

Análisis Numérico por el Método Viscoelástico Lineal para Determinar la Fuerza de los Golpeteos Sísmicos entre Edificios Adyacentes de Concreto Armado

Numerical analysis by the linear viscoelastic method to determine the strength of seismic poundings between adjacent reinforced concrete buildings

Katerine Huaraya, Bachiller¹, Alessandro Rojas, Bachiller², y Junior Orihuela, Magister¹

¹Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú u201517956@upc.edu.pe pccijori@upc.edu.pe

²Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú u201520281@upc.edu.pe

Resumen— Las distorsiones estructurales producto de excitaciones sísmicas, en presencia de un espaciamiento insuficiente entre edificaciones, pueden generar fuerzas externas de golpeteo hacia los edificios adyacentes y ocasionar daños considerables si es que no se toman en cuenta estas fuerzas externas, las cuales son adicionales a las fuerzas de inercia sísmica producto de las aceleraciones en el suelo. En el presente trabajo se realiza el análisis de cuatro casos considerando, en cada caso, tres edificaciones diferentes en su configuración estructural y número de piso para luego cuantificar la fuerza de impacto entre si, generadas por las fuerzas de inercia sísmicas. Se realiza el modelado de Análisis Tiempo Historia Lineal (ATHL) en la dirección de análisis de golpeteo (Este-Oeste) obteniendo las respuestas dinámicas estructurales, las cuales se usaron como datos de entrada para cuantificar las Fuerzas de golpeteo sísmico. La fuerza de impacto calculada corresponde a la Interacción de dichas edificaciones. Los Resultados obtenidos muestran que para un análisis con una separación de cero centímetros entre edificaciones, una Edificación de cinco niveles presenta hasta una fuerza de impacto con un valor de 30.26 Ktn-f correspondiente a un desplazamiento de 12.67 mm. Este valor de fuerza de impacto sugiere un 14.84% aproximadamente del cortante basal.

Palabras clave— Golpeteo sísmico; Edificios adyacentes; Fuerza de Impacto; Análisis Numérico; Modelo Viscoelástico Lineal; Distorsiones estructurales.

Abstract— Structural distortions resulting from seismic excitations, due to insufficient spacing between buildings, can generate external pounding forces between them and may induce severe damage if these external forces are not taken into account, which are in addition to the external forces of seismic inertia product of accelerations in the ground. In this paper, the analysis of four cases is studied by establishing, in each case, three different buildings in their structural configuration and floor number to quantify the impact force between them, generated by the seismic inertial forces. Linear Time History Analysis (LTHA) modeling is performed in the pounding analysis direction (East-West). Time history analysis is used to determine the structural

dynamic responses, which be use as input data to quantify the seismic pounding forces. The calculated impact force match to the interaction of these buildings. The results of the study indicate that for an analysis with a separation of zero centimeters between buildings, a building with five levels presents an impact force with a value of 30.26 Ktn-f corresponding to a displacement of 12.67 mm. This impact force value suggests approximately 14.84% of the base shear force.

Keywords— Seismic pounding; Adjacent buildings; Impact Force; Numerical analysis; Linear Viscoelastic Model.

I. INTRODUCCIÓN

Los países que se encuentran ubicados en el círculo de Fuego del Pacífico pueden llegar a soportar el