante el sismo 19S-2017 en la zona de estudio tomando en cuenta su sistema estructural, fecha de construcción, separación y número de niveles.

## **HIPÓTESIS**

El fenómeno de golpeteo estructural registrado en edificios de la zona de la colonia Roma y zonas aledañas de la Ciudad de México fue un agravante importante del daño observado y un factor determinante en el colapso de los edificios.

# CAPÍTULO 1

## MARCO TEÓRICO

### 1.1 GOLPETEO ENTRE EDIFICIOS DURANTE SISMOS

#### 1.1.1 Desarrollo de la investigación

El golpeteo se define como la colisión entre dos o más edificios causada por fuerzas externas (Cole et al., 2010). Este fenómeno se ha observado en sismos de alta intensidad y en ciudades sobre suelos blandos. Como caso destacado se puede mencionar al sismo de 1985 ocurrido en México con una magnitud de 8.1, se estima que al menos 15% de los 330 edificios colapsados presentaron golpeteo (Rosenblueth y Meli, 1986). En el ámbito internacional, en 1989 durante el sismo de Loma Prieta en California se reportaron 200 casos de golpeteo en el que se involucran al menos 500 edificios distribuidos en San Francisco, Oakland, Santa Cruz y Watsonville (Chau et al., 2003).

Esta línea de investigación es relativamente nueva y la mayor parte de ellas se concentran en simulaciones computacionales ya que es la manera más económica de estudiar el fenómeno. Es por ello que fue hasta años recientes que se incluyó una separación mínima en los códigos de construcción modernos con el fin de prevenir este efecto, (Cole et al., 2010). De modo que, aún hoy es común encontrar en las grandes ciudades edificios que no cuentan separación alguna.

El primer registro que se tiene de golpeteo en una obra escrita se encuentra en un libro de diseño estructural publicado en 1926 (Whitecomb & Tombs, 1926). Destacan las labores de investigación de Miller (R. K. Miller, 1980) quien empleando dos osciladores no amortiguados y de masas concentradas trató de describir analíticamente el problema. Anagostopolous (1988) y Jankowsky (1998) destacan como pioneros en la investigación formal de golpeteo, ellos simplificaron el problema a un sistema de un grado de libertad con un modelo elástico no lineal, incluyeron en su modelo elementos viscoelásticos que consideran la pérdida de energía durante el impacto (véase la sección 1.2). Por otra parte, Wolf y Skrikerud (1980) consideraron un oscilador amortiguado sometido a una excitación armónica, mientras Jing y Young emplearon la mecánica de contacto de Hertz para evaluar su modelo de contacto. La Figura 1.1 muestra un modelo típico de oscilador de un grado de libertad. Maison y Kasai (Jing & Young, 1990), emplearon además modelos con varios grados de libertad que representan mejor los casos reales. Como se puede intuir, cada investigador opta por una forma diferente de modelar ya que no existe un resultado concluyente que señale algún modelo óptimo que se ajuste a los resultados experimentales.

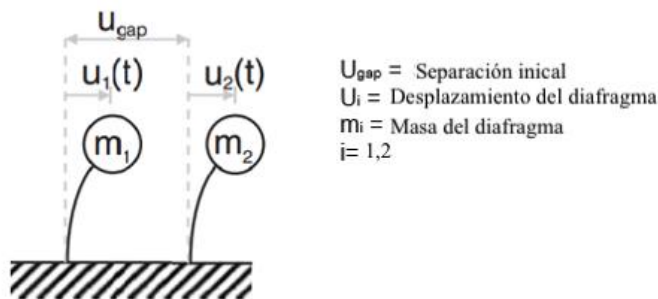


Figura 1.1 Oscilador de un grado de libertad con probable golpeteo (Cole et al., 2010).

Los resultados experimentales indican que el golpeteo aumenta considerablemente las demandas de cortante y ductilidad en los elementos que impactan. Sin embargo, algunos estudios realizados posteriormente aseguran que el golpeteo, de hecho, fue beneficioso para algunas estructuras, ya que limitan el desplazamiento de los mismos. De esta manera, es común encontrarse resultados contradictorios en las investigaciones en esta rama de la ingeniería. Según Cole et al. (2010), esto se debe a que los problemas de golpeteo son muy complejos, costosos de modelar de manera física y muy complicados de modelar de manera fiel con software informático debido a la gran cantidad de variables involucradas.

### 1.1.2 Casos de golpeteo en sismos históricos

El sismo ocurrido en México el 19 de septiembre de 1985 es un caso de particular interés para el estudio del golpeteo. Rosenblueth y Meli reportan que cerca del 40% de los 330 edificios dañados sufrieron algún tipo de golpeteo y que en 15% de los casos, ésta fue la causa del colapso. Como ejemplo, la Figura 1.2a muestra el edificio ubicado en la avenida José María Izazaga en esquina con 20 de noviembre en la colonia Centro de la Ciudad de México, se trata de una estructura de concreto 9 niveles construida en 1960 con un sistema de piso de losas planas. Se observa en la imagen que el sistema de pisos no coincide con el del edificio adyacente, lo cual explica el golpeteo losa-columna, cuyos efectos se aprecian en la Figura 1.2b; como nota adicional destaca que el edificio con colapso parcial se ubica en esquina y que el punto de impacto parece darse a la mitad de la columna del edificio adyacente, que es el caso más crítico de golpeteo (William & Felix, 1987).



a) Edificio de 7 niveles en la avenida 20 de noviembre que colapsó por golpeteo



b) Impacto sobre las columnas en el edificio adyacente

**Figura 1.2 Edificio afectado por golpeteo, sismo de 1985 (William & Felix, 1987).**

Se observó que en los casos de golpeteo donde hubo colapso, en general el edificio colapsado fue el de mayor altura (William & Felix, 1987). Tal es el caso del edificio ubicado en la esquina de la Av. José



María Izazaga e Isabel la Católica. El edificio de menor altura era de 3 niveles mientras que el de mayor de 9, la separación entre ellos se estima que de 10 cm aproximadamente (Figura 1.3).

Por la memoria fotográfica del evento, diversos autores atribuyen la alta incidencia de golpeteo a que la separación mínima entre edificios no respetaba la establecida en el reglamento de construcción vigente en la época. En 1976 el código de construcción de la Ciudad de México permitía un desplazamiento de entrepiso del 1% de la altura del nivel, en contraste la mayoría de los edificios afectados durante el sismo tenían una separación de 10cm. Acorde el reglamento vigente en la época, esta separación correspondería a edificios de máximo 10m de altura, aproximadamente 4 niveles (William & Felix, 1987).



**Figura 1.3 Colapso por golpeteo en la Av. José María Izazaga esquina con Isabel la Católica, sismo de 1985. (William & Felix, 1987).**

Taipéi es otro punto de referencia para el estudio del golpeteo. Su geología es similar a la de la Ciudad de México ya que fue edificada en un lago antiquísimo cuya roca madre se halla a 250m de profundidad (Jeng & Tzeng, 2000). Más aún, Taiwán es considerada una ciudad altamente sísmica, su marco tectónico lo comprende la placa Euroasiática y Filipina cuyas fallas forman parte del llamado cinturón de fuego. Dichas características se han incluido en el código de construcción de la ciudad con espectros de diseño con largos periodos.

Similar al caso de la Ciudad de México, el código de construcción vigente en la ciudad de Taipéi (Reglamento Técnico de Construcción de Taiwán, 1982) prevé una separación mínima entre edificios adyacentes del 1.5% de la altura. Sin embargo, en la práctica se observan edificaciones con menos separación a la reglamentada e incluso nula. En la Figura 1.4 se muestra un comparativo del espectro de diseño de ambas ciudades, se observa que el espectro de la ciudad de Taipei es de periodo largo por lo que se puede anticipar que edificios con periodos cercanos a los dos segundos sean los más susceptibles al golpeteo; sucede un caso similar con el espectro de la Ciudad de México.

Un sondeo llevado a cabo en la ciudad reveló que 708 edificios altos que representa el 30% de los edificios de la ciudad, no cumple con la separación mínima reglamentada. El estudio presentado por Jeng V. y Tzeng W. en el cual se simularon 9 sismos artificiales concluye que el 17% de los edificios altos son susceptibles presentar golpeteo. De estos, 46 pueden colapsar (el 1.9%), 76 (32%) sufrirán daño

severo, 102 (43%) daño intermedio y 179 daño menor. Además, el 85% de los edificios colapsados se estima que se deba al golpeteo piso-columna (Jeng & Tzeng, 2000).

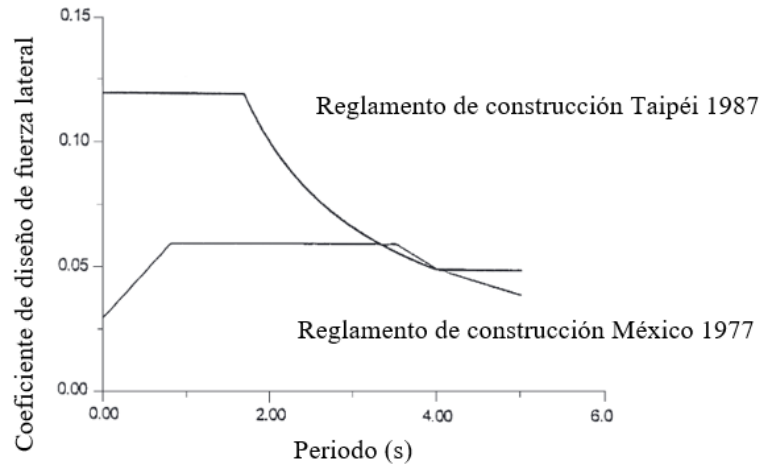


Figura 1.4 Espectro de diseño México y Taipéi (Jeng & Tzeng, 2000).

## 1.2 MÉTODOS DE MODELADO DEL FENÓMENO DE GOLPETEO

La forma más elemental de describir el impacto entre dos cuerpos consiste en considerar una colisión entre dos masas finitas  $m_A$  y  $m_B$  con velocidades iniciales  $v_A$  y  $v_B$ , respectivamente. De manera similar, para modelar el impacto entre edificios adyacentes es preciso concentrar las propiedades de inercia y rigidez en masas finitas. Dichas en masas concentradas se suponen libres de moverse en el espacio y representan el número de grados de libertad dinámicos con los que se modelará la estructura.

Con el fin de deducir la primera ecuación que describe el caso más simple de golpeteo (choque entre dos cuerpos) conviene reescribir la segunda ley de Newton en términos de la cantidad de movimiento:

$$\sum \vec{F} = m\vec{a} = \frac{d}{dt}(m\vec{v}) = \frac{d\vec{P}}{dt} \quad (1.1)$$

Donde

$m$	masa
$\vec{v}$	velocidad
$\vec{P}$	cantidad de movimiento

Ahora bien, por tercera ley de Newton (acción-reacción) se puede asegurar que la fuerza de impacto sobre el cuerpo A es igual en magnitud pero de sentido opuesto a la fuerza sobre el cuerpo B así:

$$\vec{F}_{AB} + \vec{F}_{BA} = \frac{d(\vec{P}_A + \vec{P}_B)}{dt} = \vec{0} \quad (1.2)$$

La ecuación 1.2, es la forma más sencilla del principio de conservación de la cantidad de movimiento. Ahora bien, incluso en su forma más básica en la física de colisiones se debe contabilizar la pérdida de energía debida al impacto, para ello de la definición de ecuación de la energía se escribe:

$$K_1+U_1=K_2+U_2 \quad (1.3)$$

Donde

U	Energía potencial $mgh$ (0 en el sistema analizado)
K	Energía cinética $\frac{1}{2}m\vec{v}^2$
1,2	subíndices que indican antes y después del impacto

Reorganizando la conservación de la energía para las masas  $m_A$  y  $m_B$  es fácil deducir la siguiente expresión:

$$v_{1A}-v_{1B}=v_{2A}-v_{2B} \quad (1.4)$$

El cociente del segundo miembro entre el primer miembro de la ecuación anterior recibe el nombre de coeficiente de restitución ( $e$ ) y de manera ideal valdría 1, es decir, cuando se satisface el principio de conservación de cantidad de movimiento y no hay pérdidas de energía. La realidad indica que todos los cuerpos se deforman en cierta medida y la energía se pierde en forma de calor por lo que el valor  $e$  obtiene valores menores a la unidad. Cuando se supone que no hay deformación o pérdidas de energía se dice que el choque es completamente elástico ( $e=1$ ). El caso contrario se da cuando una masa se incrusta en la otra y se mueve en la misma dirección y velocidad, se trata de un choque completamente inelástico ( $e=0$ ).

De manera experimental, el coeficiente de restitución para colisiones entre elementos estructurales para materiales comunes de construcción varía entre 0.4 y 0.8. Para el caso de concreto se acepta el valor de 0.65 según experimentos realizados por el Dr. Stavros Anagnostopoulos (1988). Si se tienen dos materiales distintos de construcción el coeficiente se puede estimar con la fórmula:

$$e = \frac{e_1 E_2 + e_2 E_1}{E_1 + E_2} \quad (1.5)$$

Donde

$e_{1,2}$	Coficiente de restitución para el material 1 y 2
$E_{1,2}$	Módulo de elasticidad para el material 1 y 2

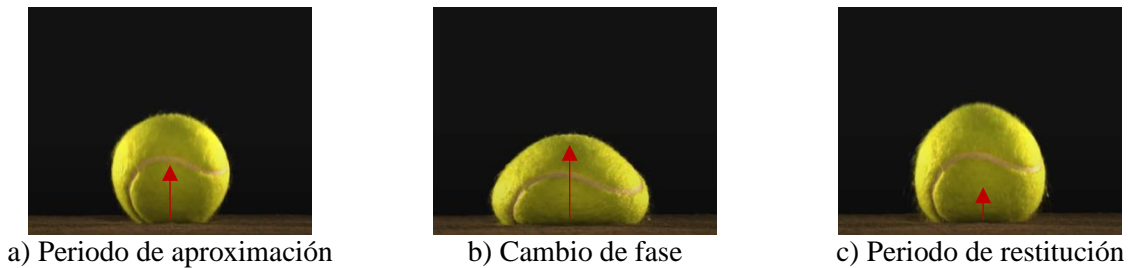
La velocidad y dirección de las masas involucradas se puede obtener en términos del coeficiente de restitución sustituyendo su definición algebraica en la ecuación de la cantidad de movimiento, se puede demostrar que las velocidades del cuerpo A y el cuerpo B son:

$$v_{2B} = v_{1B} - (e+1) \frac{m_A v_{1B} - m_B v_{1B}}{m_B + m_A} \quad (1.6)$$

$$v_{2A} = v_{1A} + (e+1) \frac{m_B v_{1B} - m_B v_{1A}}{m_B + m_A} \quad (1.7)$$

La principal limitante de este método es que únicamente es aplicable a sistemas de un grado de libertad y no considera adecuadamente las deformaciones y esfuerzos que se presentan durante el impacto. Por lo que es útil únicamente para obtener una respuesta global del sistema y no se debe usar para modelar sistemas de más de un grado de libertad (MDOF).

Por lo anterior, es preciso describir con mayor detalle la física del impacto. Experimentos realizados con pelotas de distintos materiales cayendo libremente sobre una superficie que se puede modelar como infinitamente rígida muestran que la fuerza de contacto (aquella que aparece durante la colisión) incrementa drásticamente al inicio de la colisión, alcanza su máximo unos microsegundos después y decrece su valor a una tasa de cambio menor respecto a su incremento. Para caracterizar estas dos fases, el impacto (así como los modelos) se distingue el periodo de aproximación y el periodo de restitución, respectivamente. La Figura 1.5 muestra de manera gráfica ambas fases.



**Figura 1.5 Periodo de aproximación y restitución en el impacto entre dos cuerpos.**

De la mecánica de materiales se sabe que las deformaciones en cualquier material pueden ubicarse en el rango elástico o bien en el inelástico. El primero se caracteriza por deformaciones lineales respecto al incremento de fuerza, en el segundo se observan deformaciones plásticas que por medio del reacomodo de partículas soportan el exceso de carga antes de llegar a la falla. Es de suponer entonces, que la mayor pérdida de energía se da durante el periodo de restitución una vez que se alcanzó el flujo plástico. De modo que se han propuesto diferentes modelos que intentan medir este efecto de pérdida de energía, los que actualmente se usan para simular el golpeteo son:

- Modelo lineal elástico
- Modelo lineal viscoelástico
- Modelo lineal viscoelástico modificado
- Modelo Hertz no lineal elástico
- Modelo Hertz no lineal amortiguado
- Modelo no lineal viscoelástico

El caso más sencillo es el modelo lineal elástico, este consiste en suponer un resorte en los puntos de contacto el cuál describe la variación de la fuerza por medio de la ley de Hooke. La limitante de este método es que no considera ningún tipo de pérdidas de energía, por ello el modelo lineal viscoelástico incluye un amortiguador. Sin embargo, incluso el modelo amortiguado al no diferenciar entre las dos fases del contacto tiene sus deficiencias; por ello en el modelo lineal viscoelástico modificado se define la fuerza de contacto como una función definida por partes como sigue:

$$F(t) \begin{cases} k\delta(t)+c\dot{\delta}(t) & \dot{\delta}(t)>0 \\ k\delta(t) & \dot{\delta}(t)\leq 0 \end{cases} \quad (1.8)$$

Donde

$\delta(t)$	Deformación
$\dot{\delta}(t)$	Velocidad relativa
$k$	Constante de resorte
$c$	Constante de amortiguador

La velocidad relativa tomará valores positivos en la fase de aproximación (los elementos colisionantes impactan y aumentan su deformación) y negativa o nula en la fase de restitución.

La Figura 1.6 muestra un sistema lineal resorte-amortiguador comúnmente empleado en diversas ramas de la ingeniería. En ingeniería sísmica es un modelo muy útil para considerar la disipación de energía. El modelo adaptado se muestra en la Figura 1.7.

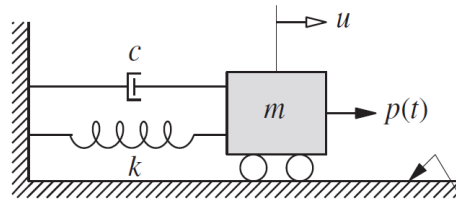
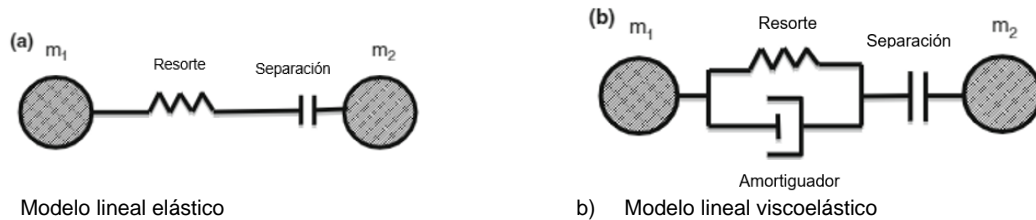


Figura 1.6 Sistema resorte amortiguador (Chopra, 2014).



a) Modelo lineal elástico

b) Modelo lineal viscoelástico

Figura 1.7 Adaptación del modelo resorte-amortiguador para simular el golpeteo (Jankowski & Mahmoud, 2015).

Los modelos no lineales consideran la mecánica de contacto de Heinrich Hertz. De manera similar a los modelos lineales, el modelo elástico no considera amortiguamiento, únicamente un parámetro de rigidez  $\beta$  que depende de las propiedades geométricas de los elementos que impactan, análogo a la constante  $k$  en los modelos elásticos:

$$F(t) = \beta \delta^{3/2}(t) \tag{1.9}$$

El modelo amortiguado no lineal tiene la desventaja de no considerar las fases de impacto, esto se corrige en el modelo viscoelástico no lineal en el que la fuerza de contacto se define como:

$$F(t) \begin{cases} \bar{\beta} \delta^{3/2}(t) + \bar{c} \dot{\delta}(t) & \dot{\delta}(t) > 0 \\ \bar{\beta} \delta^{3/2}(t) & \dot{\delta}(t) \leq 0 \end{cases} \tag{1.10}$$

Donde

- $\bar{\beta}$  Parámetro de rigidez de impacto
- $\bar{c}$  Constante de amortiguamiento

$$\bar{c} = 2\bar{\xi} \sqrt{\bar{\beta} \sqrt{\delta(t)} \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (1.11)$$

$$\bar{\xi} = \frac{9\sqrt{5}}{2} \left( \frac{1 - e^2}{e(e(9\pi - 16) + 16)} \right) \quad (1.12)$$

Como se puede observar en las fórmulas  $\bar{\beta}$  y  $\bar{\xi}$  son independientes entre sí y definen completamente el modelo viscoelástico no lineal. Se tratan de valores experimentales que se determinan mediante procesos iterativos.

Los modelos anteriores se pueden generalizar para involucrar más de dos edificios. La configuración que se muestra en la Figura 1.8 es una idealización propuesta por Stavros Anagnostopoulos (1988):

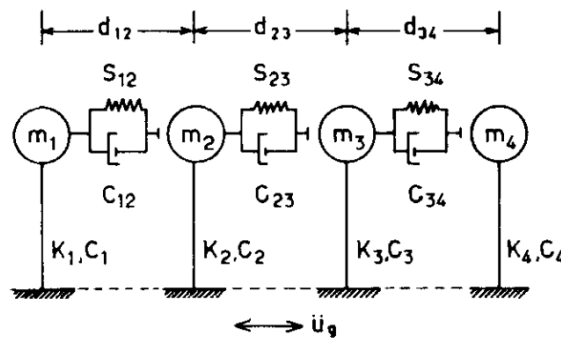
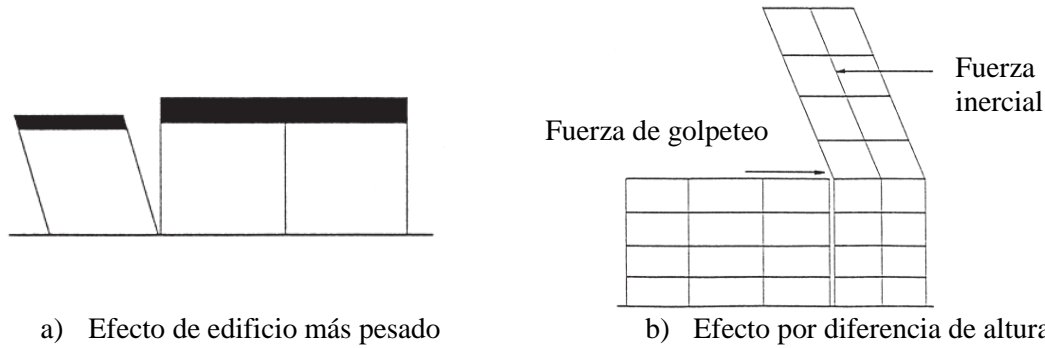


Figura 1.8 Modelo esquemático para simular edificios en serie (Anagnostopoulos, 1988).

### 1.3 VARIABLES ANALIZADAS EN UN ESTUDIO PARAMÉTRICO DE GOLPETEO

El golpeteo es un fenómeno físico que depende de múltiples variables, por ello en los esfuerzos de investigación se pueden hallar diferentes parámetros de estudio con el fin de determinar qué tan sensible es una estructura a la modificación de una variable. De manera teórica, si dos edificios son idénticos tienen el mismo periodo de vibración por lo que la colisión entre elementos estructurales no tendría cabida. Así, las primeras variables que influyen en este fenómeno son todas aquellas que alteren el periodo de vibración de la estructura como lo es el peso de los edificios el cuál a su vez se relaciona con el material de construcción, el uso, elevación de los edificios adyacentes (número de pisos) y rigidez de la planta.

La Figura 1.9a muestra el caso donde un edificio es más ligero que los edificios adyacentes. El efecto que se genera es que los edificios con mayor masa impulsan por inercia al edificio más liviano. En la Figura 1.9b se observa el efecto de cizalla sobre el edificio de mayor altura que se traduce en un incremento de la demanda de cortante, según se corrobora con los modelos realizados (Jeng & Tzeng, 2000).

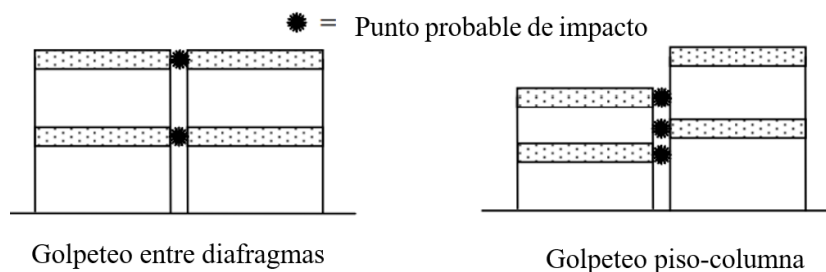


a) Efecto de edificio más pesado  
 b) Efecto por diferencia de altura  
**Figura 1.9 Variables de golpeteo intrínsecas al periodo fundamental de vibración (Jeng & Tzeng, 2000).**

Por otra parte, existen variables que se relacionan directamente con la colisión. El punto de impacto es una variable crítica en el estudio del golpeteo, por ello se distinguen dos tipos de golpeteo:

- Golpeteo piso-columna
- Golpeteo piso-piso

En la Figura 1.10 se muestran los dos casos de golpeteo mencionados. En el golpeteo piso-piso o golpeteo entre diafragmas el punto de impacto (señalado con una marca negra) se da entre las losas de ambos edificios. Por otro lado, en el golpeteo piso-columna, se observa que la losa del edificio de la derecha impacta con la columna del edificio de la izquierda.



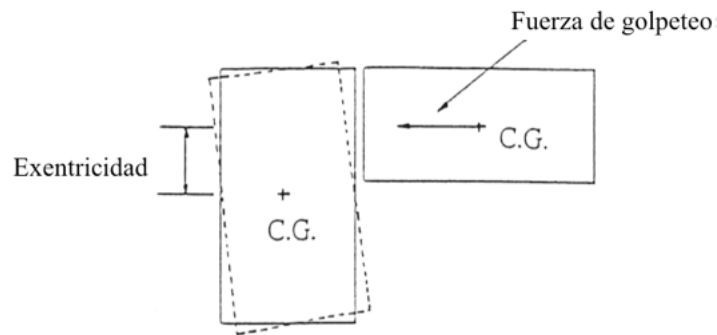
**Figura 1.10 Esquema golpeteo entre diafragmas y golpeteo piso columna (Jeng & Tzeng, 2000).**

El golpeteo piso-columna es el más crítico porque comúnmente lleva a la falla al elemento estructural que recibe el impacto debido a que la demanda de ductilidad y cortante superan considerablemente a la capacidad de diseño. Este tipo de golpeteo se origina cuando los edificios adyacentes tienen diferente altura de entrepiso, así los pisos de un edificio chocan con las columnas del edificio adyacente (Jeng & Tzeng, 2000). El segundo caso se da cuando edificios de altura de entrepiso similar golpean entre sí.

Otra variable que es denominador común en los estudios paramétricos de golpeteo es la separación mínima entre estructuras adyacentes. Esta separación puede ser estimada por métodos analíticos como el Método de Diferencias Espectrales (SPD) que fue usado por V. Jeng y W.L Tzeng (2000) para estudiar el golpeteo entre diafragmas.

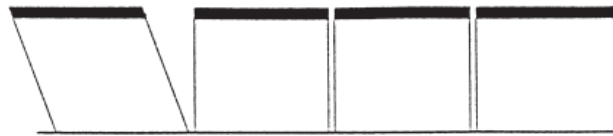
Existen, además, variables relacionadas a la disposición geométrica de las edificaciones respecto a los edificios adyacentes. Tal es el caso del llamado efecto del “edificio excéntrico”, que ocurre cuando las plantas del edificio están edificadas en otra dirección o posición respecto al otro edificio de tal manera

que al vibrar el golpeteo ocurre en la esquina de un edificio. Este golpeteo excéntrico ocasiona efectos torsionantes en el edificio que recibe el golpe en alguna de sus esquinas (véase Figura 1.11).



**Figura 1.11 Efecto del edificio excéntrico (Jeng & Tzeng, 2000).**

El efecto del “edificio cabecero” es otra variable debida a la distribución de las edificaciones. Ocurre cuando una hilera de edificios que vibran de manera similar golpea al primer edificio de la serie, esto es equiparable a un golpeteo entre el edificio inicial y otro con la masa acumulada de los edificios de la serie (Figura 1.12).



**Figura 1.12 Efecto de edificio cabecera (Jeng & Tzeng, 2000).**

Cabe resaltar que el problema de golpeteo es demasiado complejo y hay variables que lo afectan indirectamente, es decir, las variables anteriormente enunciadas son solo las que comúnmente se evalúan en los estudios paramétricos. Algunas de las variables no mencionadas son:

- Interacción suelo-estructura
- Presencia de planta baja débil
- Distribución de los elementos de rigidez en la edificación
- Tipo de unión viga-columna
- Ubicación específica del punto de impacto en el golpeteo piso-columna
- Contenido de frecuencias de la señal sísmica

A continuación, se detallan los efectos e influencia de las variables anteriormente presentadas con base en análisis de casos de estudio de varios autores.

### 1.3.1 Diferencia de altura

Según el estudio de V. Jeng y W.L. Tzeng (2000) para edificios de mismo peso, pero diferente altura el cortante aumenta considerablemente, respecto al caso sin golpeteo, cuando el factor de diferencia de altura es mayor a 2, donde el factor es la razón del edificio más alto entre el de menor altura. Además, el máximo valor de cortante en el edificio más alto se presenta en los niveles superiores al nivel que recibe el impacto en edificios con una configuración como la que se muestra en la Figura 1.9b). Por el contrario,



el máximo valor de cortante en el edificio más corto se presenta en el nivel de impacto. Por su parte, el estudio elaborado M. J. Favvata del año 2015 asegura que no se pueden deducir conclusiones seguras respecto al golpeteo y ligeros cambios en la proporción de altura de edificios adyacentes. Sin embargo, un incremento sustancial del número de pisos ocasiona un evidente decrecimiento de la demanda de ductilidad y capacidad de cortante de la columna que sufre el impacto.

### 1.3.2 Diferencia de peso

En el estudio de la ciudad de Taipéi para edificios de misma altura, si se asume una diferencia del periodo natural de vibración del 16.4%, se observa un mayor cortante en el edificio más ligero. Para estudiar el efecto de la diferencia de peso entre estructuras adyacentes Jeng y Tzeng (2000) definen el factor  $M_b/M_a$  como la razón en masa del edificio “b” entre el edificio “a”. Para razones de 1/8, 1/3 y 1 se determinó un factor de amplificación de cortante igual a 1.0, lo contrario ocurre cuando el edificio “a” es el más liviano (razones  $M_b/M_a=3,8$ ) en donde el factor de amplificación de cortante asciende a un rango entre 1.3 a 1.5.

De esta manera, los autores concluyen que se espera un incremento del 130% de la demanda de cortante en ambos edificios respecto al caso sin golpeteo, si una de las estructuras es 3 veces más liviana que la otra. Más aún, la demanda de cortante en el nivel más crítico aumenta hasta en un 150% si uno de los edificios es 8 veces más ligero que el edificio adyacente.

### 1.3.3 Distancia entre estructuras adyacentes

En el estudio paramétrico de Favvata (2015), se concluye que la presencia de una distancia mínima, es decir mayor a cero pero sin ser lo suficientemente grande para evitar el impacto, reduce drásticamente las demandas de ductilidad en la columna que recibe el impacto, no así para la demanda de cortante ya que se observó en todos los casos de estudio que las fuerzas de corte superaron la capacidad de diseño a cortante de la columna.

### 1.3.4 Punto de impacto

En todos los estudios revisados para el marco teórico del presente trabajo se concluye que el caso más crítico de golpeteo se da cuando la losa de un edificio golpea en un punto intermedio de alguna columna del edificio adyacente. De hecho, investigadores como V. Jeng y W.L Tzeng (2000) centraron su atención en el golpeteo de diafragma porque daban por hecho que al darse el golpeteo piso-columna existía una falla inminente en la estructura. Por otra parte, Favvata (2005) centró su atención en el punto de impacto con el fin de estudiar qué tanto influye la altura de choque en la longitud libre de la columna. La Figura 1.13 muestra el esquema de impacto usado en el estudio, se consideró el golpeteo entre un edificio de 8 niveles y uno de 3 niveles con 5 posiciones de impacto en el cuarto nivel del edificio de mayor altura.

Los resultados indican que los cambios de posición así como las variaciones de la distancia entre los edificios influyen directamente en la demanda de capacidad a flexión de la columna crítica (Favvata, 2015a).

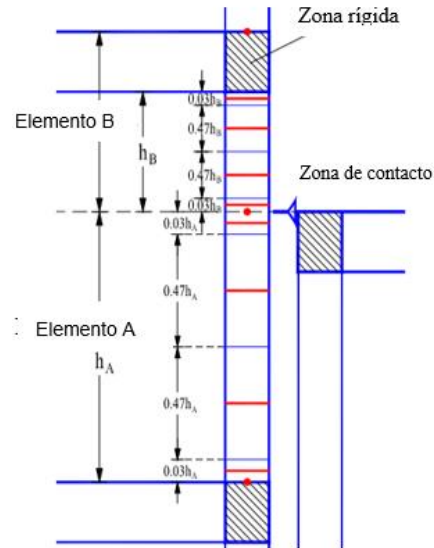


Figura 1.13 Modelo de análisis original del punto de impacto (Favvata, 2015a).

## 1.4 MEDIDAS DE MITIGACIÓN TRADICIONALES

Jankowsky R. y Mahmoud S. (2015) indican que la manera más natural de prevenir el golpeteo es asegurando la separación suficiente entre los elementos estructurales. Esta es la primera medida de mitigación y existen diferentes métodos teóricos para estimar su valor. Se puede pensar que el golpeteo es fácilmente evitable al dejar una separación conservadora, sin embargo, esta no suele ser la medida de mitigación más usada ya que en algunas ciudades el costo de la vivienda es considerablemente alto y la mayoría de las veces el espacio disponible de construcción es reducido, por lo que dejar una separación a cada lado de las otras estructuras suele ser una medida impopular para el dueño de la edificación.

### 1.4.1 Separación mínima

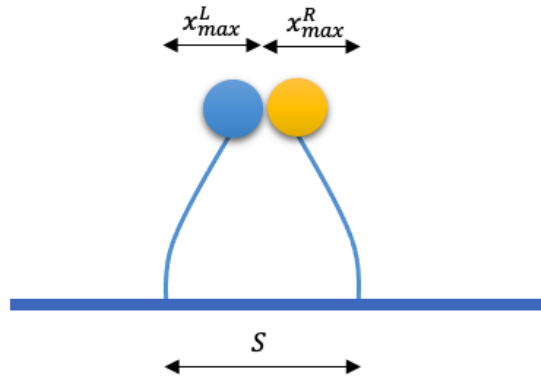
El método de suma absoluta (ABS) es la manera más conservadora de estimar la separación mínima para prevenir el golpeteo. Este consiste en suponer que las propiedades dinámicas de los edificios adyacentes son discordantes y el desplazamiento máximo del edificio a la izquierda coincide en el tiempo con el desplazamiento máximo del edificio de la derecha. Dicha suposición ha demostrado ser en la práctica demasiado conservadora ya que es muy poco probable que los desplazamientos máximos ocurran de manera simultánea a la misma altura.

Considere el sistema de un grado de libertad (SDOF) mostrado en la Figura 1.14. De manera directa se puede estimar  $S$  como la suma de los desplazamientos máximos, la definición no cambia para sistemas de varios grados de libertad (MDOF) ya que  $X_{max}^L$  y  $X_{max}^R$  son los desplazamientos máximos de edificio izquierdo y derecho respectivamente. Algebraicamente  $S$  es igual a:

$$S = |X_{max}^L| + |X_{max}^R| \quad (1.13)$$

Tomando en cuenta que  $S$  es un valor comúnmente conservador se propone hacer uso de la desigualdad triangular y el teorema de Pitágoras para estimar un valor más realista de  $S$ . A esta manera de estimar  $S$  se le conoce como raíz de suma de cuadrados (SRSS) (García, 2004). así:

$$S = \sqrt{X_{\max}^L{}^2 + X_{\max}^R{}^2} \quad (1.14)$$



**Figura 1.14 Separación mínima entre estructuras.**

Ahora bien, para considerar en el cálculo el periodo de vibración, así como el amortiguamiento de las estructuras empleadas se puede hacer un ajuste de las dos ecuaciones anteriormente presentadas por medio de un parámetro estadístico. Así, si la ecuación (1.13) se eleva al cuadrado, se resuelve para  $S$  y se agrega un factor  $-\rho$  en el término lineal del trinomio cuadrado perfecto se obtiene:

$$S = \sqrt{X_{\max}^L{}^2 + X_{\max}^R{}^2 - 2\rho X_{\max}^L X_{\max}^R} \quad (1.15)$$

Así cuando  $\rho = -1$  se obtiene el método ABS y cuando  $\rho = 0$  se obtiene el SRSS. La estimación de  $\rho$  se obtiene por simulaciones numéricas haciendo uso de datos empíricos (García, 2004), matemáticamente se estima como:

$$\rho = \frac{8 \sqrt{\xi^L \xi^R} \left( \xi^L + \frac{T^L}{T^R} \xi^R \right) \left( \frac{T^L}{T^R} \right)^{1.5}}{\left[ 1 - \left( \frac{T^L}{T^R} \right)^2 \right]^2 + 4 \xi^L \xi^R \left( \frac{T^L}{T^R} \right) \left[ 1 + \left( \frac{T^L}{T^R} \right)^2 \right] + 4 \left( \xi^{L^2} + \xi^{R^2} \right) \left( \frac{T^L}{T^R} \right)^2} \quad (1.16)$$

Donde

$T$	Periodo natural de vibración
$\xi$	Amortiguamiento

Las técnicas de mitigación no se limitan a aumentar la separación de edificios, que como se mencionó anteriormente, no siempre resulta la solución óptima. Una de ellas es implementar puntos de unión que comuniquen las estructuras adyacentes que permitan la transmisión de fuerzas entre los elementos estructurales. Dichos elementos pueden además poseer propiedades de disipación de energía. Bruce Westermo (1989) sugiere conectar los edificios por medio de vigas que permitirían transmitir totalmente las cargas de una estructura a otra o bien con uniones articuladas. Zhang Xu demostró la efectividad de amortiguadores viscoelásticos como medios de unión entre estructuras, esto por medio de resultados experimentales instrumentando los edificios. Tal fue el caso del complejo inteligente Kajima en Tokio

Japón, se trata de dos edificios de 5 y 9 niveles con puntos de unión en el quinto piso. Otro ejemplo es el Triton Square Office ubicado en el mismo país, se compone de 3 edificios de 155, 175 y 195 metros de altura. Los de menor altura están unidos a una cota de 136m y los de mayor a 160m (Abdeddaim et al., 2017), la Figura 1.15 muestra el elemento usado en la construcción.



**Figura 1.15 Complejo Square Office, Japón. Terri Meyer Boake.**

El modelo dinámico de estos elementos de unión se puede expresar como:

$$M\ddot{X}(t)+C\dot{X}(t)+(K+K_B)X(t)=-M\ddot{X}_g(t) \quad (1.17)$$

Donde

$\ddot{X}(t)$	Aceleración
$\dot{X}(t)$	Velocidad
$K_B$	Coefficiente de rigidez de resorte
$K$	Coefficiente de rigidez de los elementos estructurales
$\ddot{X}_g(t)$	Aceleración del suelo

Se realizó un estudio para evaluar el efecto del elemento de conexión usando este modelo para dos edificios de tres pisos de altura y cuatro sismos escenarios: Kobe, El Centro, Duzce y Kocaeli. En el análisis se tomó a  $K_B$  como variable y tomó valores entre 0 y  $8 \times 10^7 \text{ N/m}$ . Los resultados indican que el incremento en  $K_B$  beneficia considerablemente el comportamiento general de la estructura ya que los desplazamientos máximos se redujeron en un 85% para el sismo de El Centro, 82% para Kocaeli, 86% para Kobe y 89% para Duzce. Además, la simulación muestra que la instalación de resortes adicionales tiene poco efecto en la reducción de desplazamientos.

Si se sustituye el resorte por un amortiguamiento el modelo se convierte en:

$$M\ddot{X}(t)+(C+C_B)\dot{X}(t)+KX(t)=-M\ddot{X}_g(t) \quad (1.18)$$

Donde

$C_B$  Coeficiente de rigidez de amortiguador

Los resultados muestran una considerable reducción de los desplazamientos máximos, sin embargo sobrepasando un valor límite en la constante de rigidez la respuesta de la estructura se mantiene casi constante (Jankowski & Mahmoud, 2015). Se observaron reducciones en un 87% para el sismo de El Centro, 85% para Kocaeli, 86% para Kobe y 91% para Duzce. De manera similar, si se incluyen ambos elementos se tiene el siguiente modelo viscoelástico:

$$M\ddot{X}(t)+(C+C_B)\dot{X}(t)+(K+K_B)X(t)=-M\ddot{X}_g(t) \quad (1.19)$$

Los resultados de la simulación indican que un incremento inicial del amortiguamiento el desplazamiento de los pisos superiores decrece, mientras que un incremento adicional no genera grandes reducciones. Dichos decrementos son mayores en el edificio más flexible, mientras que en el edificio más rígido la reducción es comparable a los resultados obtenidos en la simulación aislada del resorte y el amortiguador.

#### 1.4.2 Bandas de goma

Las bandas de goma son elementos que se colocan en los puntos más susceptibles a recibir el impacto con el fin de mitigar la demanda de cortante y ductilidad sobre los elementos estructurales. El modelo matemático de un edificio con este elemento se puede escribir como

$$M\ddot{X}(t)+C\dot{X}(t)+KX(t)+F(t)=-M\ddot{X}_g(t) \quad (1.20)$$

Donde

$F(t)$  Fuerza de impacto debida a la banda de goma

La Figura 1.16 muestra una banda de goma instalada en la junta constructiva de un edificio con aislamiento sísmico ubicado en Nicosia, capital de Chipre. La banda actúa como elemento confinante para contener los grandes desplazamientos horizontales que el dissipador sísmico soporta durante un sismo, evitando así los impactos abruptos debidos al golpeteo entre las estructuras y otros elementos de la cimentación.



**Figura 1.16 Banda de goma instalada en la junta constructiva de un edificio en Nicosia, Chipre (Polycarpou & Komodromos, 2014).**

La dificultad de simular este elemento de manera adecuada radica en que la goma tiene un comportamiento no lineal bajo cargas dinámicas y estáticas (Jankowski & Mahmoud, 2015). La curva esfuerzo-deformación de este material tiene una forma exponencial. Polycarpou et al. (2010) modeló las

bandas por medio de un resorte no lineal junto con un elemento de amortiguamiento cuya fuerza de impacto se estima con siguiente el modelo:

Para el periodo de aproximación:

$$\begin{aligned} F_i(t) &= K_{imp} \delta_i^n(t) && \text{para } \delta_i(t) < \delta_u \\ F_i(t) &= K_{imp} \delta_i^n(t) + K_{imp-PY} (\delta_i(t) - \delta_u(t)) && \text{para } \delta_i(t) \geq \delta_u \end{aligned} \quad (1.21)$$

Para el periodo de restitución:

$$F_i(t) = K_{imp} \delta_i^n(t) (1 + C_{imp} \dot{\delta}_i(t)) \quad \text{para } \delta_i(t) < \delta_u \quad (1.22)$$

Donde

- $K_{imp}$  Coeficiente de impacto
- $\delta_i$  Deformación del elemento
- $\delta_u$  Capacidad de compresión última
- $C_{imp}$  Coeficiente de impacto de amortiguamiento

Delta se puede estimar como la diferencia de la posición del edificio a la izquierda menos la posición del edificio a la derecha menos la separación inicial ( $\delta_i = X_L - X_R - d$ ). Polycarpou et al., propone la siguiente expresión para estima el coeficiente de amortiguamiento:

$$C_{imp} = 1.55 \frac{1 - e^2}{e^{0.7076} \left( \frac{m_i^L m_i^R}{m_i^L + m_i^R} \right)^{0.0025} \left( \dot{X}_i^{L0} - \dot{X}_i^{R0} \right)^{0.9755}} \quad (1.23)$$

Donde

- $e$  Coeficiente de restitución
- $\dot{X}_i^{L0}$  Velocidad inicial del edificio izquierdo
- $\dot{X}_i^{R0}$  Velocidad inicial del edificio derecho

Los resultados de la simulación indican que la implementación de bandas de goma es menos efectiva si se compara con los elementos de unión analizados en la sección anterior. Esto se debe a que los elementos de unión permiten a las estructuras vibrar de manera coordinada mientras que las bandas de goma si bien disminuyen la fuerza de impacto no impiden el rebote de la estructura. Lo anterior explica por qué un incremento de  $K_{imp}$  genera una respuesta tanto positiva como negativa en las estructuras. En el experimento de estudio, para los sismos de El Centro y Kobe un incremento inicial de los valores de la constante generó un mayor de desplazamiento, sin embargo, un incremento adicional produjo una reducción. Además, la respuesta obtenida cambió en función del sismo ya que para Kocaeli y Duzce el incremento inicial mitigó el desplazamiento mientras que valores más altos de  $K_{imp}$  ocasionó la respuesta contraria (Jankowski & Mahmoud, 2015).

## CAPÍTULO 2

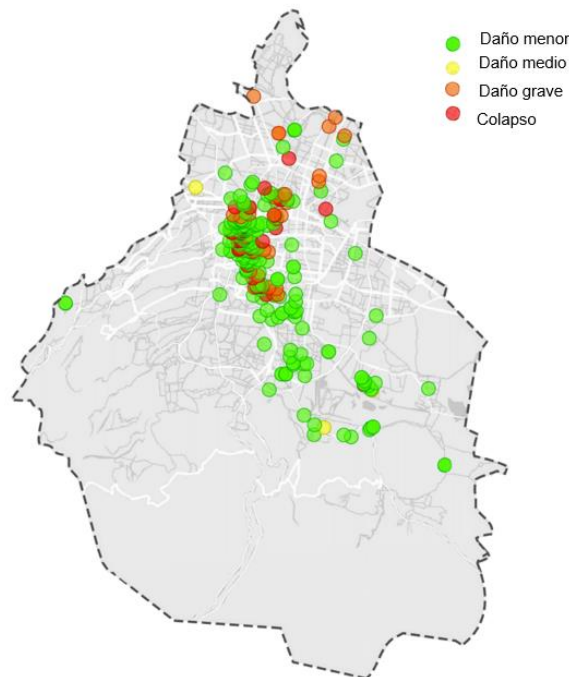
### ANÁLISIS PRELIMINAR: CASO DE ESTUDIO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

#### 2.1 PANORAMA GENERAL DEL GOLPETEO OBSERVADO EN LA CIUDAD DE MÉXICO

Durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 se contabilizaron al menos 234 casos de golpeteo entre edificios, según las inspecciones realizadas por el Instituto para la Seguridad de las Construcciones (ISC) en la Ciudad de México y el Instituto de Ingeniería (IIUNAM). Como resultado de aquellas inspecciones se generó una base de datos conjunta de los daños observados tras el evento por lo que se emplea como punto de partida para los análisis subsecuentes en este capítulo. La Figura 2.1 muestra los casos de golpeteo registrados por nivel de daño, la categorización del daño, este fenómeno y otras patologías, se define cualitativamente según la Tabla 2.1.

**Tabla 2.1 Caracterización de daño en los edificios que presentaron golpeteo**

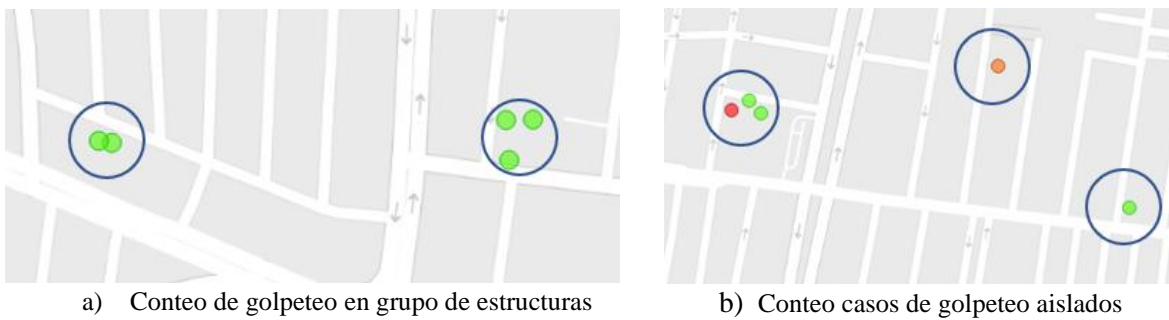
Nivel de daño	Definición
Menor	Corresponde a daños ligeros que no afectan la integridad de la estructura, se ven reflejados en muros no estructurales, acabados, recubrimientos, instalaciones y vidrios.
Intermedio	Además de los daños descritos en el punto anterior, se presentan grietas pequeñas en elementos 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 bien se requiere la demolición debido al daño presentado.



**Figura 2.1 Mapa de daño por golpeteo en la Ciudad de México.**

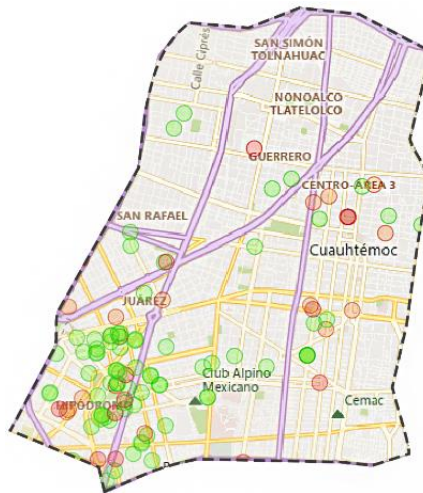
Es de interés contabilizar los casos de golpeteo por alcaldía independientemente de su categorización de daño. Se aprecia en la figura anterior que, al sur de la ciudad, en las alcaldías Milpa Alta, Magdalena Contreras, Tlalpan y Tláhuac los casos de golpeteo son pocos y de daño menor. Por este motivo el estudio del fenómeno de golpeteo se debe centrar en la zona centro de la ciudad. Esto se puede explicar debido a que es en esta zona de la ciudad donde se concentran la mayor cantidad de edificios de mediana y gran altura que no tienen la separación mínima que previene el golpeteo.

Para contabilizar los casos de golpeteo en la ciudad de México, se consultó la base de datos disponible en el IIUNAM y se ubicaron los edificios por latitud y la longitud, posteriormente se identificaron grupos de edificios como lo muestra la Figura 2.2, en donde se presume un solo caso de golpeteo, de esta manera se evita el conteo doble de un mismo caso de golpeteo independientemente del número de edificios involucrados. Esto se debe a que la base de datos usada describe el golpeteo por daño visible y por edificio independiente, y dado que el golpeteo no es una fenómeno aislado o particular de un edificio sería incorrecto contabilizar el golpeteo por cada edificio afectado.



**Figura 2.2** Conteo de casos de golpeteo.

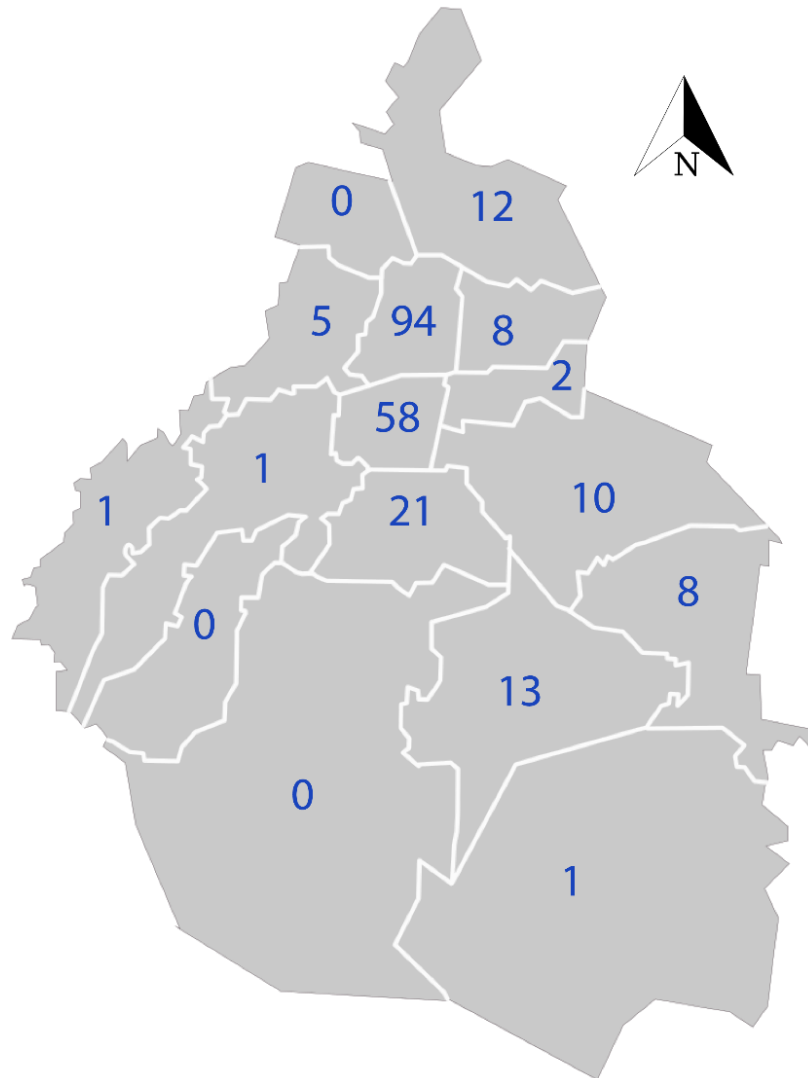
La Figura 2.3 muestra la alcaldía Cuauhtémoc, se destaca que la mayor densidad de puntos se encuentra la esquina inferior izquierda que corresponde geográficamente a las colonias Roma Norte, Roma Sur, Condesa e Hipódromo. Por esta razón el grupo de estudio para esta investigación se centrará en los edificios localizados en esta zona de la ciudad. De ahora en adelante se referirá como “Zona Roma” al conjunto de las colonias Roma Norte y Roma Sur, así como la sección norte de la colonia Hipódromo.



**Figura 2.3** Casos de golpeteo en la alcaldía Cuauhtémoc.

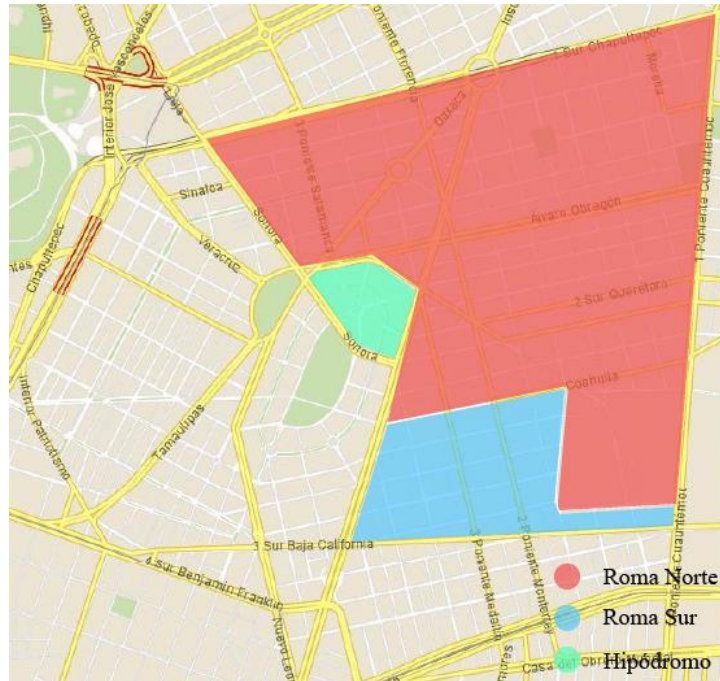


Como se muestra en la Figura 2.4, la alcaldía más afectada es Cuauhtémoc con 94 casos de golpeteo, en el segundo puesto está Benito Juárez con 58 y en tercero Coyoacán con 21. Además, la alcaldía Cuauhtémoc concentra el mayor número de edificios con colapso y daño grave. Al ser de interés práctico, se tomará de esta zona la muestra de edificios a modelar.



**Figura 2.4** Conteo de casos de golpeteo por alcaldía.

La Figura 2.5 muestra en colores las colonias donde se ubican los edificios que forman la muestra de estudio. En rojo se señala Roma Norte, en azul Roma Sur y en Verde la colonia Hipódromo; como se mencionó anteriormente, el conjunto de estas colonias se le refiere en este texto de manera genérica como Zona Roma.

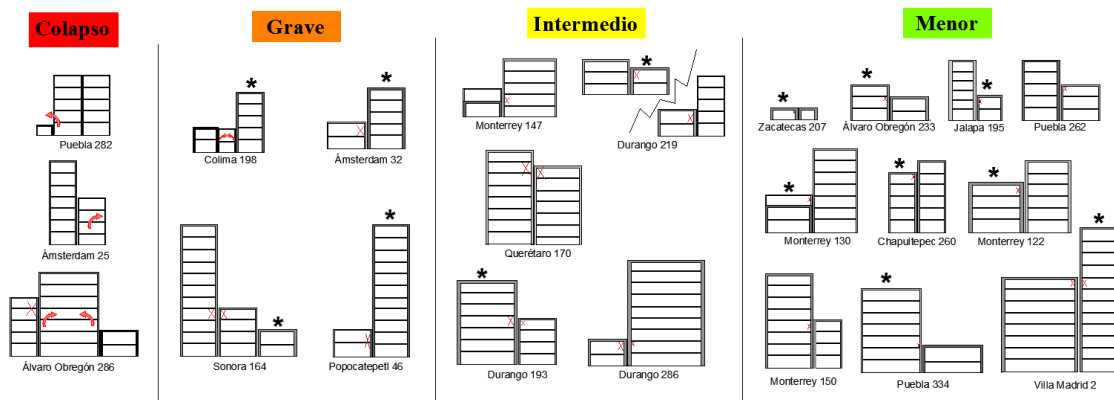


**Figura 2.5 Zona de estudio de casos de golpeteo (Zona Roma).**

En la siguiente sección se hace una descripción detallada de los casos de golpeteo observados en esta región. Por claridad, se respeta la misma categorización del daño descrita en esta sección.

## 2.2 DESCRIPCIÓN DEL GOLPETEO OBSERVADO EN LA COLONIA ROMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

En la zona Roma de la Ciudad de México se contabilizaron 22 casos de golpeteos según se indica en la Figura 2.6:



\*Edificios con condición de esquina

**Figura 2.6 Casos de golpeteo en la Zona Roma de la Ciudad de México (Reinoso et al., 2019).**

En estos casos el análisis realizado en el IIUNAM se limitó a describir y clasificar los daños observados en la zona evaluando las siguientes variables:

- Diferencia de alturas

- Diferencia de edades
- Asimetría en esquina
- Diferencia de estructuración

Para su análisis, los 22 casos de golpeteo se clasificaron en subgrupos según el número de edificios involucrados en la colisión. El primer subgrupo se conforma de 12 edificios y comprende el golpeteo entre dos edificios de los cuales uno resultó dañado, el siguiente grupo se conforma de 5 edificios y reúne los casos de golpeteo entre dos edificios en los que ambos presentaron daños visibles. El último grupo contabiliza los casos de golpeteo entre tres edificios. A continuación, se presentan los resultados de dicho estudio.

### 2.2.1 Golpeteo entre dos edificios con un edificio dañado

De los 12 edificios que comprenden el subgrupo, 7 se reportan con daño menor (58%), 2 con daño intermedio (17%), 2 con daño grave (17%) y se reporta un caso con daño total (8%). Para considerar la diferencia de alturas se introduce el siguiente factor:

$$f = \frac{H}{h}$$

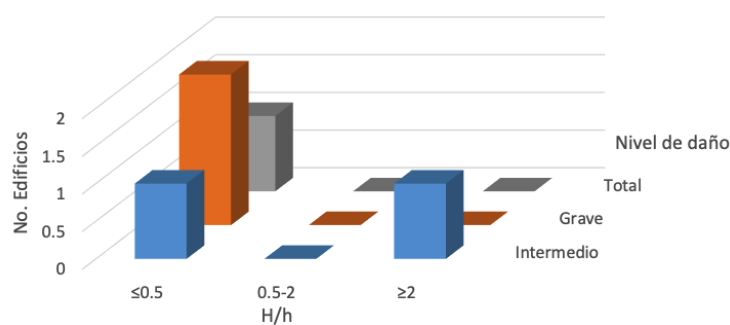
Donde

H      Altura del edificio con daño  
h      Altura del edificio sin daño

La Tabla 2.2 muestra la clasificación del grupo en función del valor de  $f$

Variable	$\leq 0.5$	$0.5 < f < 2$	$\geq 2$
$f$	Edificio con daño menor que la mitad del edificio sin daño	Edificios de alturas similares	El edificio con daño es más del doble de alto que el edificio sin daño

La Figura 2.7 muestra el nivel de daño obtenido considerando la diferencia de alturas, se excluye el caso de daño menor ya que no es de interés para el análisis. No se pueden emitir resultados concluyentes de la gráfica, pues como se observa la mayoría de los edificios dañados son de menor altura que el que no se dañó y la distribución de daño es casi uniforme con una ligera tendencia al daño grave.

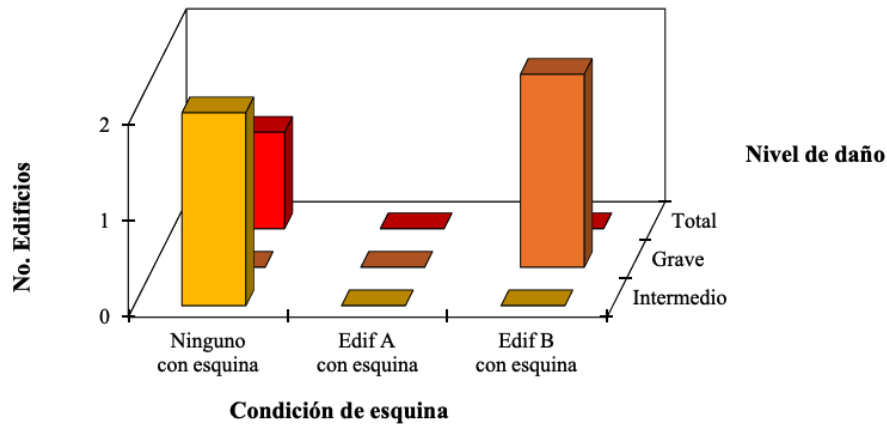


**Figura 2.7 Nivel de daño en golpeteo entre dos edificios, uno de ellos con daño.**

Otro parámetro evaluado es la diferencia de edades, el punto en el tiempo de interés es 1985 ya que en este año se reformó el RCDF. El resultado es concluyente, ya que todos los edificios involucrados fueron

construidos antes de 1985 por lo que se espera que desde su diseño eran menos rígidos y los desplazamientos fueron mayores lo cual los hizo susceptibles a sufrir golpeteo.

La Figura 2.8 muestra la clasificación de daño tomando en cuenta la condición de esquina, se observa que 3 de los 5 edificios con daño intermedio, grave o total no tenían ninguno efecto de esquina. Sin embargo, en los casos que si se presentó la condición de esquina en al menos uno de los edificios involucrados el daño fue grave.

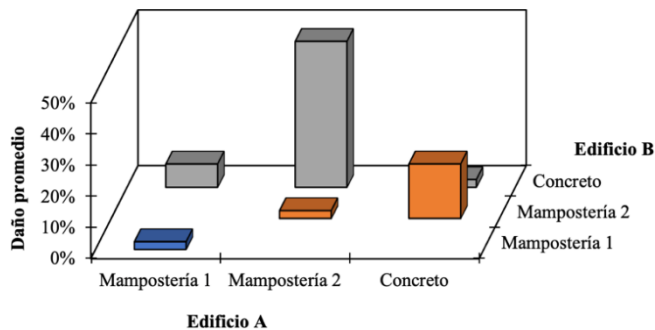


**Figura 2.8 Daño en al menos un edificio por golpeteo entre dos edificios considerando la condición de esquina.**

Por último, se categorizó el daño en función del material de construcción, en el grupo de los 22 edificios se distinguieron los siguientes materiales:

- Mampostería 1: Construcciones de mampostería colonial
- Mampostería 2: Construcciones de mampostería confinada
- Concreto: Edificios con marcos de concreto, marcos con muros y losas planas
- Acero: Edificaciones de acero

En este subgrupo no se encuentran edificios de acero por lo que se omite su representación en los ejes de la gráfica. Se encontró el caso más crítico donde el edificio es de mampostería 2 y el adyacente de concreto (Figura 2.9).



**Figura 2.9 Nivel de daño contra estructuración. Golpeteo entre dos edificios.**

### 2.2.2 Golpeteo entre edificios con ambos edificios dañados

En este tipo de golpeteo el máximo daño sobre las estructuras fue intermedio, es de destacar que todas las edificaciones involucradas eran de alturas similares (factor  $f$  entre 0.5 y 2). Por otra parte, la edad de las estructuras es uniforme pues al menos 6 de los 10 edificios involucrados fueron construidos antes de 1985. Se observó una probable relación entre el número de edificios construidos antes de 1985 y el hecho de que ambos edificios sufrieron daños visibles de algún tipo.

Respecto a la condición de asimetría de esquina, se observó un caso en un edificio que además fue construido con el reglamento vigente antes de 1985. En este edificio el daño se catalogó como intermedio y se presume que los efectos torsionantes por el golpeteo excéntrico intensificó los daños del impacto sobre la estructura. Finalmente, se encontró que la estructuración no fue un factor importante en este subgrupo ya que la mayoría de las edificaciones son de concreto, véase la Figura 2.10.

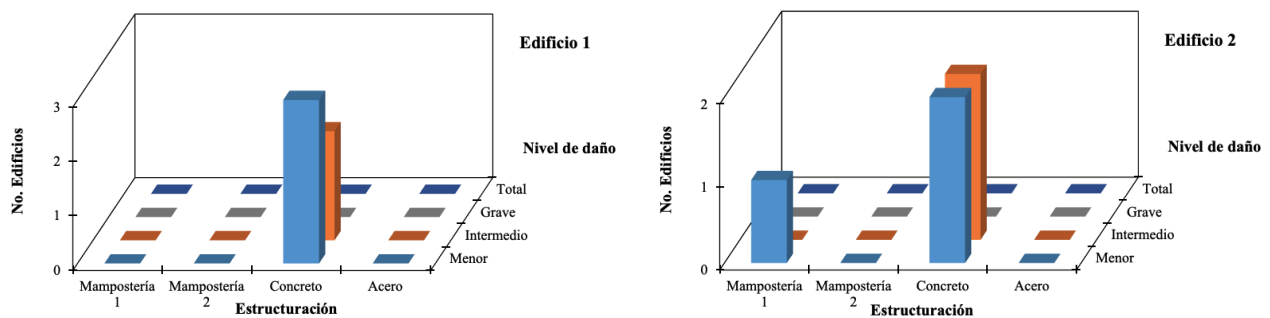


Figura 2.10 Nivel de daño según la estructuración.

### 2.2.3 Golpeteo entre tres edificios

Se identificaron cinco casos de este tipo de golpeteo. La Figura 2.11 muestra el nivel de daño en función de la posición relativa de los edificios (izquierda, central y derecha). Comparativamente se trata del caso más crítico y se puede inferir de la gráfica que el edificio central es el que sufre mayor daño ya que recibe fuerzas de golpeteo en dos direcciones.

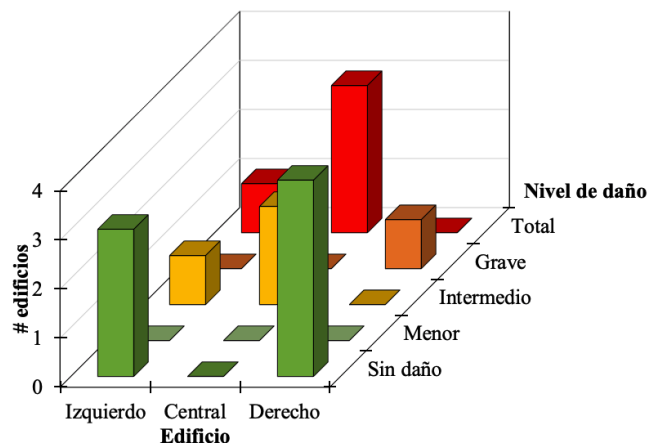


Figura 2.11 Nivel de daño en golpeteo entre tres edificios.

Para considerar los efectos de la diferencia de altura entre los tres edificios se optó por graficar directamente el nivel de daño junto al número de niveles de cada edificio, Figura 2.12. En dicha gráfica

destaca el caso 1 y 5 donde el edificio central es el edificio de menor altura y coincidentemente es el que presentó el mayor daño, colapso total y daño intermedio, respectivamente. En los casos 2 y 3 la diferencia de alturas entre el edificio menor y el central corresponde a un  $f$  mayor a 2. De manera preliminar se deduce que esta diferencia de altura fue la causante del colapso del edificio central ya que el edificio menor incrementó de manera considerable la demanda de cortante.

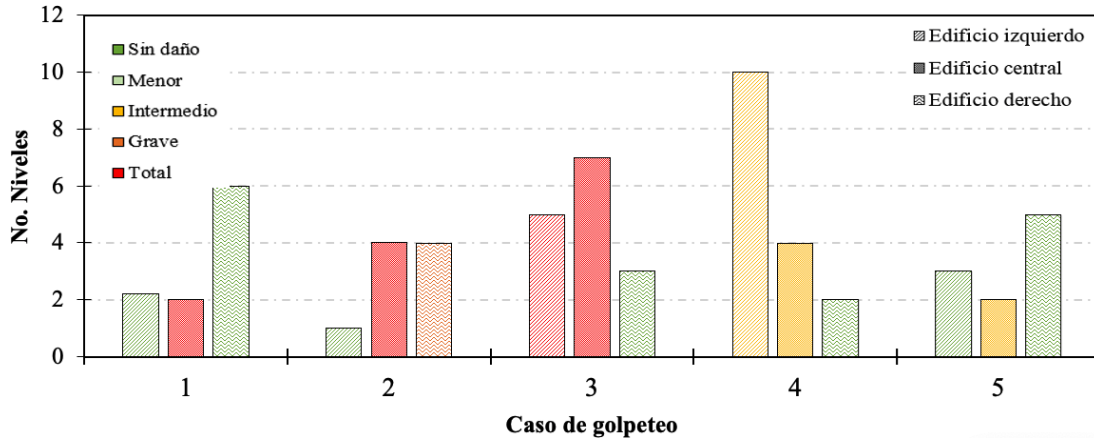


Figura 2.12 Nivel de daño por diferencia de alturas. Golpeteo entre tres edificios.

La condición de edad no fue una variable decisiva en el daño registrado en este subgrupo de estructuras, pues solamente un edificio perimetral que fue construido antes de 1985. De manera similar, no se puede enunciar una relación clara entre la asimetría de esquina y el nivel de daño en los casos de golpeteo. Tan solo 3 de los 15 edificios involucrados presentaron esta condición y si bien sí hubo un caso de colapso total en uno de los edificios en un caso que contenían esta particularidad, el edificio con asimetría presentó un daño menor.

La Figura 2.13 muestra la influencia del material de construcción en relación con el daño registrado. Se destaca que los edificios de mampostería no sufrieron daños considerables mientras que los de concreto sí. Sin embargo, esto tal vez se deba más a que estos últimos tienden a ser considerablemente más altos.

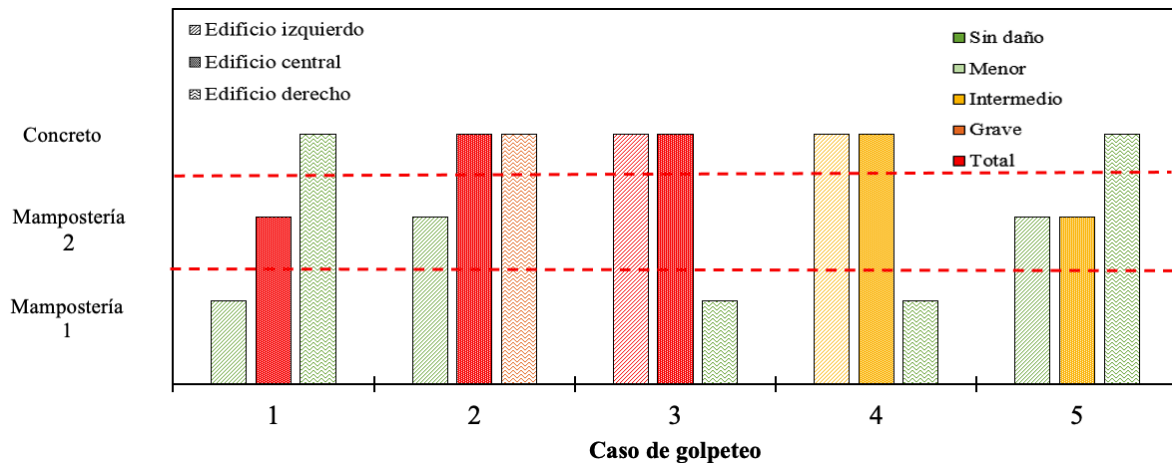


Figura 2.13 Nivel de daño por estructuración. Golpeteo entre tres edificios.

## 2.3 DEFINICIÓN DEL SUBGRUPO DE ESTUDIO

Para fines de este documento, los casos de mayor relevancia son los edificios ubicados en Puebla 282, Amsterdam 25 y Álvaro Obregón 286 según la categorización del daño. Sin embargo, para centrar la atención en el análisis de golpeteo es preciso garantizar la ausencia de otras patologías estructurales que pudieron ser causantes del daño observado. Así, el objetivo de este apartado es analizar los casos de mayor interés (daño intermedio, grave y total) que son idóneos para el modelado del fenómeno de golpeteo.

Inicialmente se cuenta con un universo de 22 edificios de los cuales 10 presentaron daño menor. Recordando la definición de daño menor, estos edificios no sufrieron daños estructurales por lo que no son de interés práctico y no se evaluarán con mayor detenimiento. El objetivo de las siguientes páginas será delimitar este grupo con el objetivo de obtener una muestra libre de la mayor cantidad de patologías ajenas al golpeteo, faltas a la norma y representativa del fenómeno a estudiar.

### 2.3.1 Edificios con otras patologías estructurales

Las patologías estructurales que se evaluarán son:

- Planta baja débil
- Condición de esquina
- Irregularidad en planta
- Efecto de columna corta
- Falta de mantenimiento
- Irregularidad vertical
- Autoconstrucción

#### Planta baja débil

Se dice que un edificio tiene planta baja débil si el primer nivel tiene una resistencia a fuerzas laterales considerablemente menor que los niveles superiores. Si bien se necesita hacer un estudio especializado y presencial para determinar si un edificio en particular presenta esta patología existen métodos para identificar una *probable* planta baja débil por mera inspección visual.

Para fines de esta investigación, la evaluación de planta baja débil se limita a inspección visual empleando el servicio Street View de Google, que permite análisis las fachadas de los edificios involucrados en diferentes instantes de tiempo. Además, la base de datos del IIUNAM cuenta con registros fotográficos de la mayoría de las edificaciones involucradas que también son útiles para el análisis. Esta metodología se ha usado para analizar la planta baja débil en ciudades como San Francisco en un estudio organizado por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA, 2015) y ha demostrado ser un buen filtro para determinar la muestra de edificios a estudiar. Como consulta recurrente se usará la Figura 2.14 que muestra los edificios colapsados donde se identificó golpeteo. Siguiendo un procedimiento similar empleado por FEMA se procede a estimar el porcentaje de abertura en la planta baja del edificio como se muestra en la Figura 2.15.



Puebla 282



Ámsterdam 25



Álvaro obregón 286

**Figura 2.14 Edificios colapsados.**

Para estimar este porcentaje se empleó el software AutoCAD, se consideró que un 100% de apertura se alcanza en edificaciones sin muros. Si se traduce lo anterior a la longitud de la fachada del edificio, el porcentaje de apertura se estima con la fórmula:

$$A\% = \frac{d}{L - nC} (100)$$

Donde

d	Longitud total del espacio sin muros (ventanas de piso a techo, puertas, garajes, etc.)
L	Longitud de extremo a extremo del edificio
n	Número de columnas
C	Ancho de columna



**Figura 2.15 Ejemplificación de qué se considera "apertura" y qué no para el análisis de planta baja débil (ATC, 2010).**

Ahora bien, el hecho de que un edificio tenga un alto porcentaje de apertura no indica *per se* planta baja débil. Por ejemplo, un edificio sin muros en la planta baja no se considera con planta baja débil si los niveles superiores tampoco tienen muros dado que no hay una diferencia en la resistencia de las plantas. La Tabla 2.3 muestra el resumen del análisis para los casos de colapso. De esta manera el criterio de análisis será el siguiente:

- Se considerará que el edificio no tiene planta baja débil si el porcentaje de abertura es menor al 80% en la cara con vistas a la calle
- En edificios ubicados en esquina, se considerará que el edificio no tiene planta baja débil si la suma de las aberturas en las caras con vistas a la calle es menor al 50%
- En casos donde no se cumplan los puntos anteriores según sea el caso, la presencia de planta baja débil se determinará por comparación del porcentaje de apertura de la planta baja con la presencia de muros en los niveles superiores.

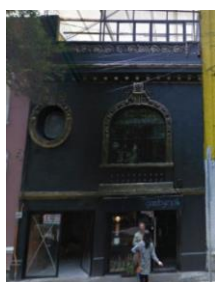


- Únicamente se considerarán edificios con probable planta baja débil a estructuras de al menos 3 niveles

**Tabla 2.3 Análisis por planta baja débil de los edificios colapsados.**

Edificio	Esquina	% de apertura en planta baja	Planta Baja Débil	Justificación
Puebla 282	No	82%	No	Los pisos superiores tienen ventanas amplias por lo que no se aprecia una considerable diferencia del porcentaje de apertura
Ámsterdam 25	No	30%	No	El porcentaje es menor al 80%
Álvaro Obregón 286	No	100%	No	Los pisos superiores no tienen muros

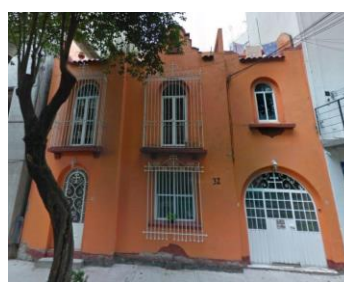
Se procede de manera similar con los edificios con daño grave, Figura 2.16.



Colima 198



Sonora 164



Ámsterdam 32



Popocatépetl 46

**Figura 2.16 Edificios con daño grave.**

La Tabla 2.4 muestra el análisis para los edificios con daño grave. El único edificio con probable planta débil es el de Sonora 164. En él se aprecia un local que ocupa más del 80% de la extensión de la fachada y en el 20% restante una puerta de dos ejes por lo que se modela como una planta sin muros.

**Tabla 2.4 Análisis por probable planta baja débil de edificios con daño grave.**

Edificio	Esquina	% de apertura en planta baja	Planta Baja Débil	Justificación
Colima 198	No	87%	No	Edificio de dos niveles
Sonora 164	No	100%	Sí	La planta baja no tiene muros a diferencia de los pisos superiores.
Ámsterdam 32	No	36%	No	El porcentaje es menor al 80%.
Popocatépetl 46	No	0%	No	Edificio de dos niveles El porcentaje es menor al 80%

Finalmente, se procede al análisis de los edificios de daño intermedio. Destaca que, en 2 de los 5 casos de golpeteo, el edificio más afectado se ubica en esquina (ver Figura 2.17). Los resultados del análisis se resumen en la Tabla 2.5

**Tabla 2.5 Análisis de planta baja débil en edificios con daño intermedio.**

Edificio	Esquina	% de apertura en planta baja	Planta Baja Débil	Justificación
Monterrey 147	No	92%	No	No se perciben muros continuos de piso a techo en los pisos superiores.
Querétaro 170	No	73%	No	El porcentaje es menor al 80%
Durango 193	Sí	100%	No	Edificio sin muros
Durango 219	Sí	52%	Sí	El porcentaje de apertura es mayor al 50% en las dos caras expuestas
Durango 286	No	32%	No	El porcentaje es menor al 80%. Edificio de dos niveles



Monterrey 147



Querétaro 170



Durango 193



Durango 219



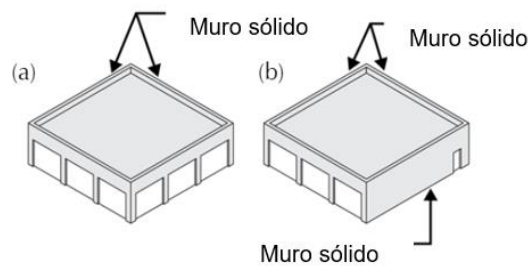
Durango 286

**Figura 2.17 Edificios con daño intermedio.**

Como conclusión, dado que la planta baja débil puede ser una variable crítica en el estudio de golpeteo según lo reporta Favvatta (2015) se opta por no modelar aquellos edificios con esta patología (Sonora 164, y Durango 219).

### Condición de esquina

Se llama condición de esquina a los efectos torsionantes que impactan negativamente a la estructura que se atribuyen a la distribución estructural de los elementos resistentes de un edificio ubicado en esquina. Es común que los edificios en esquina tengan dos fachadas con amplias ventanas y aberturas en cada fachada mientras que en sus colindancias se encuentran muros rígidos que genera una distribución no uniforme de los elementos resistentes y se ocasionan así efectos de torsión, Figura 2.18.



**Figura 2.18 Efectos torsionantes por distribución de elementos de rigidez.**

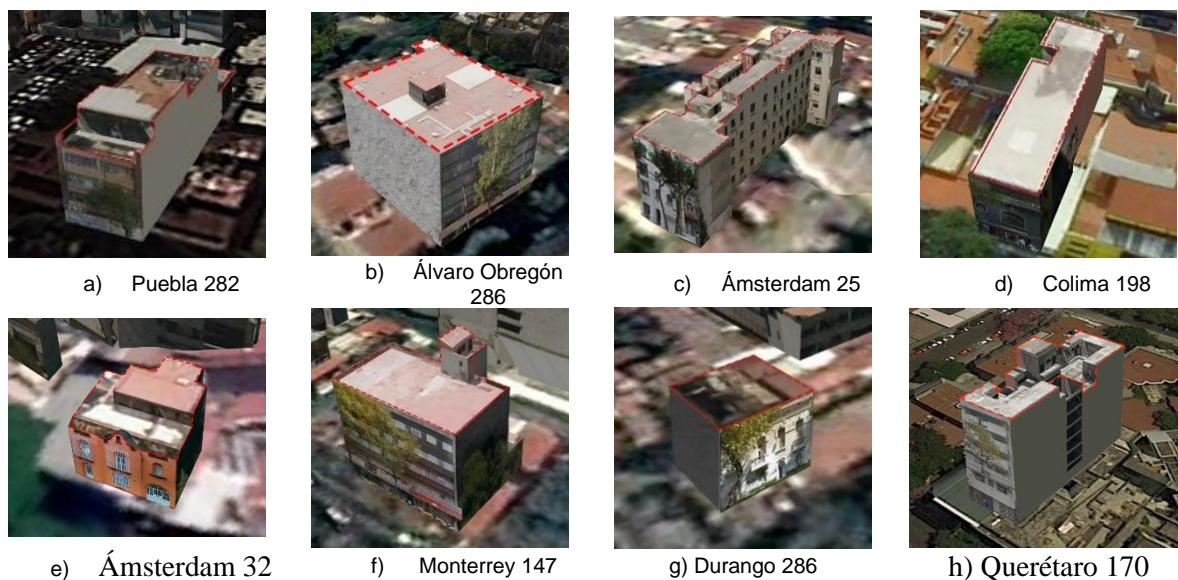
En la Figura 2.6 se indica por medio de un (\*) la condición de esquina identificada en cada caso. Destaca que en los cuatro casos graves al menos un edificio involucrado padecía de esta condición. Sin embargo, únicamente en el edificio ubicado en Plaza Popocatepetl 46 se observó un daño grave en el edificio en esquina. En los otros tres casos el edificio en esquina se catalogó como daño nulo por lo que se descarta que esta condición afecte el daño observado por golpeteo.

Actualmente, no existen estudios concluyentes sobre el impacto en la gravedad del golpeo el efecto de esquina por lo que la presencia de esta patología puede no alterar los resultados. Sin embargo, dado que la ausencia del mayor número de patologías decrece la incertidumbre en el modelado se opta por eliminar de la muestra los edificios afectados. Así, se omite para su análisis el edificio ubicado en Popocatépetl 46.

### Irregularidad en planta

Patología que se presenta cuando la planta tipo de los edificios tiene geometrías poco regulares o asimétricas. Se generan efectos torsionantes indeseables que demandan mayor capacidad en elementos estructurales.

La Figura 2.19 muestra un modelo 3D de los edificios restantes, en ellas se resaltan las plantas con una línea punteada roja.



**Figura 2.19 Imagen satelital de los edificios en la muestra de análisis.**

La planta del edificio en Puebla 282 es de forma regular y no se alcanzan a apreciar salientes prominentes por lo que se descarta irregularidad horizontal. De manera similar, el edificio en ubicado en Álvaro Obregón 286 tiene una geometría de planta regular sin huecos ni elementos que puedan generar efectos torsionantes. Como se aprecia en la Figura 2.19c el edificio en Ámsterdam 25 destaca por su distribución excesivamente alargada en la dirección perpendicular a la calle, además se aprecian dos salientes en los extremos y huecos en la parte media, de esta manera se considera que el edificio padece de una planta irregular. Ámsterdam 25 es uno de los tres casos de colapso, y como se muestra en la Figura 2.20 este colapso fue parcial y afectó únicamente la parte frontal del edificio. A juzgar por las fotografías del colapso se puede suponer que en la zona de escaleras la cabecera fue unida con el resto del edificio por medio de una junta constructiva. Así, para los fines de esta tesis en el modelado se omitirá el cuerpo del edificio que no resultó dañado por esta patología y que además no compartía elementos estructurales de unión con la sección colapsada. Por lo anterior, se omite la irregularidad en planta para este edificio.

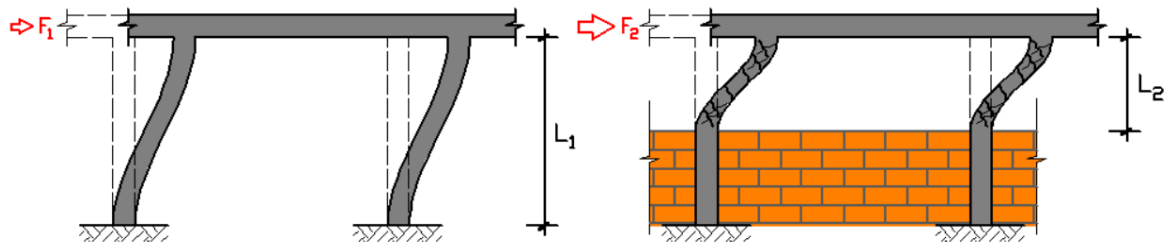


**Figura 2.20 Edificio colapsado en Ámsterdam 25.**

Continuando con el análisis, el edificio en Monterrey 147, Durango 286, Colima 198 y Ámsterdam 32 tienen una planta rectangular y no se aprecia una distribución geométrica irregular. Por otra parte, el edificio ubicado en Querétaro 170 por su distribución largo/ancho se cataloga como planta alargada, además tiene una abertura importante, pero se aprecia inferior al 20% del espacio geométrico total. Dada su irregularidad en planta se desestima este edificio para un análisis posterior.

### Efecto de columna corta

Se llama columna corta al efecto que se genera por la restricción parcial del desplazamiento lateral del cuerpo de la columna (Beauperthuy & Urich, 2011). La consecuencia directa de la diferencia de desplazamientos sobre una columna son tensiones considerablemente más altas que las que se generarían si la columna no estuviera restringida. Una configuración típica que genera este efecto es la que se muestra en la Figura 2.21, en la que la restricción de desplazamientos se debe a la presencia de muros de mampostería con una altura menor a la longitud total de las columnas, este tipo de muros se usan para la instalación de ventanas.



**Figura 2.21 Columna corta por muro paredes de mediana altura (Beauperthuy & Urich, 2011).**

Del subgrupo de edificios definido en el apartado anterior, se identifica esta patología en los edificios localizados en la calle Puebla 282 y en Monterrey 147. Se trata de casos similares al señalado en la Figura 2.21 donde las columnas son restringidas por muros de mediana altura.

### **Falta de mantenimiento**

Esta patología es difícil clasificar desde la fachada de los edificios ya que se requiere una evaluación *in situ* para determinar las condiciones estructurales de la edificación. Sin embargo, en ocasiones la falta de mantenimiento es evidente como el caso del edificio ubicado en Durango 286 el cual está deshabitado con apreciables grietas en muros y espacios sin techar. Ningún otro edificio de la muestra un evidente deterioro.

### **Irregularidad vertical**

Como su nombre lo indica, la irregularidad vertical es la distribución desigual de la geometría del edificio a lo largo de la dirección vertical que origina un centro de masa y de rigideces excéntrico. Estudios indican que un edificio con irregularidad vertical aumenta la demanda de distorsión en los pisos superiores ante la excitación sísmica (Soni & Mistry, 2006). Sin embargo, no se puede asegurar de que se trate de una variable crítica.

Consultando nuevamente la Figura 2.19, en *Ámsterdam 32* se logra ver en el último nivel una estructura de concreto que cubre al menos el 40% de las plantas inferiores, por este motivo se omite su análisis.

### **Autoconstrucción**

Se define como autoconstrucción a la práctica de edificar inmuebles sin la asistencia de profesionales en la materia. Esta práctica no garantiza la seguridad de la estructura ya que es más el resultado de experiencia y no de un diseño debidamente calculado. Así se supondrá que los edificios con modificaciones no autorizadas tienen un comportamiento sísmico deficiente y no formarán parte del grupo de estudios.

Para determinar esta práctica en los edificios restantes, se consultó la base de datos realizada por el IIUNAM. En dicha base se reporta que el edificio en Colima 198 padece de alteraciones hechas por el dueño del edificio. Además, se observa la anexión de una estructura metálica en la terraza del edificio que se extiende a lo largo de la planta meses antes de ocurrido el sismo del 2017.

### **2.3.2 Edificios construidos antes de 1985**

La diferencia de edad no se emplea como criterio de aceptación ya que es, de hecho, una variable de interés dadas las diferencias entre los desplazamientos permitidos el código de construcción vigente antes de 1985 y el vigente en el año 2017. Se reporta que el año de construcción del edificio en *Álvaro Obregón 286* fue en 1977 por lo que fue diseñado para el reglamento de 1976 (última reforma de aquel año). Colima 198 se edificó en el año 1935 por lo que el diseño se haría con el reglamento de 1921, caso similar al de *Ámsterdam 32* el cual se construyó en 1930. Sin embargo, para el modelado del siguiente capítulo la única distinción que se hará es si el edificio fue construido antes o después de 1985, ya que a raíz de ese año se hicieron reformas fundamentales al reglamento de construcción.

Es factible suponer que los edificios antiguos construidos en la primera mitad del siglo veinte, han sido remodelados y forzados estructuralmente a lo largo de su historia pues han resistido sismos de magnitud importantes como el de 1985 y el del 1957.

A manera de resumen, la Figura 2.22 muestra el proceso de filtrado que se realizó en el análisis anterior. En línea verde punteada se indica el filtro aplicado, los edificios que se encuentran a la izquierda de la línea son los edificios iniciales y los que están a la derecha son aquellos que pasan el filtro.

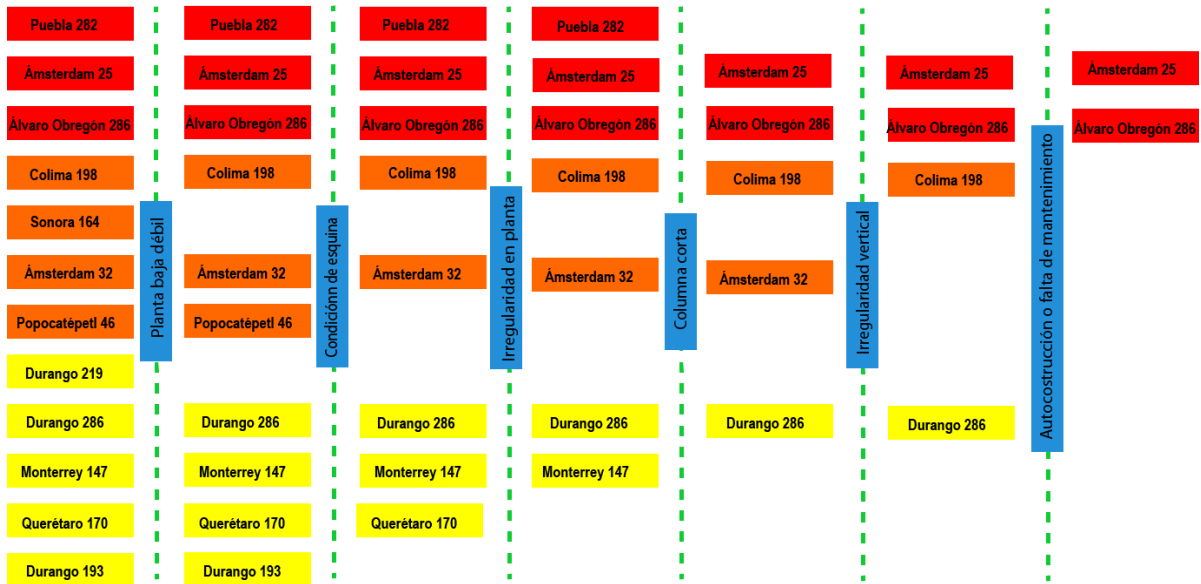


Figura 2.22 Resumen patologías estructurales.

## CAPÍTULO 3

### MODELADO DE EDIFICIOS COLAPSADOS PARA EL ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DEL GOLPETEO

Con el fin de dar al lector un panorama más específico sobre los edificios considerados en el análisis, se describirá con mayor detalle la condición existente de los edificios antes del sismo. De la misma manera, se detallarán las consideraciones hechas en el modelado que permitieron tener un comportamiento dinámico lo más real posible con la información disponible en la realización de este estudio. Además, se incluye la información relativa a los elementos estructurales que definen el comportamiento dinámico de las estructuras modeladas, así como los artificios y consideraciones hechas en los modelos con el fin de idealizar el caso real. En la sección final del capítulo se enlistan los alcances y recomendaciones del estudio en función de los supuestos considerados en el modelado de las estructuras, así como en el elemento de contacto.

#### 3.1 CONDICIONES INICIALES

El criterio que se siguió para el diseño de los edificios se basa en los siguientes supuestos:

- El proyectista diseñó un edificio sin patologías estructurales evidentes y sin considerar los efectos adversos que se generarían por golpeteo.
- Se cumplió con la normatividad vigente al año de construcción de cada edificación.
- La estructuración interna de los edificios se consideró regular y simétrica.

Para la obtención de las dimensiones de las crujiás, distribución de columnas, alturas de los edificios para edificios colapsados o demolidos se emplearon fotografías y se realizaron mediciones con ayuda de software e imágenes satelitales; sólo en el caso del edificio en *Ámsterdam 27* se realizó una visita de campo para la medición de fachada y columnas ya que este edificio aún existe y está bajo un procedimiento de rehabilitación. Una vez realizado un predimensionamiento de los elementos estructurales, así como decidido su distribución en planta se procedió a hacer un diseño según el año de edificación. La Tabla 3.1 muestra el año de construcción para las estructuras seleccionadas y la correspondiente versión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) vigente para la época; fuese la versión de 1966 o 1976 ((Eber Godínez, Arturo Tena, 2005)).

**Tabla 3.1 Reglamento vigente al año de construcción de las edificaciones analizadas**

Edificio	Año de construcción	Reglamento
Ámsterdam 25	1973	RCDF (19/11/1966)
Ámsterdam 27	1970	RCDF (19/11/1966)
Álvaro Obregón 284	1975	RCDF (19/11/1966)
Álvaro Obregón 286	1977	RCDF (19/11/1976)
Álvaro Obregón 290	1975	RCDF (19/11/1966)

En caso de información imprecisa o no disponible del reglamento de diseño se estimará la estructura con el inmediato siguiente, 1976 para todos los casos. Como el reglamento RCDF 1976 fue el primero en incluir el concepto de factor de comportamiento sísmico (Eber Godínez, Arturo Tena, 2005) los límites

permisibles son poco comparables con las versiones anteriores a este reglamento, sin embargo para estructuras de ductilidad 4 la meseta del espectro de diseño (0.063) es similar a la ordenada espectral indicada en el reglamento de 1966 (0.08).

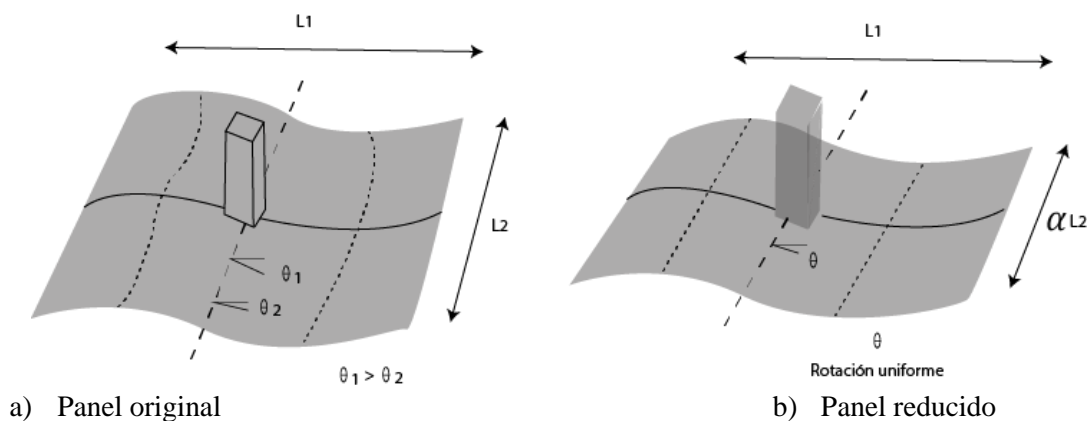
### 3.2 MÉTODO DE LA VIGA EQUIVALENTE

Una de las limitaciones del software utilizado para la simulación (ETABS, 2018) es su imposibilidad de emplear modelos de plasticidad concentrada en elementos área (losas y muros), por ello, se empleó el método de viga equivalente para idealizar el sistema de losas planas como marcos resistentes. El método consiste en transformar la sección de la losa en una serie de vigas anchas en toda la planta estructural.

En la Figura 3.1 se aprecia la idea general del método anteriormente mencionado. Se define como  $l_1$  a la longitud en la dirección de análisis de cada viga transformada, por su parte  $l_2$  es la dirección transversal y la que se reduce respecto a tablero original. No existe un método universal para modelar las vigas equivalentes ya que este método se basa en resultados experimentales y existen numerosos estudios validados por modelos probados que difieren entre sí, algunos de los más comunes son:

Método de MacGregor: La planta estructural se divide en tableros los cuales se clasifican como tableros exterior e interior según se muestra en la Figura 3.2.a, además se identifican las regiones de momento positivo y negativo según la convención que se muestra en la Figura 3.2.b. Con esta información se define un factor de reducción  $\alpha$  según se esté en los siguientes casos (Kudama, 2015):

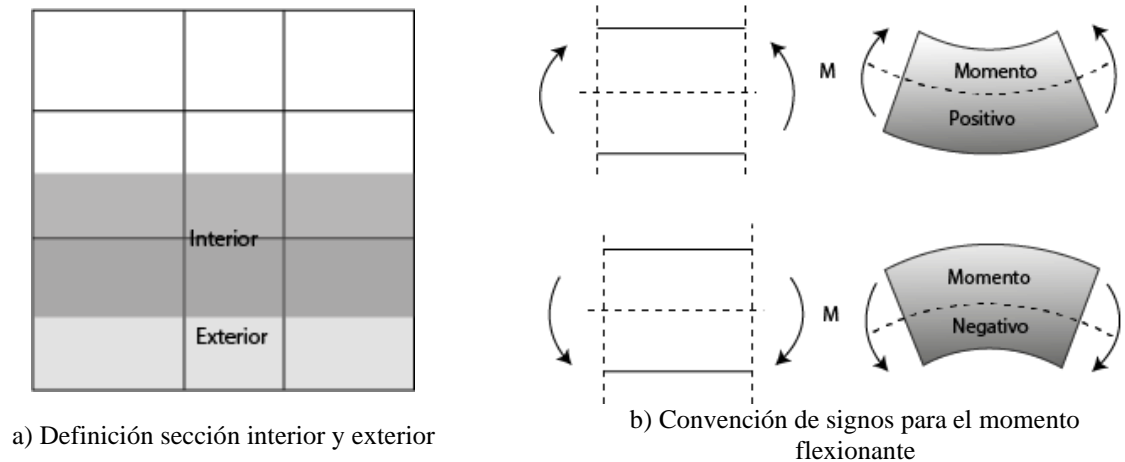
- En regiones de momento negativo en columnas interiores y para todas las regiones de momento positivo (interior y exterior) se recomienda  $\alpha$  igual a 0.5.
- En regiones de momento negativo ubicadas en soportes exteriores se recomienda un valor de  $\alpha$  igual a 0.2.
- En regiones de momento positivo en soportes exteriores en caso de no haber una viga perimetral se toma  $\alpha$  igual a 0.2. En caso de haber se interpolará entre 0.2 y 0.5 en función de la rigidez torsional.
- Para valores pequeños de  $\alpha$  se debe verificar que  $\alpha l_2$  sea como mínimo la dimensión menor de la columna  $c_2$  más un medio de la dimensión mayor  $c_1$  (Figura 3.3).



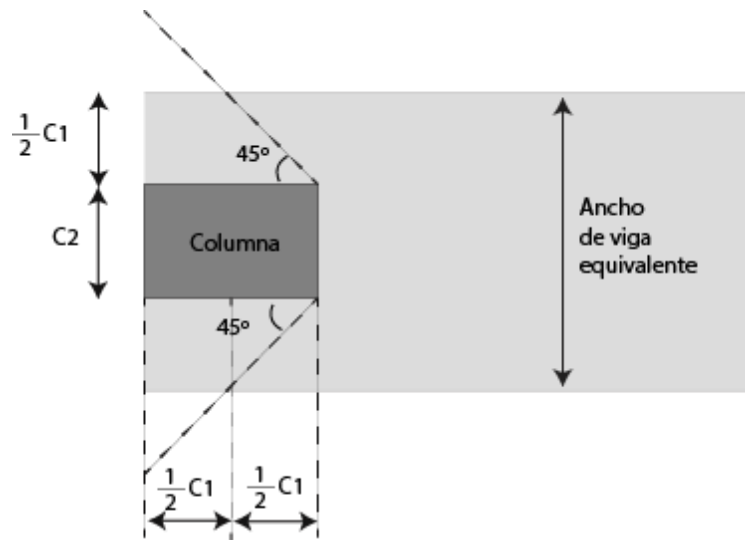
**Figura 3.1 Método de la viga equivalente: Reducción del ancho efectivo del tablero de la losa por medio de un factor  $\alpha$  (Kudama, 2015).**



El método distingue también los apoyos interiores y exteriores, estos se definen en función de la posición de la columna en la planta. Así, las columnas ubicadas en esquina son catalogadas como exteriores y se les asocia un valor de  $\alpha$  igual a 0.2. Una diferencia importante respecto al comportamiento original de la losa, es que la deformación a lo largo de una línea imaginaria paralela a la dirección de reducción pasa de tener rotaciones variables a una rotación uniforme (solo se forman deformaciones onduladas en el sentido de análisis).



**Figura 3.2 Convenciones y definiciones para aplicar el método de viga equivalente (Kudama, 2015).**



**Figura 3.3 Geometría de la sección mínima de viga equivalente en valores bajos de  $\alpha$ . (Kudama, 2015).**

Método de Luo y Durrani (Kudama, 2015): Propone una expresión para determinar  $\alpha$  en función de la relación de aspecto de las columnas, las losas y de la magnitud de la carga gravitacional:

$$\alpha_i = [1 - 0.4(v_g / 4A_c \sqrt{f_c})] \left( \frac{1.02(C_1/l_2)}{0.05 + 0.002[l_1/l_2]^4 - 2[c_1/l_1]^3 - 2.8[c_1/l_1]^2 + 1.1[c_1/l_1]} \right) \quad (3.1)$$

Donde

$v_g$	Cortante total en la unión debida a la carga gravitacional
$A_c$	Área de la losa de la sección crítica
$f^c$	Resistencia a la compresión del concreto
$C_1, l_{1,2}$	Dimensiones en la conexión losa, columna

(Banchik, 1987) propone los siguientes valores de alfa para paneles interiores y exteriores:

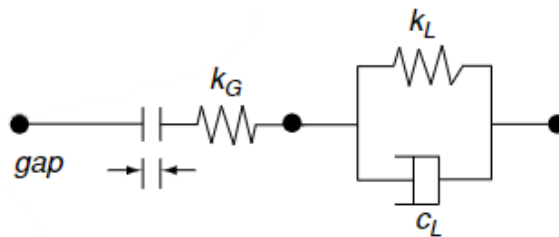
$$\alpha_{\text{ext}} = 5 \frac{c_1}{l_1} + \frac{1}{4} \frac{l_1}{l_2} \qquad \alpha_{\text{int}} = 5 \frac{c_1}{l_1} + \frac{1}{4} \frac{l_1}{l_2}$$

Otros autores proponen diferentes expresiones. Sin embargo, por facilidad de aplicación en el modelo se optó por emplear el método propuesto por MacGregor.

### 3.3 MODELADO DE LOS EDIFICIOS DE ESTUDIO

#### 3.3.1 Elemento de contacto

La Figura 3.4 muestra de manera esquemática el elemento de contacto de contacto empleado en la simulación. Para la estimación del coeficiente de restitución, el amortiguamiento, así como las constantes de los resortes se consultó el artículo presentado por (Anagnostopoulos, 1988) en el cual se hacen colisionar sistemas de un grado de libertad de distintas masas y materiales. En dicho artículo se presenta por primera vez una expresión matemática (3.2) para estimar el amortiguamiento en función del coeficiente de restitución entre los materiales colisionantes.



**Figura 3.4 Modelo de contacto: Elemento Gap más Kelvin-Voigt (Shakya & Wijeyewickrema, 2009).**

$$C_L = -2 \ln(e_r) \sqrt{\frac{k_L m_1 m_2}{[\pi^2 + (\ln(e_r))^2] (m_1 + m_2)}} \qquad (3.2)$$

Donde

$C_L$	Coeficiente de amortiguamiento
$e_r$	Coeficiente de restitución asociado a las superficies involucradas
$k_L$	Constante del resorte lineal
$m_1 m_2$	Masa de los elementos involucrados en la colisión

Para estructuras de concreto se recomienda usar los siguientes parámetros:

$$e_r = 0.65$$

$$k_L = 93,500 \text{ kN/m}$$

El valor de constante  $K_G$  no afecta la fuerza de impacto, sin embargo, se recomienda que sea al menos 100 veces mayor al de la constante del elemento lineal  $k_L$  con el fin de evitar problemas numéricos (Shakya & Wijeyewickrema, 2009).

### 3.4 REVISIÓN DE LOS EDIFICIOS CON LA NORMA VIGENTE AL 2020

Una vez diseñada la estructura con la normativa vigente en el año de construcción de los edificios, la revisión de las estructuras se hizo con la norma actual suponiendo que nuevos avances y resultados de las investigaciones mejoran continuamente la normatividad. Así las nuevas ecuaciones, coeficientes y parámetros evalúan de manera más precisa el comportamiento estructural de las construcciones.

Para iniciar la revisión se evaluaron los trece puntos indicados en el capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTC-Sismo). Gracias a la evaluación previa de las estructuras con mayor daño, éstas en principio no tienen problemas de irregularidad Tabla 3.2. Así y con el fin de ser breves, a continuación se presenta los resultados de la evaluación.

**Tabla 3.2 Evaluación de regularidad en edificios en la calle *Ámsterdam*.**

ID	Concepto	<i>Ámsterdam 27</i>	<i>Ámsterdam 25</i>
1	Muros paralelos	Planta rectangular, todos los muros son paralelos.	Planta rectangular, todos los muros son paralelos.
2	Relación altura/ancho	La relación es de 1.38 (menor que 4).	La relación es de 3 (menor que 4).
3	Relación largo/ancho	La relación es de 1.58 (menor que 4).	La relación es de 1 (menor que 4).
4	Salientes	No se tienen salientes.	No se modelaron salientes.
5	Diafragma rígido	Cumple con los requisitos de diafragma rígido (Sección 2.7 NTCDS).	Cumple con los requisitos de diafragma rígido (sección 2.7 NTCDS).
6	Abertura en planta	Abertura del 18% (Cumple con la sección 2.7 NTCDS)	No se tienen aberturas
7	Diferencia de masa	La masa de cada entrepiso consecutivo no es mayor al 120%	La masa de cada entrepiso consecutivo no es mayor al 120%
8	Irregularidad vertical	Edificio regular en elevación	Edificio regular en elevación
9	Continuidad de vigas/columnas	Losa plana	Losa plana
10	Altura de columnas	Todas las columnas tienen la misma altura	Todas las columnas tienen la misma altura
11	Rigidez lateral	La rigidez de entrepiso no difiere en más del 20% que la del piso contiguo	La rigidez de entrepiso no difiere en más del 20% que la del piso contiguo
12	Torsión	El edificio no tiene torsión,	El edificio no tiene torsión.
13	Resistencia de planta	El cociente resistencia/carga lateral es mayor al 85 al promedio de dicho cociente en todo el edificio.	El cociente resistencia/carga lateral es mayor al 85 al promedio de dicho cociente en todo el edificio.

Así se concluye que los edificios son regulares por lo que no serán afectados por el factor de irregularidad que estipula el reglamento. Se hace una evaluación similar a la anterior para el caso de golpeteo entre tres edificios ocurrido en la calle *Álvaro Obregón* (Tabla 3.3).

Se cumple con el criterio inicial en el que el edificio con mayor daño (*Álvaro Obregón 286*) cumple con los trece puntos. Sin embargo, el edificio en *Álvaro Obregón 284* incumple con los puntos 2) y 3) mientras que el edificio en *Álvaro Obregón 290* incumple con el 4). Por otra parte, en el dictamen de regularidad para todos los edificios son catalogados como “edificios regulares” ya que los puntos 2) y 3) pueden incumplirse sin afectar la regularidad en ausencia de agravantes, sin embargo, según la sección 2.7 de las NTCDS – 2020, la planta irregular o alargada no cumple con los criterios de diafragma rígido.

Contrario a esto, se optó por modelar como diafragmas rígidos todos los edificios pues permiten eficientizar el análisis, además, ninguno de los edificios afectados es el edificio de análisis (el de mayor daño) y se presume que la variación de los resultados resulte marginal al tener disposiciones en planta de la misma longitud que restringen las deformaciones de la planta durante el golpe. Más aún, dadas las condiciones de la planta del edificio esbelto es sensato suponer juntas constructivas en algún punto de su longitud que no son apreciables en la fachada ni en las imágenes satelitales a las que se tuvo acceso para el modelado de los edificios.

**Tabla 3.3 Evaluación de regularidad en edificios en la calle Álvaro Obregón.**

ID	Concepto	Álvaro Obregón 284	Álvaro Obregón 286	Álvaro Obregón 290
1	Muros paralelos	Planta rectangular, todos los muros son paralelos.	Planta rectangular, todos los muros son paralelos.	Planta rectangular, todos los muros son paralelos.
2	Relación altura/ancho	La relación es de 4.44 (No cumple)	La relación es de 1.39 (menor que 4).	La relación es de 3 (menor que 4).
3	Relación largo/ancho	La relación es de 5.55 (No cumple)	La relación es de 1.25 (menor que 4).	La relación es de 1.89 (menor que 4).
4	Salientes	No se tienen salientes.	No se modelaron salientes.	Al tener forma de "L" el edificio tiene irregularidad en planta.
5	Diafragma rígido	Cumple con los requisitos de diafragma rígido (Sección 2.7 NTCDS).	Cumple con los requisitos de diafragma rígido (sección 2.7 NTCDS).	Cumple con los requisitos de diafragma rígido (sección 2.7 NTCDS).
6	Abertura en planta	No tiene aberturas	No se tiene aberturas	No se tiene aberturas
7	Diferencia de masa	La masa de cada entrepiso consecutivo no es mayor al 120%	La masa de cada entrepiso consecutivo no es mayor al 120%	La masa de cada entrepiso consecutivo no es mayor al 120%
8	Irregularidad vertical	Edificio regular en elevación	Edificio regular en elevación	Edificio regular en elevación
9	Continuidad de vigas/columnas	Losa plana	Losa plana	Todas las vigas descansan en columnas
10	Altura de columnas	Todas las columnas tienen la misma altura	Todas las columnas tienen la misma altura	Todas las columnas tienen la misma altura
11	Rigidez lateral	La rigidez de entrepiso no difiere en más del 20% que la del piso contiguo	La rigidez de entrepiso no difiere en más del 20% que la del piso contiguo	La rigidez de entrepiso no difiere en más del 20% que la del piso contiguo
12	Torsión	El edificio no tiene torsión	El edificio no tiene torsión	El desplazamiento lateral en planta no excede el 20% del promedio de la misma.
13	Resistencia de planta	El cociente resistencia/carga lateral es mayor al 85 al promedio de dicho cociente en todo el edificio.	El cociente resistencia/carga lateral es mayor al 85 al promedio de dicho cociente en todo el edificio.	El cociente resistencia/carga lateral es mayor al 85 al promedio de dicho cociente en todo el edificio.

Posteriormente se hizo un análisis modal espectral con el espectro de diseño requerido con las normas NTC-Sismo. El coeficiente sísmico se obtiene con la herramienta SASID en función de las coordenadas de cada edificio Figura 3.5, como ejemplo se muestra también los parámetros dinámicos en Álvaro Obregón 286. El resultado del análisis fue que ningún edificio de losas planas cumplió con las distorsiones límites (0.005), esto es un resultado esperado dadas las condiciones de diseño en el reglamento aplicable en el año de construcción. En posteriores capítulos se retomará el análisis con la norma actual.

**Tabla 3.4 Comparación de distorsiones permisibles para losas planas.**

Reglamento	Distorsión permisible (Q=4)
RCDF 1976/1966	0.016
RCDF (NTC-Sismo) 2020	0.005

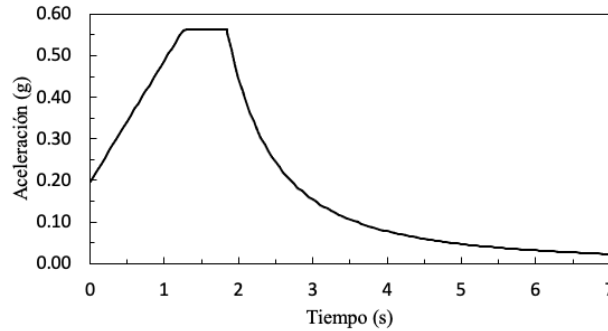


Figura 3.5 Espectro de diseño para zona III en la Ciudad de México, 2020.

Tabla 3.5 Parámetros de sitio en Álvaro Obregón 286.

$a_0$	$c$	$T_a$	$T_b$	$k$
341	1012	1.3	2.3	0.231

### 3.4.1 Golpeteo entre dos edificios

#### Ámsterdam 25

Se trata de un edificio de 4 niveles con un sistema estructural de losas planas. El uso del edificio es para departamentos, tiene una planta alargada que se extiende hasta 40 metros de profundidad con una fachada de apenas 9 metros. Sin embargo, el tipo de daños sufridos por este edificio sugieren que la cabecera del edificio se comportó dinámicamente independiente del cuerpo posterior, en la Figura 3.6 se puede observar prácticamente intactas las escaleras que unen ambos cuerpos. Por lo anterior, para este edificio únicamente se modeló el mencionado cuerpo frontal, con planta de 9 por 9 metros supuesta mediante imágenes satelitales. De dichas imágenes se observa que el sistema estructural es del tipo losa plana con un ábaco en las columnas frontales, el cual se consideró para todas las columnas de la planta.



Figura 3.6 Fotografía del colapso del edificio en Amsterdam 25.

Al ser un edificio antiguo además de la falta información de pruebas en corazones de concreto del edificio se consideró un concreto de segunda clase con una resistencia a la compresión de 200 kgf/cm<sup>2</sup> y un módulo de elasticidad estimado con la ecuación (3.3):

$$E = 8000\sqrt{f'c} \tag{3.3}$$

$$E = 113\,137 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$$

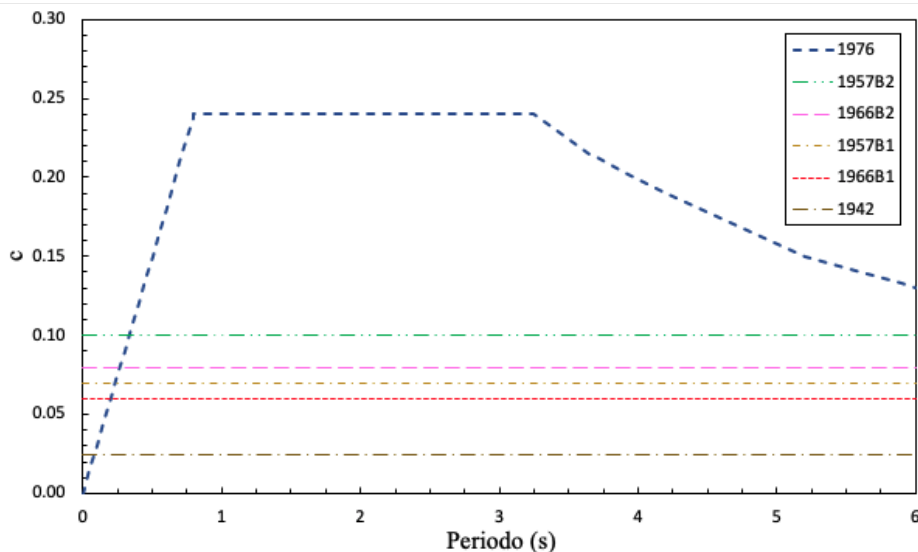
El peso volumétrico del concreto se consideró de 2400 kg/cm<sup>3</sup>. La fluencia del acero se consideró de f<sub>y</sub>=4200 kgf/cm<sup>2</sup> y un módulo de elasticidad de 20 389 kgf/m<sup>2</sup> (200 GPa).

El reglamento vigente a la época fue el publicado el 24 de enero de 1966. En este reglamento aún no se introducía el concepto de factor de comportamiento sísmico Q ni el factor de reducción de fuerzas sísmicas Q' (Eber Godínez, Arturo Tena, 2005). Para el diseño sísmico se proporcionan dos coeficientes sísmicos según la función de los muros como se muestra en la Tabla 3.6

**Tabla 3.6 Coeficiente sísmico c RCDF 1966.**

Número de niveles	Muros ligados (B1)			Muros desligados (B2)		
	Zona I	Zona II	Zona III	Zona I	Zona II	Zona III
<5	0.04	0.06	0.06	0.08	0.08	0.08
6 a 10	0.04	0.06	0.06	0.08	0.08	0.08
11 a 15	0.04	0.06	0.06	0.08	0.08	0.08
16 a 20	0.04	0.06	0.06	0.08	0.08	0.08

El edificio se encuentra en zona III (zona de lago) con un coeficiente sísmico 0.08 valor que se mantiene constante para distintos periodos, por lo que el espectro de diseño queda representado como una línea horizontal. La Figura 3.7 muestra una comparación entre los espectros de diseño para 1966 y 1976 para la zona de lago.



**Figura 3.7 Comparativa espectro elástico (Zona de lago), (Eber Godínez, Arturo Tena, 2005).**

La Tabla 3.7 lista las propiedades relevantes sobre las que se basó el sistema estructural del edificio.

**Tabla 3.7 Propiedades Ámsterdam 25.**

Edificio	Ámsterdam 25
Niveles	4
Material de construcción	Concreto
Sistema estructural	Losa plana maciza
Longitud de crujía en x.	3.00 m
No. Crujías en x	3
Longitud de crujías en y	3.00 m
No. Crujías en y	3
Altura de entrepiso	3.00 m
Tipo de golpeteo	Diafragma-Diafragma
Daño (caso real)	Colapso

El reglamento de la época solicita que el peralte mínimo para losas planas sea de 10cm cuando se usen ábacos y de 13cm cuando estos cumplan con (Santiago, 1977):

- Las dimensiones mínimas para los ábacos serán no menores que  $1/3L$  en la dirección correspondiente, y su peralte no será menor que  $1.3d$  ni mayor que  $1.5d$

Para la losa propuesta se calculan las condiciones mínimas:

$$\frac{1}{3}L_x = \frac{1}{3}L_y = \frac{1}{3}(3) = 1m$$

$$1.3d = 0.26m < \text{peralte} < 1.5d = 0.30m$$

De esta manera se eligen ábacos de 1m x 1m con 30 cm de espesor. Por otra parte, el diseño por carga vertical se realizó con el programa ETABS (Computers and Structures, 2011) para la combinación de carga que muestra la ecuación (3.4). Dicha combinación se indica en el artículo 240 del RCDF 1966 (Departamento del distrito federal, 1966):

$$1.4(W_{muerta} + W_m) \tag{3.4}$$

Donde

$W_{muerta}$  Carga muerta  
 $W_m$  Carga viva máxima

La estimación del peso propio de la estructura se realizó con el software y el peso muerto asociado a las instalaciones, acabados, muros desligados entre otros se determinó con una memoria de cálculo. Después de aplicar el método de la viga equivalente se escala el peso muerto de la estructura para empatar con el peso original de la estructura. Por su parte la carga viva se especifica en el capítulo 25 del reglamento de construcción vigente al año de construcción (Departamento del distrito federal, 1966), si se consulta la tabla del artículo 187 de dicho capítulo se observa que no se hace distinción por carga viva, máxima o instantánea. Comparando las cargas vivas especificadas en el reglamento de 1976, la magnitud de las cargas máximas y cargas vivas instantáneas (las usadas para el diseño) siempre es mayor que la condición más desfavorable que las del reglamento de 1966. Dado que en este capítulo se indican las cargas vivas como valores mínimos en este trabajo se usaron las cargas vivas especificadas en el RCDF 1976. La

Tabla 3.8 resume las cargas consideradas, el parámetro CMC se refiere a las cargas muertas calculadas, las cargas vivas siguen la misma nomenclatura que se adopta en el RCDF 2017.

**Tabla 3.8 Carga muerta y viva consideradas en el edificio *Ámsterdam 25*.**

Planta	CMC [kgf/cm <sup>2</sup> ]	W <sub>m</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	W <sub>a</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	W [kgf/cm <sup>2</sup> ]
1-3	332.7	166.8	90	70
Azotea	323.8	100	70	15

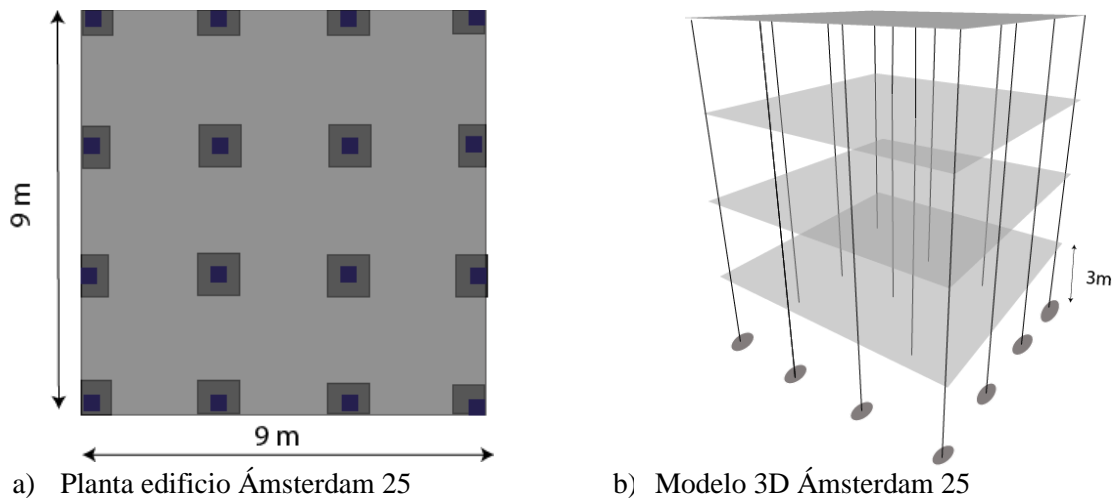
Para diseño sísmico se solicita considerar la carga muerta, la acción accidental y el valor instantáneo de la carga variable, lo anterior considerando un factor de carga de 1.1. La ecuación (3.5 es un ejemplo de para el caso de sismo en la dirección X en el sentido positivo, sin embargo, en el modelo se incluyó además el análisis en la dirección Y y en ambos sentidos para cada caso:

$$1.1(W_{muerta} + W_a \pm S_x \pm 0.3S_y) \quad (3.5)$$

Donde

W <sub>muerta</sub>	Carga muerta
W <sub>a</sub>	Carga viva instantánea
S <sub>x</sub>	Sismo en x
S <sub>y</sub>	Sismo en y

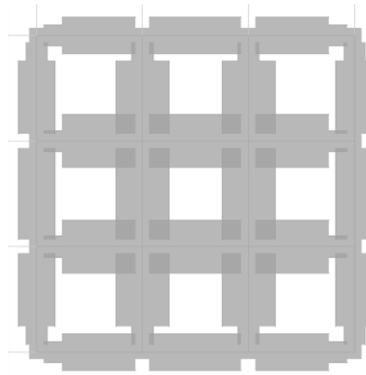
De manera similar, se emplea ETABS para la cuantificación del acero de refuerzo necesario para resistir dichas cargas sísmicas. Se procuró el criterio de diseño columna fuerte trabe débil, así como la falla dúctil de los elementos estructurales. No se realiza un diseño a detalle de la estructura ya que el objetivo de este estudio es simular el comportamiento dinámico de los edificios existentes. La sección en planta y elevación del edificio se observan en la Figura 3.8. Como prediseño se consideró columnas de 40x40, el espesor de la losa de 20 cm,



**Figura 3.8 Modelado *Ámsterdam 25*.**

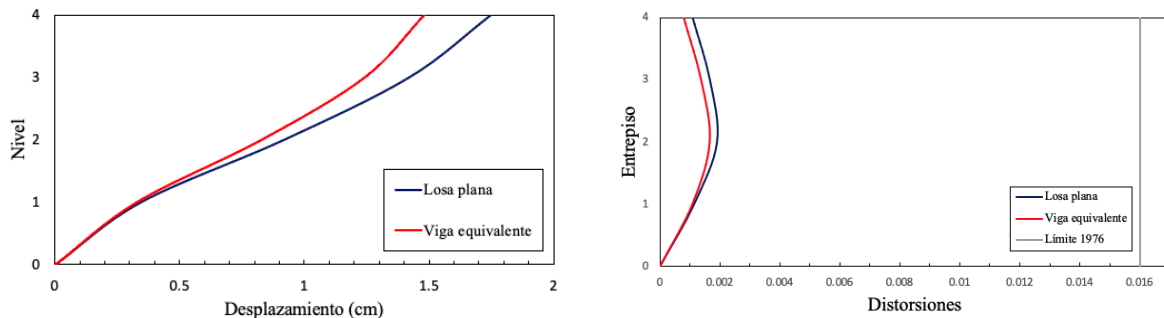
Aplicando la metodología propuesta por MacGregor para transformar las losas a un sistema de vigas equivalentes se obtienen la planta estructural que se muestra en la Figura 3.9.





**Figura 3.9** Planta de edificio en Ámsterdam 25 con el método de viga equivalente.

La Figura 3.10 muestra la comparación de los dos sistemas, en el eje horizontal se representan los desplazamientos máximos por nivel. La diferencia mayor se observa en el piso 4, esta puede deberse que al modelar la losa plana se supuso una degradación del momento de inercia de las vigas uniforme de  $0.5I$ , sin considerar el  $0.33I$  que se recomienda en las regiones de momento negativo. Además de diferencias poco controlables que se presentan al cambiar el diafragma del edificio original.



a) Perfil de desplazamiento

b) Perfil de distorsiones de entrepiso

**Figura 3.10** Comparación de respuesta dinámica modal espectral del sistema de losa plana y viga equivalente.

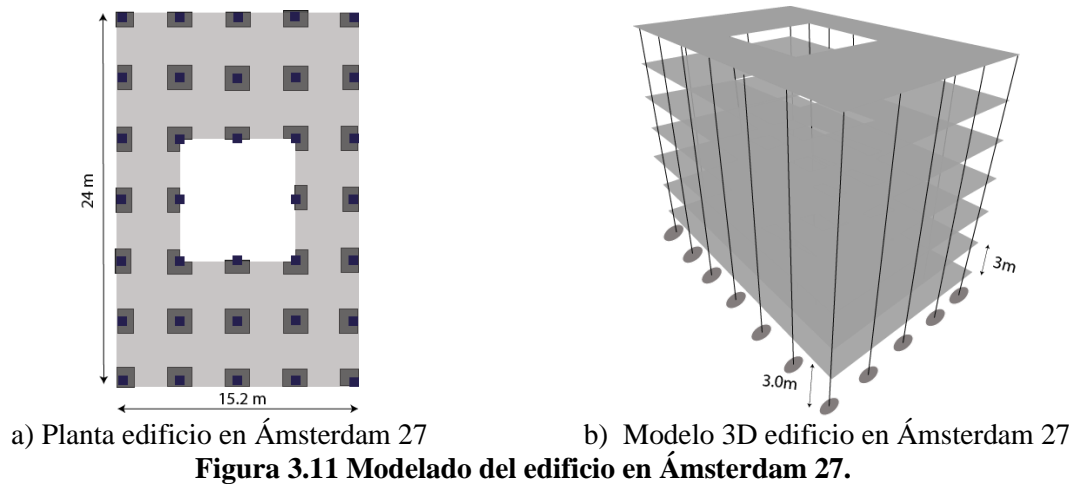
### Ámsterdam 27

Edificio de 7 niveles de uso habitacional, como en el caso anterior su sistema estructural es de losa plana con capiteles. Las propiedades mecánicas de los materiales empleados son iguales a los usados en Ámsterdam 25 ya que su año de construcción es similar. Por imágenes satelitales se observa que el edificio cuenta con una abertura al centro la cual se supuso del 18% de la planta.

En el diseño final de este edificio se tienen dos secciones de columnas, de los pisos 1 a 4 la sección es de  $60 \times 60$  cm y en los pisos superiores de  $50 \times 50$  cm. La Tabla 3.9 resume las cargas consideradas en el edificio.

**Tabla 3.9** Carga muerta y viva considerada para Ámsterdam 27.

Planta	CMC [ $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ]	$W_m$ [ $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ]	$W_a$ [ $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ]	$W_m$ [ $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ]
1-6	310.19	147.11	90	70
Azotea	172.34	100	70	15

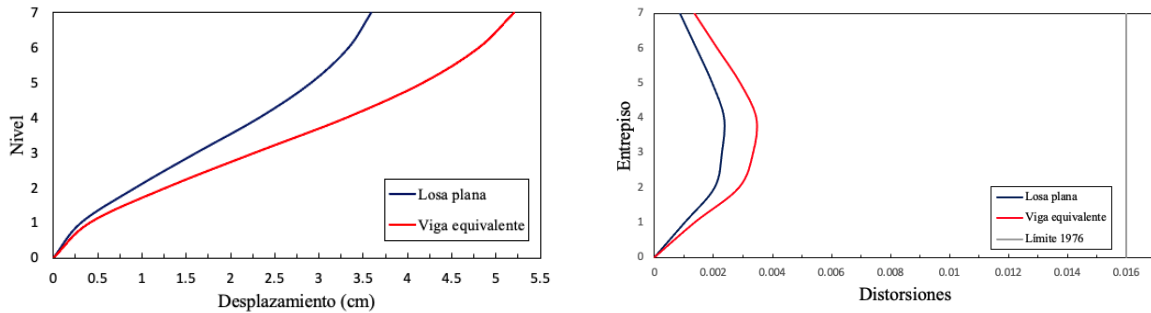


En este edificio en particular se encuentra en rehabilitación por lo que se pudo hacer una visita al sitio para determinar con mejor aproximación la dimensión de los elementos estructurales, las demás propiedades que se resumen en la Tabla 3.10, ajustes en el modelo se realizaron en función del espectro de diseño presentado en la primera sección del presente capítulo.

**Tabla 3.10 Propiedades del edificio en Ámsterdam 27.**

Edificio	Ámsterdam 27
Niveles	7
Material de construcción	Concreto
Sistema estructural	Losa plana nervada
Longitud de crujía en x.	3.80 m
No. Crujías en x	4
Longitud de crujías en y	4.00 m
No. Crujías en y	6
Altura de entrepiso	3.00 m
Tipo de golpeteo	Diafragma-Diafragma
Daño (caso real)	Grave

La planta estructural del edificio se muestra en Figura 3.11, para la formación del sistema de vigas equivalentes se siguió un procedimiento similar al de Ámsterdam 25 por lo que se omite entrar en una descripción detallada. La respuesta al espectro de diseño de 1966 se observa en la Figura 3.12 para ambos casos, se aprecia que la diferencia es mayor que la obtenida en Ámsterdam 25. Juline (Christine, 2011) indica que una probable fuente de diferencias en el comportamiento dinámico en estructuras con elementos equivalentes es la redistribución de masas que hace el programa, además de que se observa una mayor rigidez cuando se modela de manera explícita la losa. Por lo que es común esperar un reordenamiento de los modos de vibrar, así como una modificación de la respuesta global de la estructura.



a) Perfil de desplazamiento

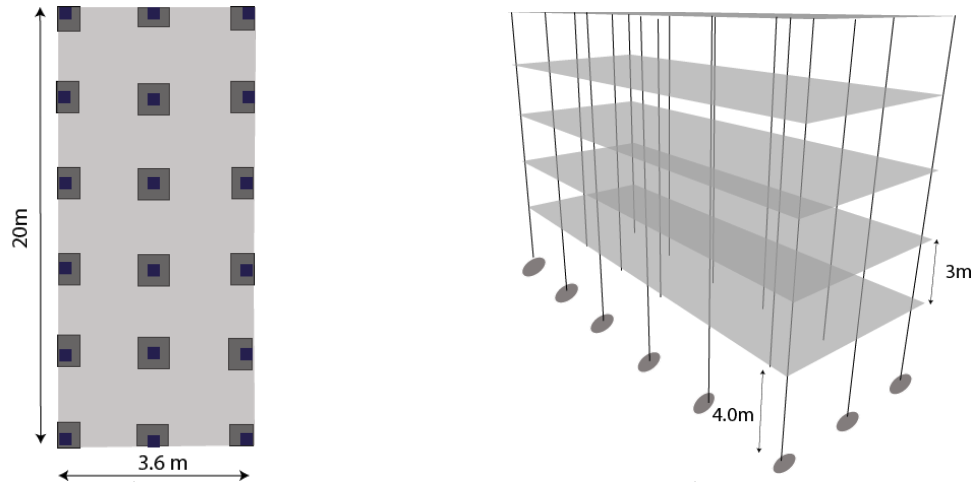
b) Perfil de distorsiones

**Figura 3.12 Comparación de respuesta dinámica modal espectral del sistema de losa plana y viga equivalente en Amsterdam 27.**

### 3.4.2 Golpeteo entre tres edificios

#### Álvaro Obregón 284

Edificio esbelto de 5 plantas con un sistema estructural de losa plana (Figura 3.13). Dado el año de construcción del edificio los parámetros de diseño son similares a los presentados para el caso de golpeteo en la calle Amsterdam.



a) Planta edificio Álvaro Obregón 284

b) Edificio 3D Álvaro Obregón 284

**Figura 3.13 Planta y elevación edificio en Álvaro Obregón 284.**

Similar a los otros modelos se supone una distribución de planta regular y sólo se hace la distinción entre planta tipo y azotea, la estimación de las cargas vivas se estiman con el código de 1976.

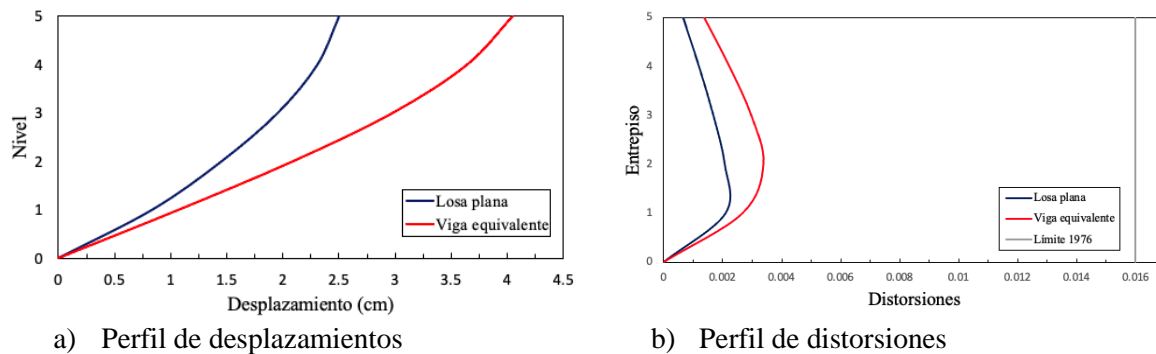
**Tabla 3.11 Carga muerta y viva del edificio en Álvaro Obregón 284.**

Planta	CMC [kgf/cm <sup>2</sup> ]	W <sub>m</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	W <sub>a</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	W [kgf/cm <sup>2</sup> ]
1-4	389.133	155	90	70
Azotea	153.78	100	70	15

**Tabla 3.12 Propiedades de edificio en Álvaro Obregón 284.**

Edificio	Álvaro Obregón 284
Niveles	5
Material de construcción	Concreto
Sistema estructural	Losa plana nervada
Longitud de crujía en x.	3.60 m
No. Crujías en x	2
Longitud de crujías en y	4.00 m
No. Crujías en y	5
Altura de entrepiso	3.00 m (4.00 m planta baja)
Tipo de golpeteo	Piso-Columna
Daño (caso real)	Grave

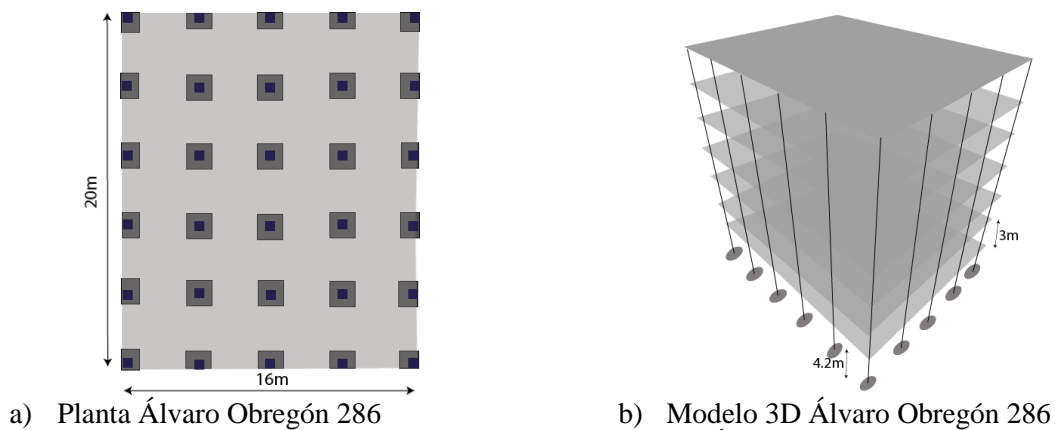
En este edificio la diferencia entre el modelo equivalente es más marcada que los anteriores (Figura 3.14).



**Figura 3.14 Comparación de respuesta dinámica al espectro de diseño del sistema de losa plana y viga equivalente en Álvaro Obregón 284.**

### Álvaro Obregón 286

Edificio de 7 niveles, con un sistema de losas planas y columnas de concreto reforzado. Del caso de golpeteo en Álvaro Obregón este edificio ocupa la posición central y el que resultó más dañado (colapso total). La planta y elevación se muestra en la Figura 3.15.



**Figura 3.15 Modelado del edificio ubicado en Álvaro Obregón 286.**

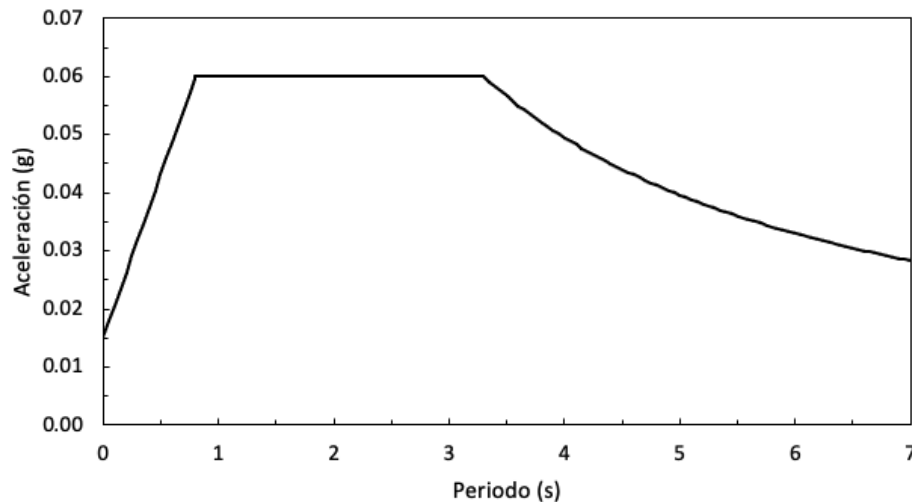
Por el año de construcción para este edificio ya se empleó el espectro de diseño indicado en el reglamento de 1976. Se tomó  $Q=4$  al considerar un diseño dúctil de la estructura, según (Jara-Guerrero et al., 2020) este factor de comportamiento sísmico era ampliamente usado en el diseño de ductilidad en edificios construidos en años cercanos a 1976. La Figura 3.16 muestra el espectro de diseño para zona de lago.

**Tabla 3.13 Carga viva y carga muerta en Álvaro Obregón 286.**

Planta	CMC [ $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ]	$W_m$ [ $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ]	$W_a$ [ $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ]	$W$ [ $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ]
1-6	257	143.47	90	70
Azotea	172.34	100	70	15

**Tabla 3.14 Propiedades del edificio en Álvaro Obregón 286.**

Edificio	Álvaro Obregón 286
Niveles	7
Material de construcción	Concreto
Sistema estructural	Losa plana maciza
Longitud de crujía en x.	4.00 m
No. Crujías en x	4
Longitud de crujías en y	4.00 m
No. Crujías en y	5
Altura de entrepiso	3.00 m (4.20 m Primera planta)
Tipo de golpeteo	Piso-Columna
Daño (caso real)	Colapso



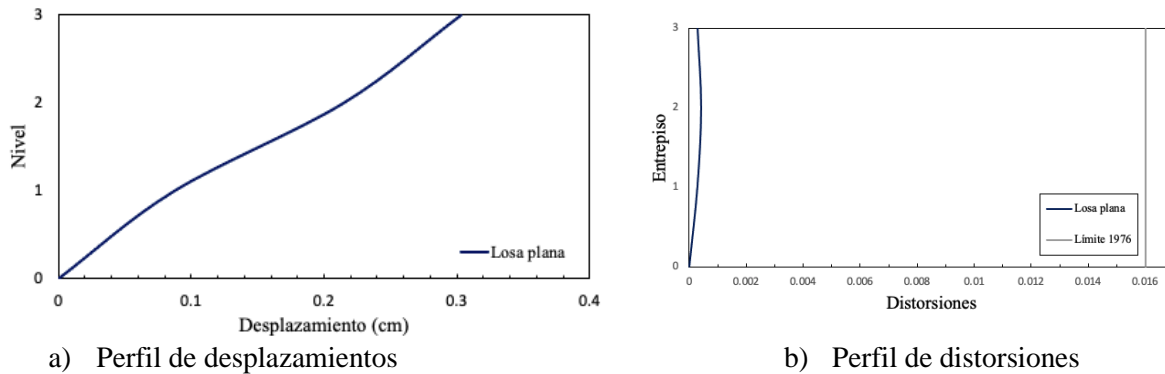
**Figura 3.16 Espectro de diseño 1976.**

Similar a los otros edificios, la viga equivalente altera considerablemente las propiedades dinámicas de la estructura (Figura 3.17).



**Tabla 3.16 Propiedades del edificio en Álvaro Obregón 290.**

Edificio	Álvaro Obregón 290
Niveles	3
Material de construcción	Concreto
Sistema estructural	Marcos resistentes
Longitud de crujía en x.	3.60 m
No. Crujías en x	5
Longitud de crujías en y	4.00 m
No. Crujías en y	5
Altura de entrepiso	3.00 m
Tipo de golpeteo	Piso-Columna
Daño (caso real)	Menor



**Figura 3.19 Respuesta dinámica modal espectral del sistema de marcos resistentes del edificio en Álvaro Obregón 290.**

### 3.5 Análisis dinámico no lineal paso a paso

Para modelar el golpeteo se optó por hacer un análisis no lineal tiempo historia ya que permite ver la respuesta local de la estructura y el grado de degradación de los elementos estructurales involucrados. Con el fin de conocer si el daño fue causado por los impactos generados por el golpeteo, se simularon los 5 edificios de manera aislada, así como con el modelo de contacto según la configuración del golpeteo en cada caso.

Por recomendación del fabricante del software (Computers and Structures, 2011) cuando se modela el elemento de contacto se obtiene resultados más precisos empleando el método de solución “Fast Nonlinear Analysis” también conocido como FNA para hacer el análisis tiempo-historia. Sin embargo, para el análisis de Álvaro Obregón 286 se tuvo que emplear un análisis de integración directa paso a paso con eigenvalores ya que se evitaban de esta manera problemas de convergencia, aunque esto representó una mayor demanda computacional.

Dado que todos los edificios involucrados están ubicados en la misma zona se empleó la misma señal de análisis. La Figura 3.20 muestra un mapa en el que se señalan la ubicación de los edificios involucrados (el caso de colapso) y las estaciones acelerométricas más cercanas. La estación Cibeles se encuentra a 0.4km de Álvaro Obregón mientras que el Centro Urbano Juárez a 1.3 km y SCT a 3km de distancia. Por esta razón se empleó para el análisis la señal de Cibeles, además, según el espectro de respuesta de la misma esta señal es la más demandante para las estructuras que presentaron mayor daño.



Figura 3.20 Estaciones acelerométricas cercanas a la zona de estudio.

En la Figura 3.21 se muestra el acelerograma registrado en sus dos componentes para el sismo del 19 de septiembre del 2017.

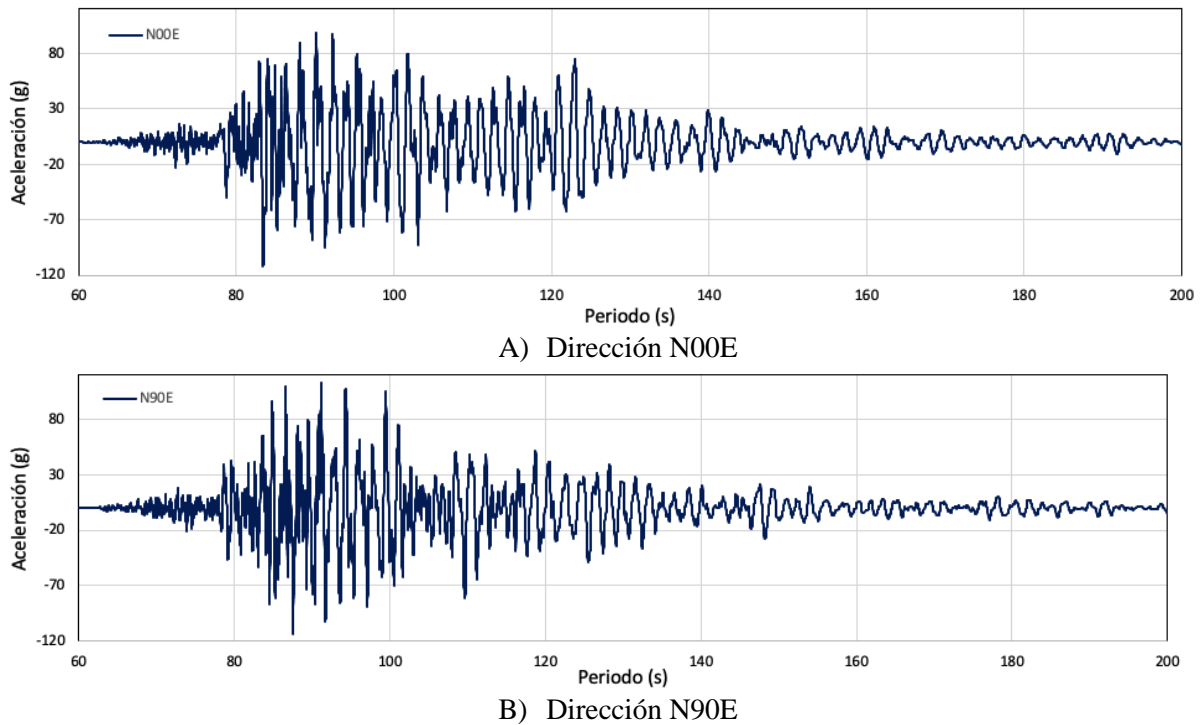


Figura 3.21 Acelerogramas registrados en la estación Cibeles, Sismo 19 de septiembre 2017.

Para construir el espectro de respuesta de las señales se empleó el método  $\beta$  de Newmark ( $\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{4}$ ). La Figura 3.22 presenta los espectros considerando un amortiguamiento del 5% para las tres estaciones cercanas a los edificios modelados para las dos direcciones horizontales. Se señalan, además, con líneas verticales el periodo natural del modo de vibrar principal de las estructuras involucradas.



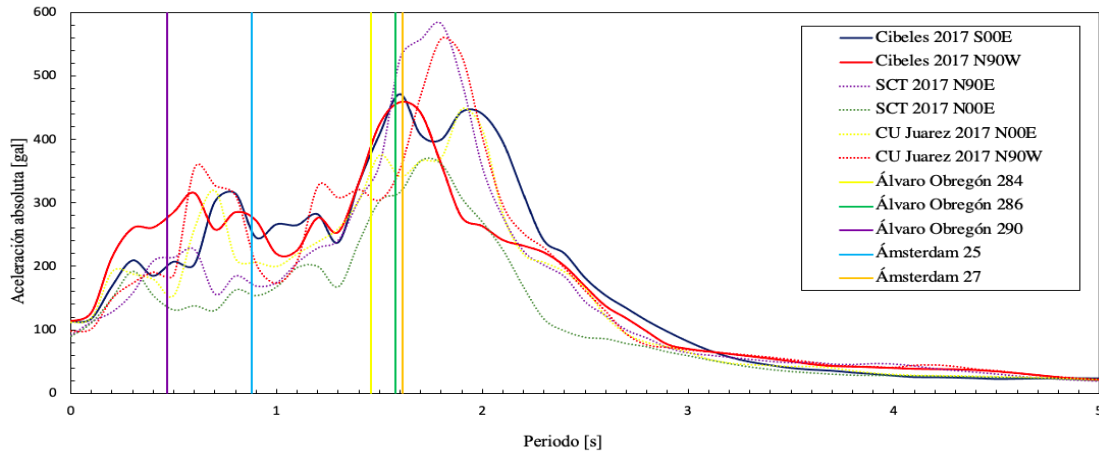


Figura 3.22 Espectro de respuesta de estaciones cercanas a los edificios de estudio.

### 3.5.1 Modelado de las articulaciones plásticas

Se asignaron dos tipos de articulaciones plásticas, las primeras diseñadas para las columnas colocadas al 10% y 90% de su longitud de extremo a extremo en cada entrepiso; las segundas para las vigas colocadas al 5% y 95% de su longitud libre entre columnas. Dichos porcentajes pretenden estimar el punto de formación de la articulación, ya que a diferencia de un modelo de fibra o de elemento finito en las rotulas plásticas se concentra todo el comportamiento no lineal del elemento. Las curvas de capacidad en ETABS se definieron de acuerdo al ASCE 41-17; en estas se designan 4 puntos de la curva de capacidad según se muestra en la Figura 3.23 y proporciona 3 niveles de desempeño en función de la rotación del elemento.

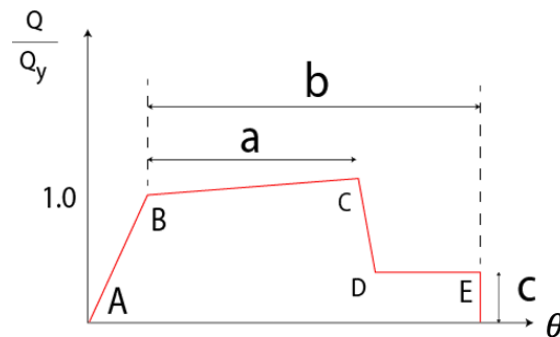


Figura 3.23 Curva de capacidad en articulaciones plásticas, ASCE 41-17.

A continuación, se detallan los tres niveles de desempeño:

- Ocupación inmediata: El elemento estructural presenta daño menor que puede ser reparado con facilidad y no representa un riesgo para la vida.
- Seguridad de vida: Indica que las demandas post-sísmicas han dañado considerablemente el elemento sin que este haya colapsado ya que aún mantiene una resistencia remanente. Los elementos que lleguen a este nivel de comportamiento pueden causar daño a sus habitantes. La estructura puede repararse, aunque en ocasiones es económicamente inviable.

- **Prevención de colapso:** Indica que la estructura sufrió un colapso parcial o total. En este punto los elementos sufren una alta degradación de su resistencia y deformaciones permanente. Existe un alto riesgo para la vida y no es viable la reparación de la estructura.

Se emplearon así, los tres niveles de desempeño para evaluar las 5 estructuras modeladas con un el análisis tiempo historia no lineal. Con el fin de verificar la seguridad de la estructura ante únicamente la excitación sísmica (caso sin golpeteo).

Los niveles de desempeño para vigas y columnas se ubican como deformaciones límite en la curva de capacidad. Su posición exacta está en función de las características geométricas y de diseño de la sección transversal de los elementos estructurales según lo dicta el capítulo 10 del ASCE 41-17.

### 3.6 Limitaciones

Con el fin de dar un panorama general del alcance del estudio realizado en esta investigación a continuación se discuten diferentes factores y suposiciones que delimitan la trascendencia de los resultados obtenidos.

- **Diseño de los edificios:**

Se supuso un factor de comportamiento sísmico,  $Q=4$ , (Jara-Guerrero et al., 2020) debido a las referencias bibliográficas disponibles. Sin embargo, según la normativa actual este puede ser un criterio demasiado conservador, en la que se solicita considerar  $Q=1$  para losas planas, por lo que las ductilidades de los edificios reales podrían ser menores a las consideradas.

- **Interacción suelo-estructura:**

Los apoyos del edificio se consideraron como restringidos en todas las direcciones (apoyos fijos). Investigadores como (Shakya & Wijeyewickrema, 2009) demuestran que la interacción suelo-estructura afecta significativamente la fuerza de impacto por lo que lo óptimo es incluirla en el estudio. En este caso, se optó por omitir dicho efecto ya que se recomienda el uso de softwares más especializados que además demandan una alta capacidad de recursos computacionales para obtener los resultados en un tiempo razonable. Además, también existen estudios como los presentados por Jeng que indican que el golpeteo es muy sensible a otros factores como la distancia del sismo, diferencia de alturas de los edificios adyacentes, diferencias de masas, separación, entre otros (Jeng & Tzeng, 2000), por lo que omitir la interacción suelo-estructura no imposibilita obtener respuestas relativas a los diferentes parámetros que intervienen en el fenómeno.

- **Modelado del elemento de contacto**

Como se indicó en el primer capítulo, no existe un modelo ideal para representar el elemento de contacto entre dos estructuras que colisionan. El modelo elegido cuantificará de manera distinta la energía disipada durante el periodo de aproximación y restitución, para las simulaciones en este estudio se empleó la función precargada en el software la cuál matemáticamente se expresa como:

$$f \begin{cases} k(d + s) & \text{si } d + s < 0 \\ 0 & \text{si } d + s > 0 \end{cases}$$

Donde

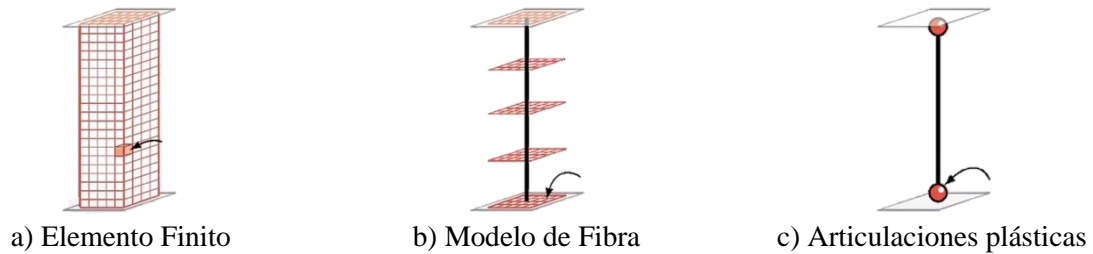
$f$  es la fuerza axial en el elemento

- d es la deformación interna total (del resorte  $d_k$  y del amortiguador  $d_c$ )
- s Separación inicial
- k Constante del resorte

Dicha función expresa de manera algebraica un elemento que cuantifica el golpeteo el cuál se activa cuando la distancia y la compresión del resorte se agotan, para simular la pérdida de energía se empleó, además el modelo viscoelástico Kelvin-voigt. La limitación que se tiene en este modelo de contacto es que presupone que la disipación de energía es uniforme durante todo el impacto ( $d + s < 0$ ), sin embargo, los estudios demuestran que el mayor porcentaje de energía liberada se da durante el periodo de restitución.

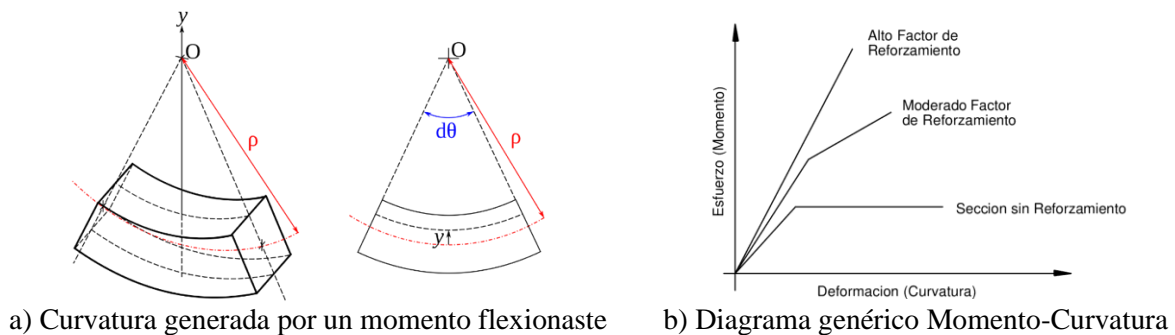
- Modelado de comportamiento no lineal

El modelado no lineal es capaz de mostrar todos los modos de deformación previos al colapso de la estructura. Así, a diferencia del modelo lineal, con el modelo no lineal se puede hallar el punto de formación de grietas, fluencia del acero, fallas por aplastamiento y otros fenómenos productos de las deformaciones locales en algún elemento estructural. Existen 3 métodos de modelado no lineal de una estructura. La Figura 3.24 muestra los diferentes grados de discretización de un elemento. El método más preciso se obtiene con un modelado de elemento finito, sin embargo, su uso no es práctico ya que es preciso conocer al nivel más fundamental el elemento estructural que se quiera modelar. En el otro extremo en el método de articulaciones plásticas se supone que es el comportamiento no lineal se concentra en dos puntos extremos del elemento.



**Figura 3.24 Métodos de modelado no lineal.**

De esta manera el método usado presenta sus propias limitantes al ser el modelado más idealizado. El comportamiento no lineal de un sistema puede introducirse desde la curva esfuerzo deformación de la estructura, sin embargo, en las articulaciones plásticas la no linealidad se indica en función de la sección transversal del elemento. La práctica común es representar el comportamiento del elemento con una gráfica momento curvatura, y si bien este es un resultado meramente experimental, también es común empleo de modelos computacionales que determinan la curva a partir de las dimensiones de la sección, Figura 3.25.

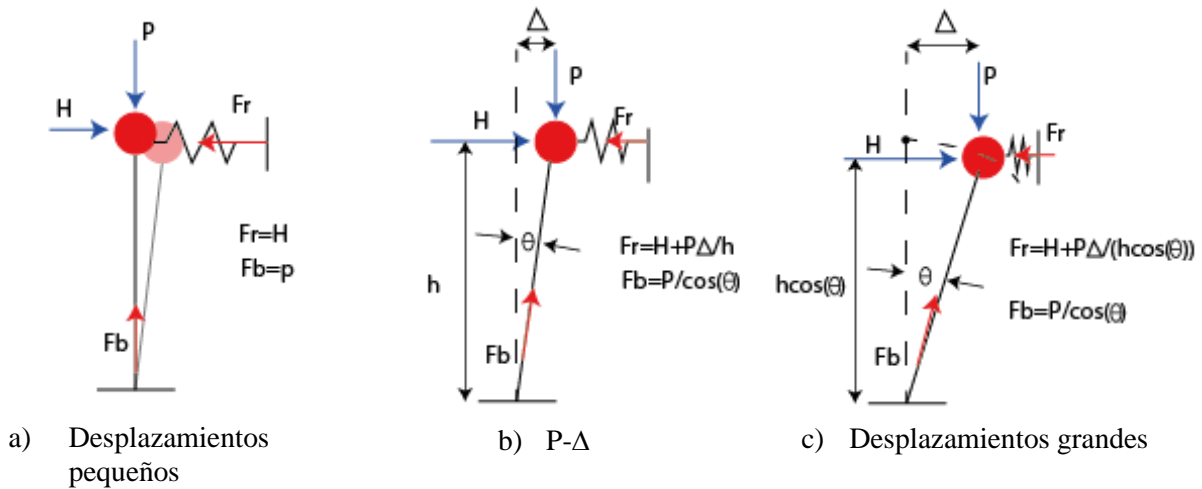


**Figura 3.25 Diagrama momento curvatura de un elemento estructural.**

Para el modelado de los elementos estructurales se optó por emplear el manual ASCE 41-17. En él se pueden obtener los parámetros de modelado no lineal, así como los criterios límites de seguridad estructural que están en función de rotaciones máximas. Sin embargo, se debe ser consiente que la mayor precisión se logra por medio de pruebas en laboratorio del edificio existente. Queda fuera del alcance de esta tesis el estudio de la teoría de comportamiento de los elementos estructurales por lo que se adoptan los parámetros del manual mencionado, los cuales están precargados de manera automática en ETABS.

Aunado a esto, otro factor que genera incertidumbre en los resultados proviene de la forma en que se introduce la no linealidad. Existen tres tipos de comportamiento no lineal, el primero está relacionado al comportamiento del material el cual es debido al comportamiento inelástico de los materiales constituyentes como concreto o acero que después de una deformación máxima describen un patrón esfuerzo-deformación diferente respecto a las deformaciones iniciales. El segundo efecto no lineal se debe a la geometría del sistema, como se observa en la Figura 3.26.a para desplazamientos pequeños del sistema la fuerza que recibe el resorte es apenas  $H$ , la fuerza perpendicular a esta ( $P$ ) no incrementa el esfuerzo sobre el elemento, esto se comprueba por los principios de la estática cuando hacemos que  $\Delta$  tienda a 0.

La Figura 3.26.b muestra en caso en que los desplazamientos no son despreciables, y se introduce un desplazamiento  $\Delta$  en dirección horizontal. Así  $P$  es excéntrica al apoyo, de modo que, para que el sistema esté en equilibrio por sumatoria de momentos en el sistema se comprueba que la fuerza en el resorte ahora es  $H + P\Delta$ , este ya no es un comportamiento lineal y es conocido como efecto  $P-\Delta$ . Sin embargo, aún esta es una aproximación ya que en realidad el desplazamiento horizontal es solo la proyección de la trayectoria de la masa concentrada. La trayectoria real de la partícula define un arco o sección de circunferencia como se aprecia en la Figura 3.26.c, nuevamente por estática se puede demostrar que la fuerza sobre el resorte es  $H + P\Delta/h\cos(\theta)$ , este comportamiento geométrico no lineal es conocido como desplazamientos reales.



**Figura 3.26 Efectos de segundo orden en las estructuras.**

Por la discusión anterior es claro que al no incluir los efectos inducidos por desplazamientos reales o por la idealización  $P-\Delta$  los resultados se vuelven menos exactos. En particular, en este estudio esperan grandes desplazamientos en algunos modelos en función de la proporción de masas de los edificios adyacentes es ahí en donde se espera menor precisión. El modelado de dichos efectos demanda una alta capacidad de computación y el tiempo de ejecución de los modelos no sería manejable.

- Limitaciones propias del software

La principal limitación del modelo no lineal de los edificios de losas planas es que ETABS no permite el modelado no lineal de elementos tipo área (losas, ábacos, muros) por lo que el modelo original se sustituye por uno equivalente. Un artificio común es modelar los muros o losas como elementos viga esbeltos con ayuda de la herramienta “section designer” y así poder asignar articulaciones o fibras en estos nuevos elementos con el fin considerar el comportamiento histerético de los elementos estructurales.

Para este proyecto se empleó el método de la viga equivalente el cuál se admite en el ASCE 41-17 que es un manual que reúne resultados experimentales y teóricos para definir la gráfica momento-curvatura de la sección del elemento estructural. Sin embargo, se aprecia una diferencia considerable respecto al edificio original, en particular se hace más flexible al eliminar la losa y sustituirla con vigas del mismo espesor con un ancho de fracción del claro del tablero.

- Método de viga equivalente

Los resultados provenientes de este análisis de deben tomar con reserva ya que son en su mayoría experimentales y para este estudio se empleó el modelo más simple que es el propuesto por MacGregor (Kudama, 2015). En un diseño a detalle se debe incluir además elementos de torsión en los nodos, esto debido a que en las uniones losa plana-columna una fracción de los momentos no están balanceados y se transfieren por torsión. Existen tres métodos que permiten considerar este efecto, uno está descrito por el American Concrete Institute (ACI) y se conoce como método del marco equivalente en que además de aplicar la metodología de viga equivalente se le proporciona a la columna una rigidez equivalente que considera la rigidez de la columna, así como la del elemento de torsión. Sin embargo, dichos métodos fueron planeados para ser calculados sin ayuda de programas computacionales y con fines de diseño por lo que se omiten para la presente investigación.



## CAPÍTULO 4

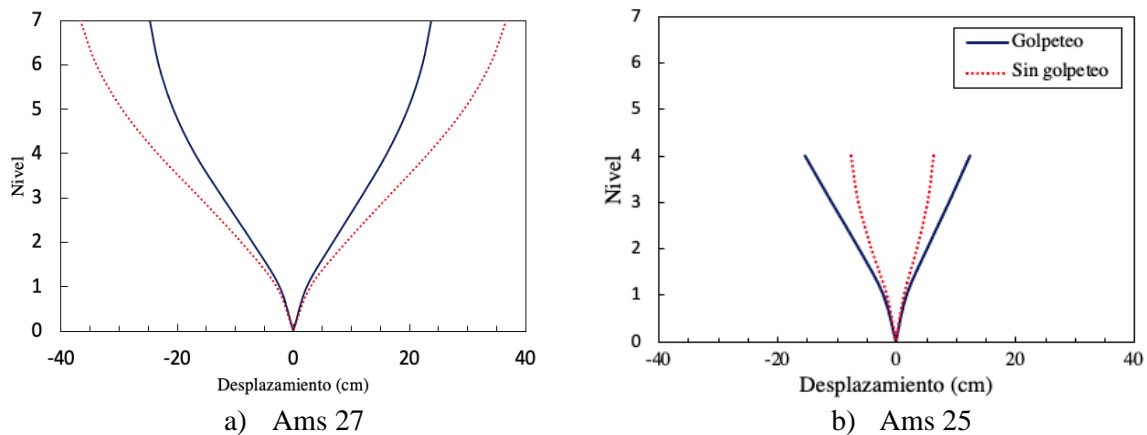
### ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se interpretan las gráficas obtenidas del análisis no lineal en los modelos. Se divide el capítulo en dos secciones, el caso de golpeteo entre dos edificios y el caso entre tres edificios. La estrategia de análisis queda marcada por el tipo de golpeteo observado, para el golpeteo piso-piso se estudia en su mayoría la respuesta global. Por el contrario, para el golpeteo piso-columna se estudia la respuesta dinámica de la columna crítica.

#### 4.1 GOLPETEO ENTRE DOS EDIFICIOS EN LA CALLE ÁMSTERDAM

Para facilidad del análisis se referirá como Ams 27 al de mayor altura ubicado en Ámsterdam 27 (7 niveles) y como Ams 25 al de menor altura (4 niveles) ubicado en Ámsterdam 25. La Figura 4.1 muestra los desplazamientos máximos y mínimos de todos los pisos en ambas estructuras, se aprecia un efecto inverso en cada caso. Para el Ams 27 la respuesta disminuyó respecto al mismo edificio sometido únicamente bajo la acción sísmica. El nivel 7 es el más sufrió los efectos de esta reducción pues su desplazamiento es apenas 0.8 veces que el de sin golpeteo.

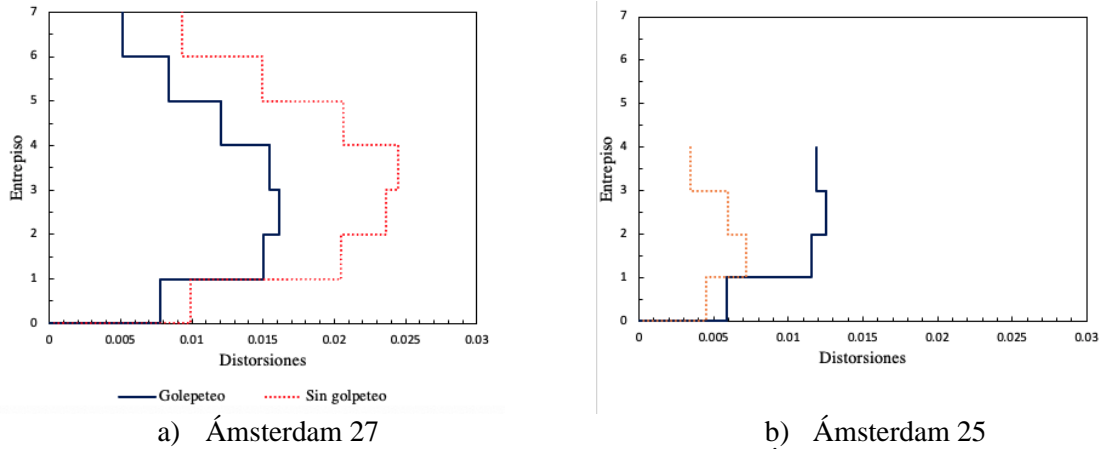
Dicho efecto es comúnmente observado en el estudio del fenómeno de golpeteo, como referencia se presenta el caso presentado por Abdel Raheem (2014) que compara el golpeteo entre un edificio de 8 niveles contra uno de 13 niveles en que la respuesta está contenida dentro de la envolvente de desplazamientos originales. Esto se puede deber a que el edificio de mayor masa colisiona y detiene su movimiento natural de oscilación. Por su parte el edificio de menor altura, si bien también encuentra resistencia en su oscilación natural, la fuerza de impacto generada por el edificio más pesado lo impulsa y genera mayores desplazamientos respecto al caso sin golpeteo.



**Figura 4.1 Desplazamientos máximos, golpeteo en Ámsterdam.**

Para el Ams 27, en la gráfica Figura 4.2.a se aprecia una disminución de la distorsión máxima que originalmente se registró en el piso 4 para el caso sin golpeteo. Se puede ver que la colisión genera una redistribución de la distorsión máxima, la cuál ahora se registra en el piso 3. De manera similar, en la Figura 4.2.b se ve una redistribución completa de la distorsión en Ams 25, se muestra que la distorsión mínima para el caso sin golpeteo ahora se vuelve la segunda más grande entre todos los otros niveles. Vale la pena resaltar que el primer nivel en Ams 25 sufre un aumento marginal de su respuesta de

desplazamiento y distorsión que probablemente sea la razón por la que este piso no colapsara según se constata en la memoria fotográfica después del sismo. Se obtiene un efecto similar para el cortante máximo y mínimo de cada nivel.



**Figura 4.2 Distorsiones máximas, golpeteo en Ámsterdam.**

Jeng y Tzeng (2000) presentaron un estudio de golpeteo piso-piso para la ciudad de Taipéi y propone un método para la evaluación del daño de las estructuras en función de cuantas veces se amplifica el cortante respecto al caso aislado. El índice de daño (DI- por sus siglas en inglés) se calcula con la ecuación (4.1):

$$DI = (S)(Gap)(V) \tag{4.1}$$

- Donde
- S Factor que considera el tipo de golpeteo
  - Gap Factor de separación
  - V Factor de amplificación de cortante

El valor de S se estima con la Tabla 4.1. Para el caso de análisis se toma S=1.3 por la diferencia de alturas relativas.

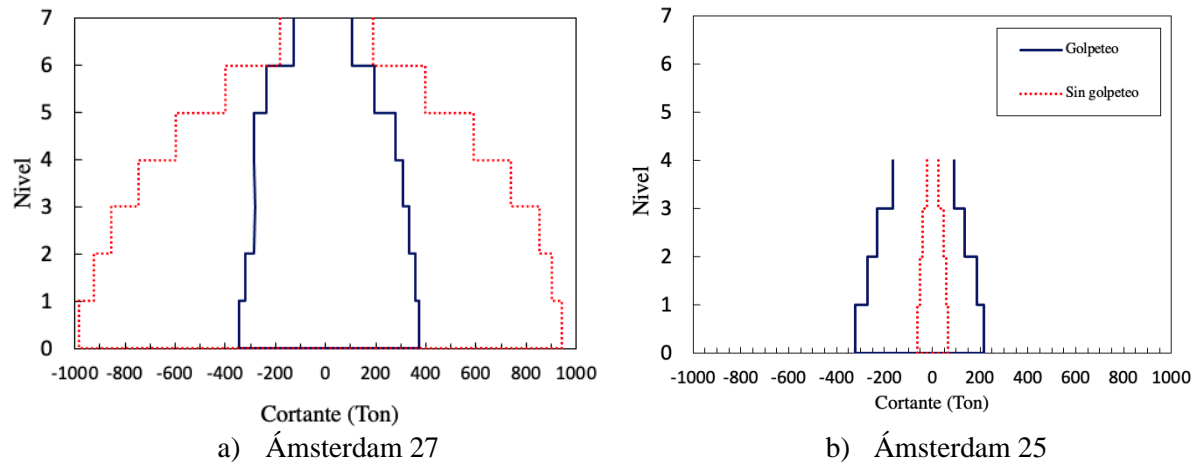
**Tabla 4.1 Parámetro S para la estimación de DI.**

S	Caso
1.5	Golpeteo piso-columna
1.3	Golpeteo en edificios cabecera
1.3	Edificio adyacente a uno más alto y más corto en cada lado
1.0	Otros casos

Para estimar el valor de GAP el autor indica que se debe aplicar el Método de Diferencias Espectrales (SPD) para conocer la separación entre estructuras adyacentes que evitaría el golpeteo y posteriormente aplicar el factor 8/9 para garantizar su ocurrencia. Si el valor obtenido resulta ser menor que la separación de la estructura evaluada GAP toma un valor de cero, y de la unidad en el caso contrario. Para el caso de estudio, como ya se ha validado la ocurrencia del golpeteo por medio de la simulación se toma GAP igual a 1. Para el caso de análisis, con el fin de obtener el factor de amplificación de cortante, se obtuvo el incremento de cortante más crítico por piso. La gráfica Figura 4.3.b muestra que el factor más desfavorable se encuentra comparando los cortantes negativos de la última planta y alcanza un valor de 6.92. Así el DI que se obtiene es:

$$DI = (1.3)(1)(6.92) = 8.996$$





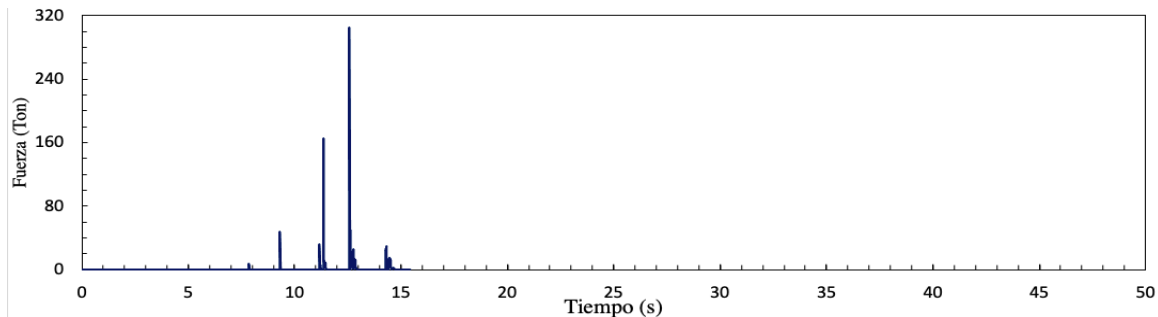
**Figura 4.3 Cortantes máximas, golpeteo en la calle Ámsterdam.**

Para catalogar el daño en función del DI, Jeng y Tzeng (2000) presenta los siguientes criterios:

- 1.- Colapso ( $D \geq 2.4$ )
- 2.- Daño severo ( $2.4 > D \geq 1.9$ )
- 3.- Daño medio ( $1.9 > D \geq 1.5$ )
- 4.- Daño menor ( $1.5 > D \geq 1.0$ )
- 5.- Sin Daño ( $DI = 0$ )

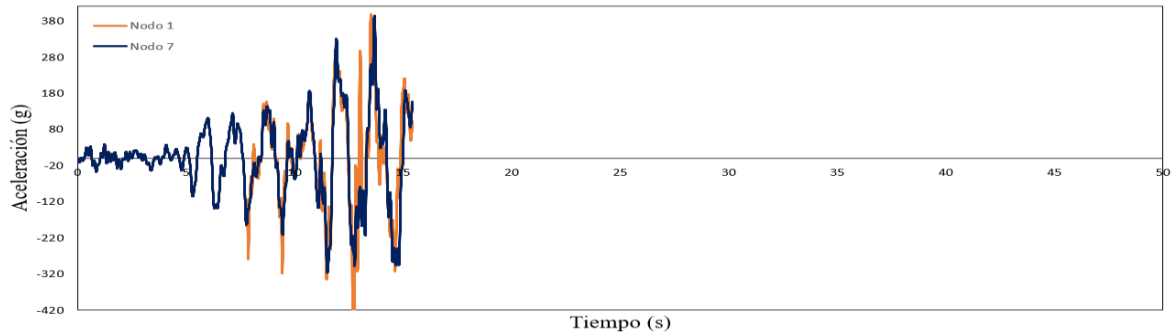
Y por ende según este criterio el edificio ubicado en Ámsterdam 25 colapsa por incremento de cortante.

La gráfica Figura 4.4 presenta la historia de fuerza de impacto en el resorte con mayor demanda. El análisis presenta un error de convergencia a los 15.7 segundos, esto se debe a que al menos uno de los dos edificios ha fallado.



**Figura 4.4 Historia de fuerzas de impacto en el resorte con mayor demanda inducida por el golpeteo.**

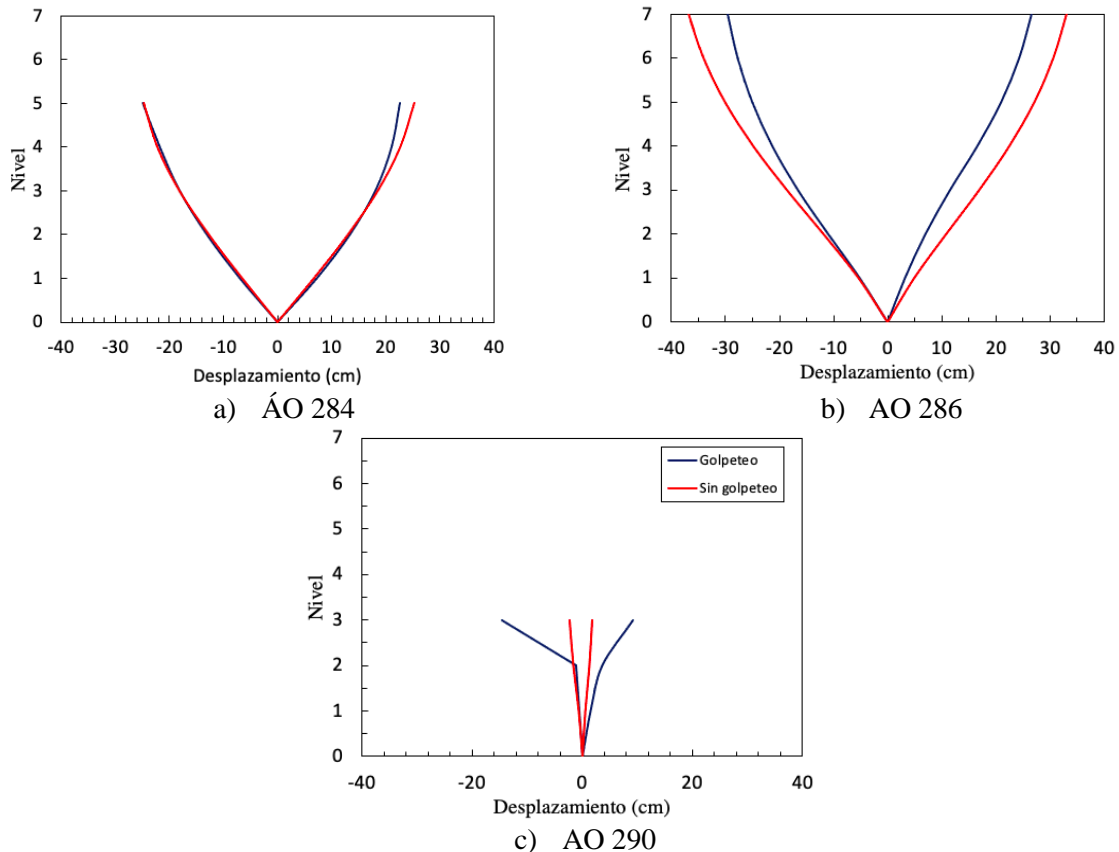
El análisis también indica efectos torsionantes en ambas estructuras, la Figura 4.5 muestra la aceleración en dos nodos en esquinas colineales del último piso del edificio A. En ella se ve un incremento en la respuesta que se explica por los efectos de torsión. La tendencia al giro de las estructuras se debe a que la disposición en planta de las estructuras provoca un golpeteo excéntrico.



**Figura 4.5** Historia de aceleración de nodos en esquinas opuestas en el edificio en **Ámsterdam 27**.

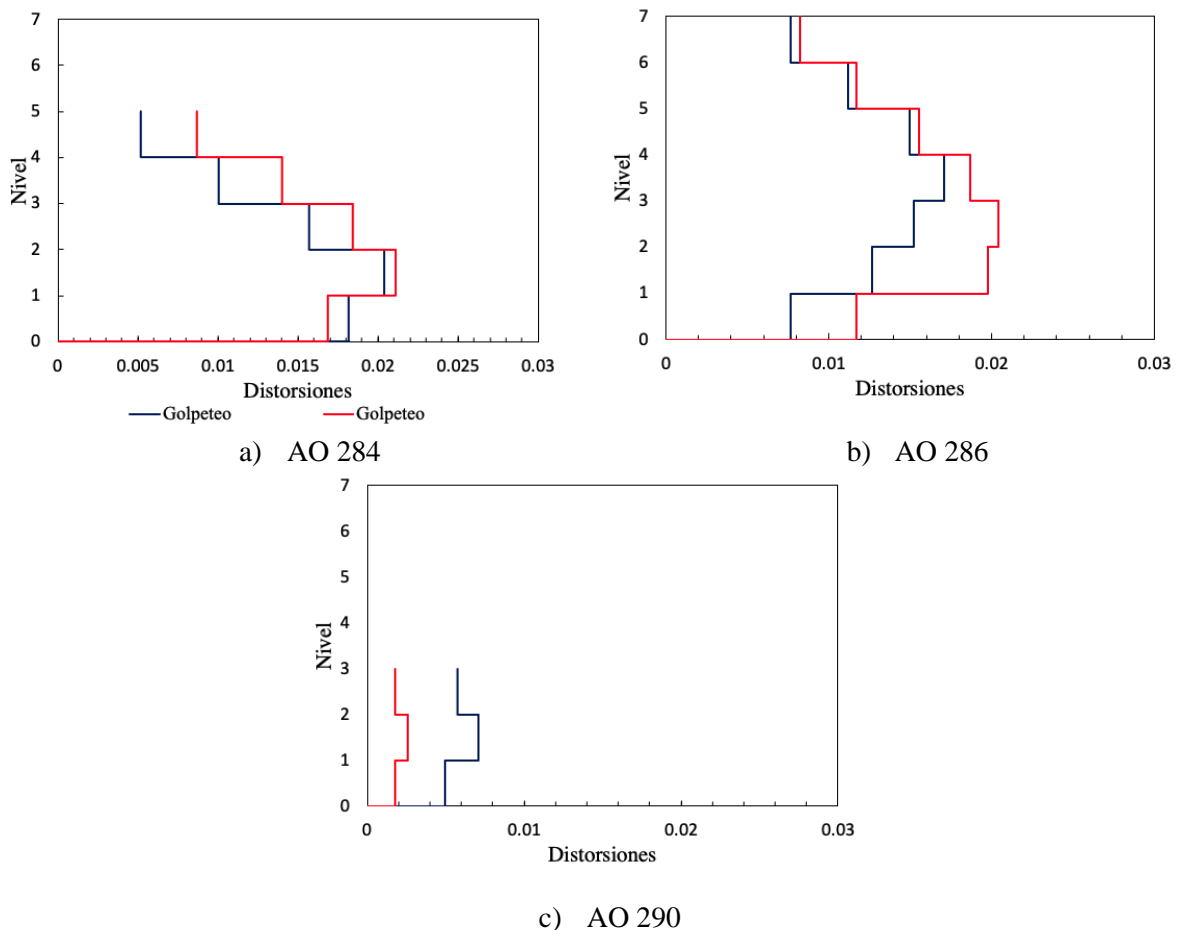
## 4.2 GOLPETEO EN LA CALLE ÁLVARO OBREGÓN

En este caso de golpeteo están involucrados 3 edificios. Se nombrará como AO 284 al edificio extremo de 5 niveles ubicado en Álvaro Obregón 284, AO 286 al edificio central de 7 niveles en Álvaro Obregón 286 y como AO 290 al edificio de menor altura ubicado en Álvaro Obregón 290. Similar al caso de golpeteo en la calle **Ámsterdam** la respuesta de desplazamiento del edificio más robusto (AO 284) disminuyó con el golpeteo (Figura 4.6). Por otra parte, el impacto influyó de manera negativa en el edificio más rígido y de menor altura (AO 290), en particular en el nivel de impacto el cuál se modeló en el piso 3.



**Figura 4.6** Respuesta de desplazamientos máximos, golpeteo en **Álvaro Obregón**.

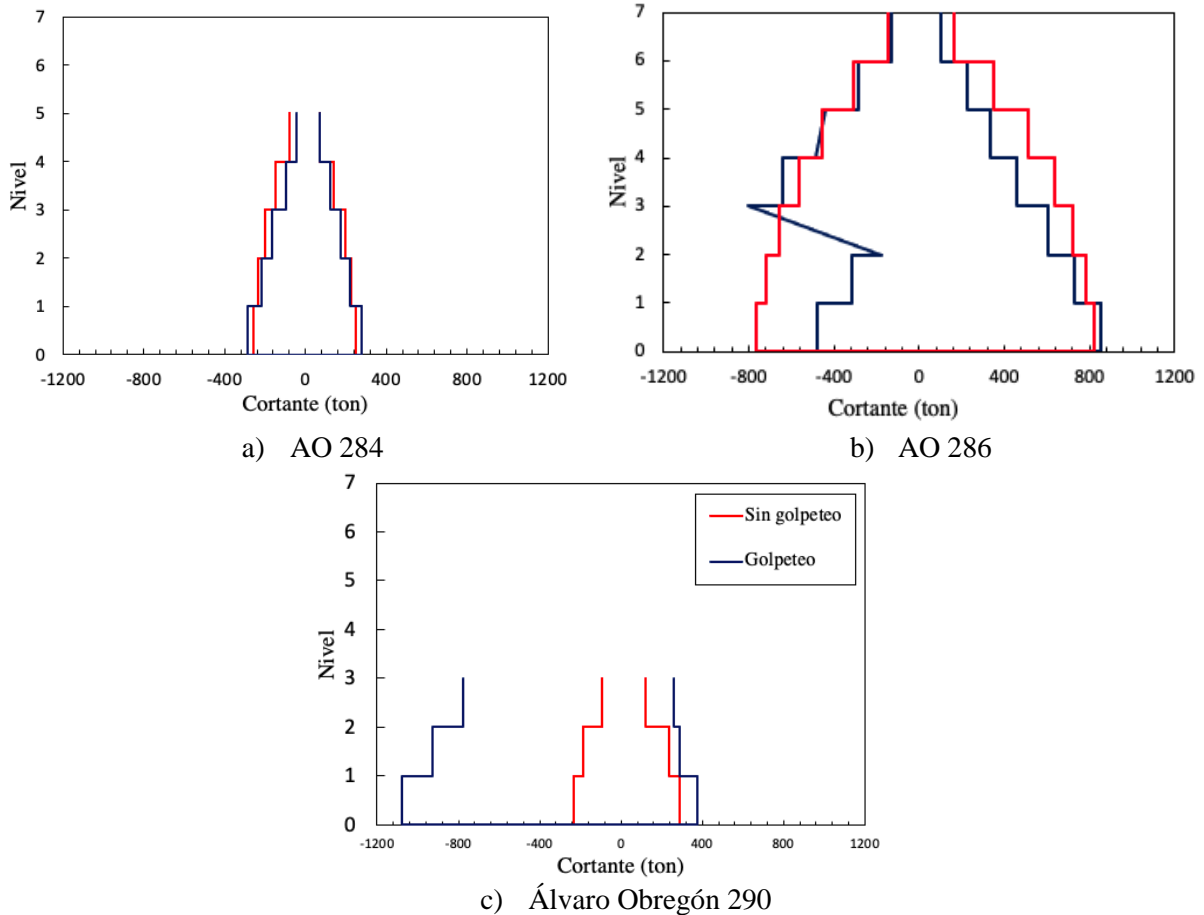
Por su parte el edificio AO 284 casi no vio alterada su respuesta de desplazamiento. En el perfil de distorsiones del edificio AO 286 (Figura 4.7b) se observa una redistribución de la demanda, ya que la máxima distorsión pasó de ubicarse en el entrepiso 2 sin golpeteo al entrepiso 3 si se considera el impacto. Este edificio recibió impactos debido al golpeteo con el edificio AO 284 en el entrepiso 5. Sin embargo, no se observa un cambio significativo en los perfiles de desplazamiento y distorsiones en los niveles y entrepisos que recibieron el impacto. Cabe mencionar que si se toma como parámetro las distorsiones límites establecidas en las NTCDS 2020 incluso para el caso sin golpeteo las distorsiones superan los límites para sistemas estructurales de losas planas (0.005); lo mismo ocurre para el sistema de marcos resistentes (0.015). Sin embargo, este es un resultado esperado ya que el espectro de diseño (1976) presenta demandas muy bajas, menores incluso a la demanda generada por la señal registrada en la estación CI-05. Además, es difícil atribuirle el daño de las estructuras por la señal probada ya que no se registraron articulaciones plásticas en alguno de los tres edificios involucrados.



**Figura 4.7** Respuesta de distorsiones máximas, golpeteo en Álvaro Obregón.

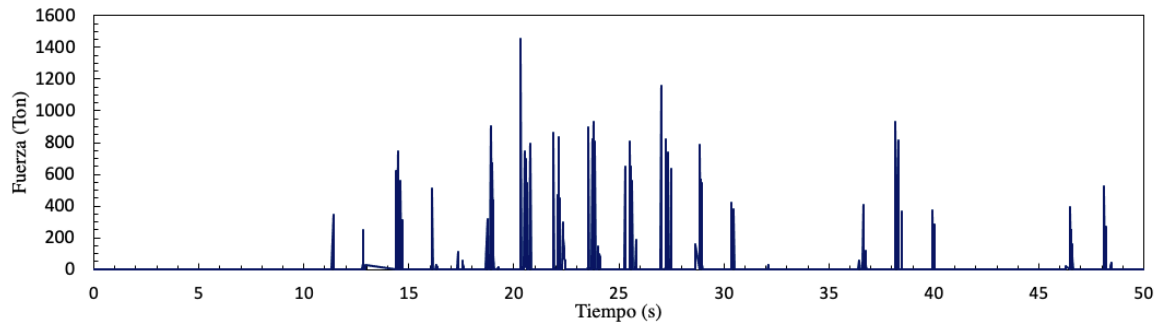
Los impactos inducidos se ven gráficamente en el perfil de cortante en el edificio AO 286 (Figura 4.8b). El golpeteo con el edificio de 5 niveles aumenta ligeramente la demanda de cortante, mientras que el impacto con el piso 3 disminuye drásticamente la demanda en la dirección negativa, esto se aprecia con un cambio en el cortante de entrepiso. Dicho efecto no se ve en las edificaciones exteriores ya que el punto de impacto en estas es en el diafragma del último piso, así se obtienen perfiles similares a los del caso de golpeteo en la calle Amsterdam.

El factor de amplificación de cortante máximo en el edificio AO 284 es de 1.11 que se alcanza en su base. En el edificio AO 286 el máximo factor se obtiene en el piso superior al del piso de impacto y alcanza un valor de 1.22. Por último, según la Figura 4.8c el cortante aumenta drásticamente en el edificio AO 290. Este edificio en particular, según se describió en el capítulo anterior, presenta una planta irregular que genera efectos torsionantes ante la aplicación de fuerzas sísmicas por lo que se dotó al edificio de secciones robustas con dimensiones similares a las de AO 286 con la capacidad de soportar el cortante que genera la señal sin considerar los efectos por golpeteo.

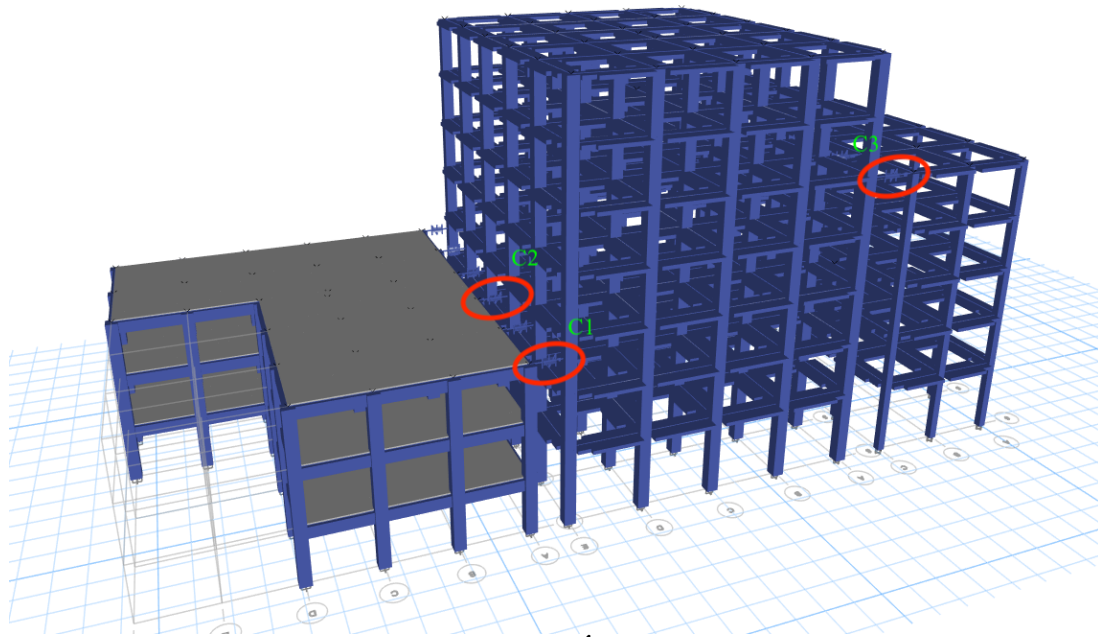


**Figura 4.8 Respuesta de cortantes máximas, golpeteo en Álvaro Obregón.**

Ahora bien, los resultados más elocuentes en el golpeteo tipo piso-columna se obtienen interpretando la historia de respuesta de los elementos estructurales de manera aislada. La Figura 4.9 muestra la historia de las fuerzas registradas por el elemento de contacto que une la columna C1 de la Figura 4.10. El primer impacto se da en el segundo 11 y se alcanza el de mayor intensidad en el segundo 20. Destaca el orden de magnitud de las fuerzas de impacto, hasta 1540 ton en el golpe más crítico.



**Figura 4.9** Historia de fuerza de contacto en el elemento de mayor demanda.



**Figura 4.10** Columnas evaluadas, Álvaro Obregón 286 (AO 286).

Con el fin de conocer el daño en las columnas, se presenta en la Figura 4.11a la historia de cortante en la columna que conecta el elemento de contacto mostrado en la Figura 4.10. Es de interés del análisis conocer si la demanda excede la capacidad de diseño. Para determinar este valor se ocupará la ecuación para flexocompresión que se presenta en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (PAOT, 2020), acorde con el criterio de diseño presentado en la sección anterior. Según el diseño emitido por el programa la cuantía de acero es menor a 0.015 por lo que el cortante se estima con la ecuación (4.2):

$$V=V_{cr}+V_s \quad (4.2)$$

Donde

- |          |                                      |
|----------|--------------------------------------|
| V        | Cortante última de diseño de la viga |
| $V_s$    | Fuerza cortante que toma el acero    |
| $V_{cr}$ | Fuerza cortante que toma el concreto |

$V_{cr}$  se estima con la expresión:

$$V_{cr} = F_R(20 + 0.002\rho) \left( 1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right) \sqrt{f'c} b d \quad (4.3)$$

Donde

$F_R$	Factor de reducción (0.75 para cortante)
$\rho$	Cuantía de acero
$P_u$	Carga última
$A_g$	Área bruta de acero
$f'c$	Resistencia a la compresión del concreto
$b$	Ancho de columna
$d$	Peralte de columna

La cuantía en columnas de acero se estima como la razón entre el área de acero dividida entre el área bruta de la sección. Para columnas en compresión, el área de acero se estima considerando la capa más próxima a la cara de tensión en compresión mínima en secciones rectangulares, las columnas en AO 286 se estiman de 60cm por 60cm, y el diseño requiere 36 cm<sup>2</sup> de área de acero, así:

$$\rho = \frac{A_s}{2A_g} = \frac{36}{2(60)(60)} = 0.005$$

La carga axial de diseño se toma de la envolvente generada por el programa dadas las condiciones de sismo, para la columna de análisis el valor es 136743.7 kgf y se considera un recubrimiento de 4cm. Para conocer la resistencia nominal de las columnas se sustituyen los valores en la ecuación (4.3) sin considerar los factores de carga:

$$V_{cr} = (0.2 + 20(0.005)) \left( 1 + 0.007 \frac{136743.7}{(60)(60)} \right) \sqrt{200}(60)(56) = 18045.6 \text{ kgf}$$

La fuerza cortante que toma el acero se estima con la ecuación:

$$V_s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen}(\theta) + \text{cos}(\theta))}{S} \quad (4.4)$$

Donde

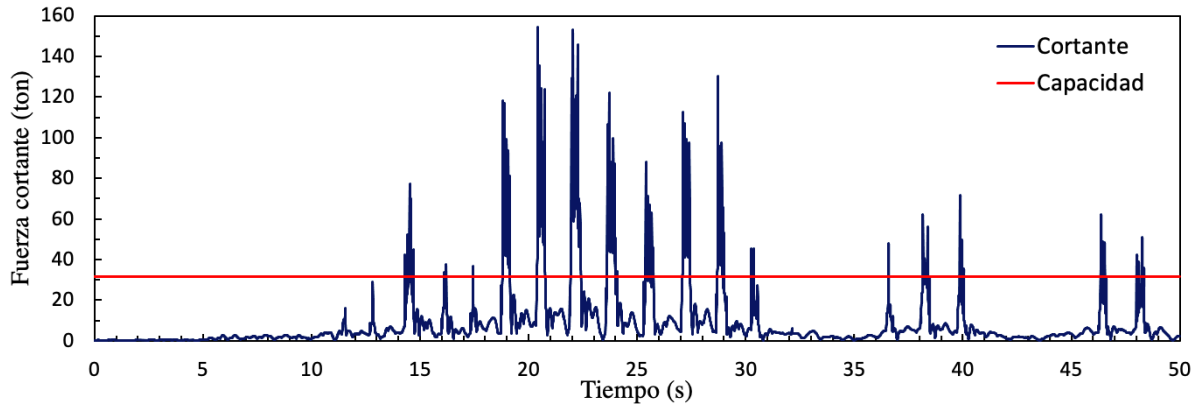
$A_v$	Área del acero de refuerzo transversal
$f_y$	Fluencia del acero
$d$	Peralte efectivo
$S$	Separación de estribos
$\theta$	Ángulo que el acero forma con el eje del elemento

El diseño del elemento proporciona la relación  $A_v/S$  igual a 0.0577, además se considera un ángulo de 90°. Así el cortante que toma el acero resulta ser:

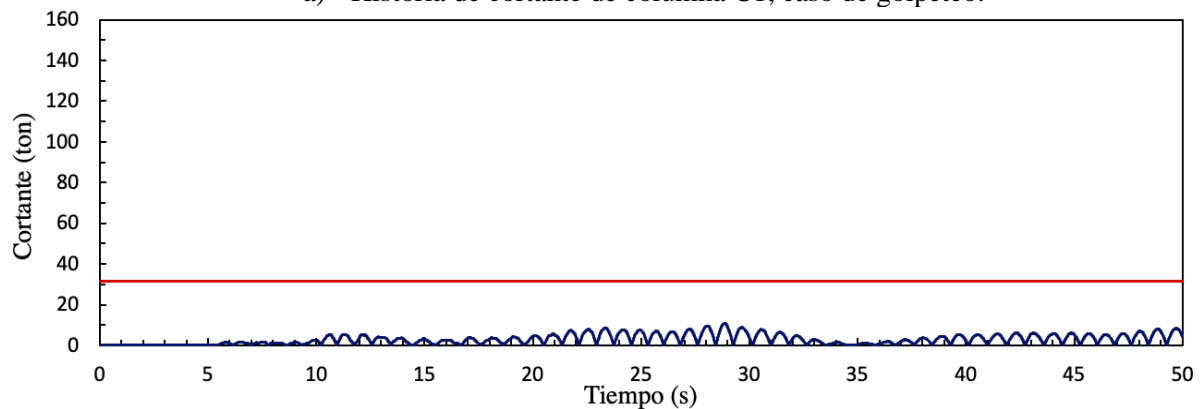
$$V_s = (0.0577)(4200)(56)(\text{sen}(90) + \text{cos}(90)) = 13571.04 \text{ kgf}$$

$$V = 18045.6 + 13571.04 = 31616.7 \text{ kgf}$$

La Figura 4.11 muestra la historia de cortante en la misma columna C1.



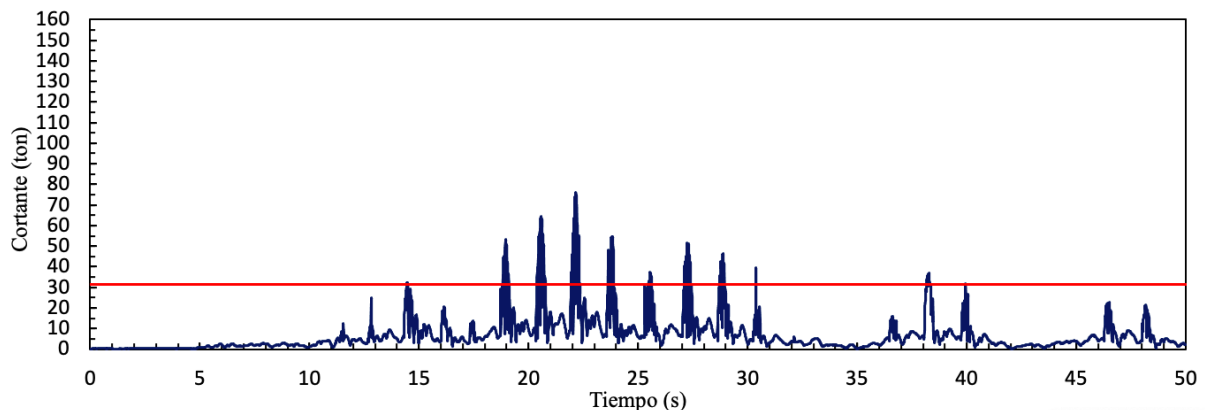
a) Historia de cortante de columna C1, caso de golpeteo.



b) Historia de cortante de columna C1, caso sin golpeteo.

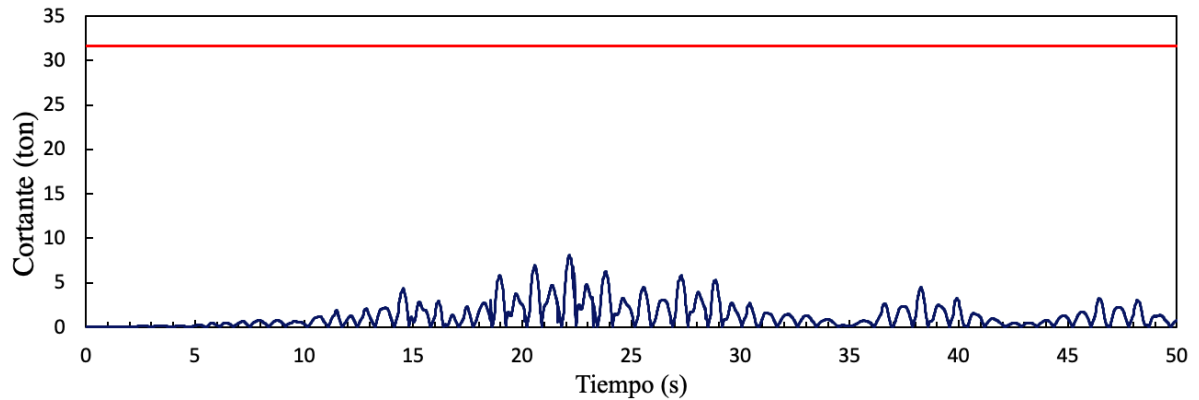
**Figura 4.11** Historias de cortante en la columna con mayor impacto, golpeteo entre edificio AO 286 y AO 290.

En la Figura 4.12 se muestra la respuesta de la columna C2 que recibió la menor magnitud de impactos (Figura 4.10). Se aprecia que incluso en esta columna la demanda es superada por al menos al doble de la capacidad a cortante. Por limpieza en la presentación no se muestran todas las demás columnas, sin embargo, al ser iguales todas las columnas en la planta, la demanda en la columna menor es garante del fallo por cortante de todas las columnas involucradas.

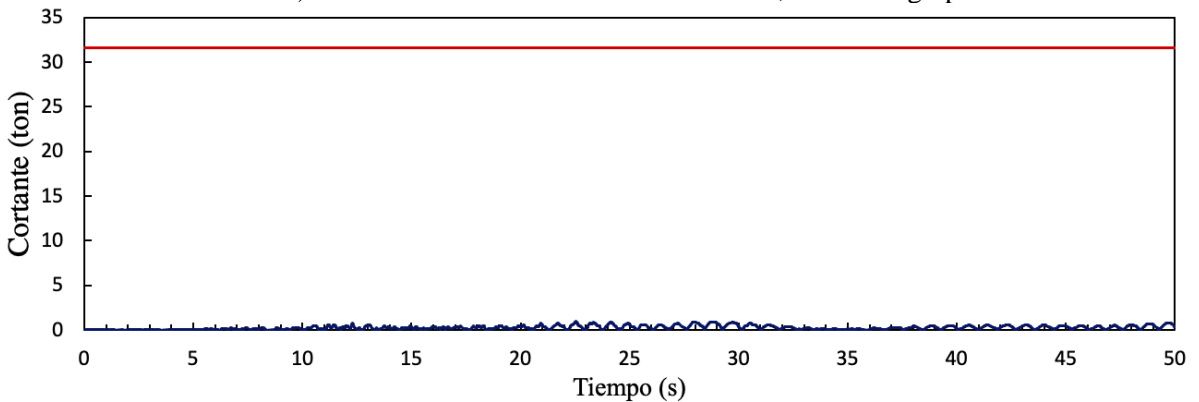


**Figura 4.12** Historia de cortante en columna C2, golpeteo entre los edificios AO 286 y AO 290.

Finalmente, se incluye la historia de cortante en la columna más demandada por golpeteo entre los edificios AO 286 y AO 284, columna C3 según la Figura 4.10. La historia de cortante que la demanda apenas llegó al 26% (Figura 4.13a) de su capacidad para el caso con golpeteo y se registra una demanda marginal para el caso sin golpeteo (Figura 4.13b).



a) Historia de cortante en la columna C3, Caso con golpeteo



b) Historia de cortante columna C3, Caso sin golpeteo

**Figura 4.13 Historia de cortante en columna C3, golpeteo entre el edificio AO 284 y AO 290.**

De esta manera, no se puede asegurar que el golpeteo entre los edificios AO 284 y AO 290 fuera causante del colapso en del edificio central. Las gráficas mostradas con anterioridad muestran de hecho una disminución de la demanda de cortante en los pisos inferiores al nivel de impacto (piso 5); por lo que parece, de hecho, ser benéfico al limitar la demanda de los edificios involucrados.



## CAPÍTULO 5

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este estudio se hizo una revisión de dos casos de golpeteo ocurridos en la colonia Roma de la Ciudad de México. Los suelos predominantes en la zona son lacustres y tienden a amplificar la respuesta sísmica de las estructuras que en ella se desplantan. La amplificación hace más susceptibles al padecimiento del fenómeno de golpeteo entre estructuras adyacentes, con el fin de cuantificar el daño recibido se proponen dos modelos computacionales que sean representativos de los casos registrados. El primer caso, se da entre dos edificios adyacentes de 7 y 4 niveles localizados sobre la calle Ámsterdam. El segundo, se trata del golpeteo entre tres edificios de 5,8 y 3 niveles con ese orden relativo, dichos edificios se localizan sobre la calle Álvaro Obregón.

Por lo anterior, se debe reconocer que el golpeteo estructural no es un fenómeno ajeno a la Ciudad de México y su estudio se debe impulsar en la región. Se trata de un evento multifactorial que puede ser estudiado de diferentes ángulos, entre las variables involucradas en el estudio están la proporción de masas entre los edificios adyacentes, la separación inicial, el sistema estructural de cada edificio, el material de construcción, la proporción de alturas, la disposición en planta, entre otros. En el caso de estudio presentado en esta investigación todas las variables fueron tomadas de las estructuras existentes con el fin de estudiar el impacto del golpe en el colapso de las estructuras involucradas.

El primer caso de análisis fue entre los edificios ubicados en Ámsterdam 27 y 25, en ellos se observó un golpeteo del tipo piso-piso que, además, tiene la particularidad de generar efectos torsionantes por la disposición en planta de las edificaciones. El análisis tiempo historia junto con el modelo de contacto entre las dos estructuras indica una reducción de la respuesta de desplazamiento hasta del 35% en el edificio de mayor altura, lo contrario ocurre con el edificio de 4 niveles cuya respuesta se amplifica al doble. Dicho efecto se explica por la inercia que le imparte el edificio de 7 niveles al edificio menor que es impulsado y amplifica su demanda de cortante hasta 3 veces si se compara con el caso sin golpeteo.

Para evaluar el daño se empleó el método propuesto por Jeng y Tzeng (2000) que asocia un índice de daño en función de la amplificación de cortante debida al golpeteo, el edificio ubicado en Ámsterdam 27 no presentaría daño atribuible al cortante mientras que el edificio en Ámsterdam 25 se considera colapso ( $DI=9>2.4$ ). Más aún, la demanda de desplazamientos se amplifica de tal manera que supera hasta 2.5 veces más las distorsiones de entrepiso permisibles que establece las normas vigentes para sistemas estructurales de losas planas (0.005). Cabe mencionar, que el edificio de mayor altura sí recibió un incremento en su demanda en algunos elementos estructurales probablemente por la torsión inducida por el golpe. En particular, se aprecia un incremento en la aceleración cuyas fuerzas y efectos inerciales puede dañar los elementos no estructurales de la edificación.

El segundo caso de análisis difiere del primero principalmente porque el punto de impacto se ubicó en un punto intermedio del cuerpo de las columnas del piso 4 del edificio Álvaro Obregón 286 al colisionar con el edificio de menor altura (Álvaro Obregón 290). Además, el edificio en Álvaro Obregón 284 impactó con las columnas del piso 5 del edificio en Álvaro Obregón 286. El análisis indica que la respuesta global de la estructura no se vio particularmente afectada en el edificio más robusto (el central) y de hecho limita su desplazamiento en un 20% si se compara con el caso sin golpeteo. Esto se puede deber a que al golpear con los edificios adyacentes encuentra resistencia y disminuye su inercia.

Además de la respuesta global, en este caso de golpeteo destaca la historia de cortante en Álvaro Obregón 286 ya que la demanda de todas las columnas de impacto excedió en al menos 3.75 veces su resistencia de diseño al chocar con el edificio ubicado en Álvaro Obregón 290 en el caso menos desfavorable (columna central del piso 4 sobre eje adyacente a AO 290). Si este valor se compara con la columna más crítica la cual, según el análisis tiempo historia, es la que se encuentra en la esquina posterior a la fachada del edificio en el nivel de impacto, se observa que la demanda fue casi 8 veces su capacidad misma que se superó 77 veces durante todo el análisis. De esta manera, se concluye que las 5 columnas adyacentes a Álvaro Obregón 290 fallaron por cortante lo que puso en grave peligro la estructura.

Por otro lado, el golpeteo entre Álvaro Obregón 284 y 286 resultó no ser tan crítico para dichas estructuras. La demanda de cortante en la columna más crítica (esquina posterior adyacente a Álvaro Obregón 284 en el piso de impacto) en ningún momento superó su capacidad. Un efecto negativo apreciable del análisis fue un incremento considerable de la aceleración (más de 5 veces la aceleración pico) que puede dañar los elementos no estructurales y poner en peligro el funcionamiento del equipo interno en ambos edificios. Por lo anterior, en este caso de golpeteo se determinó que la proporción de alturas de los edificios adyacentes fue un factor determinante en la afectación de las estructuras involucradas.

Es un hecho que el sismo ocurrido el 19 de septiembre de 2017 fue altamente demandante para un edificio con las características sismorresistentes del edificio en Álvaro Obregón 286. Sin embargo, es difícil atribuir el colapso de la edificación solo a la señal sísmica suponiendo que las estructuras hubieran tenido la separación suficiente para evitar el golpeteo ya que según los resultados obtenidos del análisis tiempo historia ningún elemento estructural fallaba o desarrollaba articulaciones plásticas que pusieran en riesgo la estructura. En principio, la falla por cortante es frágil y pone en grave riesgo la estructura, así como sus habitantes durante el sismo. Además, en el caso de análisis esto se ve agravado si fallan casi simultáneamente 5 columnas en la misma planta. Así, la investigación realizada refuerza la hipótesis de que el golpeteo fue un factor determinante en el colapso de la estructura.

Finalmente, y con el objetivo de complementar el estudio realizado, se recomienda a los interesados profundizar el análisis atendiendo las siguientes líneas de investigación:

- Hacer modelos considerando la interacción suelo estructura: Todos los edificios se encuentran en zona sísmica de lago (Zona III, RCDF) y se ha demostrado que la interacción afecta sensiblemente al golpeteo.
- Probar los modelos de contacto discutidos en el capítulo 1: Si bien no existe un modelo de contacto ideal, probablemente el uso de modelos distintos permita acercarse más al comportamiento observado en la colonia Roma de la Ciudad de México.
- Considerar los efectos de segundo orden: Partiendo del análisis realizado se esperan altas demandas de desplazamiento en al menos dos edificios (Ámsterdam 25 y Álvaro Obregón 290) por lo que el análisis no lineal tiempo historia puede ser complementado por los efectos generados por la configuración desplazada de los edificios.
- Emplear métodos más sofisticados para analizar edificios de losas planas como modelos de fibra o el método de viga equivalente con una estimación más fina de los parámetros de reducción y considerando el efecto de torsión por la unión losa-columna.

## BIBLIOGRAFÍA

- Abdeddaim, M., Ounis, A., & Shrimali, M. K. (2017). Pounding Hazard Reduction Using a Coupling Strategy for Adjacent Buildings. *16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 9-13 January.*, 3541(Abstract ID).
- Abdel 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>
- 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>
- ATC. (2010). *Here Today—Here Tomorrow: The Road to Earthquake Resilience in San Francisco (ATC 52-2)*.
- Banchik. (1987). *Effective Beam Width Coefficients for Equivalent Frame Analysis of Flat-Plate Structures*. University of California at Berkeley.
- Bazan, E., Meli, R., & Noriega. (2002). *Diseño sísmico de edificios* (p. 320).
- Beaupertuy, J. L., & Urich, A. J. (2011). *Efecto de columna corta - Casos de estudio*. 12. [https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci27\\_el\\_efecto\\_de\\_columna\\_corta\\_casos\\_de\\_estudios.pdf](https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci27_el_efecto_de_columna_corta_casos_de_estudios.pdf)
- Chau, K. T., Wei, X. X., Guo, X., & Shen, C. Y. (2003). Experimental and theoretical simulations of seismic poundings between two adjacent structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32(4), 537–554. <https://doi.org/10.1002/eqe.231>
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras* (4a ed.).
- Christine, J. (2011). Investigation of Torsional Effects on Thirteen-Story Reinforced Concrete Frame-Wall Structure Modeled in ETABS and SAP2000 Using Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analyses. *UC San Diego Electronic Theses and Dissertations*, 214.
- Cole, G., Dhakal, R. P., Carr, A. J., & Bull, D. (2010). *Building pounding state of the art: Identifying structures vulnerable to pounding damage*.
- Computers and Structures. (2011). *SAP 2000: GAP Elment*. Youtube.
- Departamento del distrito federal. (1966). *Nuevo reglamento de construcciones para el Distrito Federal* (p. 141).
- Eber Godínez, Arturo Tena, L. P. (2005). *Vulnerabilidad de estructuras con base en marcos de concreto reforzado en el valle de México ante un escenario similar al sismo de septiembre de 1985*. 101(73), 71–101.
- Favvata, M. J. (2015a). 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>
- Favvata, M. J. (2015b). Key issues regarding interaction of adjacent RC structures. *WIT/Earthquake Resistant Engineering Structures X, 152*, 3.
- FEMA. (2015). Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: a handbook. *FEMA P-154, Tercera edición*.
- García, D. L. (2004). Separation between adjacent nonlinear structures for prevention of seismic pounding. *13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver*, 478, 1–6.
- Jankowski, R., & Mahmoud, S. (2015). *GeoPlanet : Earth and Planetary Sciences Earthquake induced Structural Pounding*.
- Jankowski, R., Wilde, K., & Y., F. (1998). *Pounding of superstructure segments in isolated elevated bridge during earthquakes*.
- Jara-Guerrero, J. M., Hernández-Mazariegos, E. J., Olmos-Navarrete, B. A., Martínez-Ruiz, G., & Roa-García, M. I. (2020). Seismic Vulnerability and Retrofit Alternatives for Typical Soft-story Buildings in Earthquake Prone Areas. *Structural Engineering International*, 30(1), 33–42.

- <https://doi.org/10.1080/10168664.2019.1605865>
- Jeng, V., & Tzeng, W. L. (2000). Assessment of seismic pounding hazard for Taipei City. *Engineering Structures*, 22(5), 459–471. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(98\)00123-0](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(98)00123-0)
- Jing, H. S., & Young, M. (1990). *Random response of a single-degree-of-freedom vibro-impact system with clearance*.
- Karayannis, C. G., & Favvata, M. J. (2005). Earthquake-induced interaction between adjacent reinforced concrete structures with non-equal heights. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(1), 1–20. <https://doi.org/10.1002/eqe.398>
- Kudama, L. (2015). Comparison of equivalent frame analysis results with finite element analysis results for flat plate slab system. *ADDIS ABABA UNIVERSITY*, 54.
- PAOT. (2020). *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. 210.
- Polycarpou, & Komodromos. (2010). *P. Earthquake-induced poundings of a seismically isolated building with adjacent structures*.
- Polycarpou, P. C., & Komodromos, P. (2014). Rubber Shock Absorbers as a Mitigation Technique for Earthquake-Induced Pounding. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, 1–18. <https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5>
- R. K. Miller. (1980). *Steady vibroimpact at a seismic joint between adjacent structures*.
- RCDF. (2004). Reglamento de construcciones del Distrito Federal. *Gaceta Oficial del Distrito Federal*.
- Reinoso, E., Torres, M., Quide, P., Martínez, J., Buendía, L., Gómez, D., & Martínez, J. (2019). Medición de la vulnerabilidad sísmica de los edificios en la CDMX y recomendaciones de mitigación. *Instituto de Ingeniería*.
- Rosenbluth, E., & Meli, R. (1986). The 1985 Earthquake: Causes and Effects in Mexico City. *Concrete International*, 23–34.
- Santiago, L. (1977). *Diseño y construcción de estructuras de concreto. Normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones para el Distrito Federal*. (Vol. 401).
- Shakya, K., & 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>
- Soni, D. P., & Mistry, B. B. (2006). Qualitative review of seismic response of vertically irregular building frames. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 43(4), 121–132.
- Westermo, B. D. (1989). The dynamics of interstructural connection to prevent pounding. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 18(5), 687–699. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290180508>
- Whitecomb, & Tombs. (1926). *Earthquake and Building Construction*.
- William, S., & Felix, Y. (1987). *Engineering Aspects of the September 19, 1985 Mexico Earthquake*. 165.
- Wolf, J. P., & Skrikerud, P. E. (1980). *Mutual Pounding in series during earthquakes*.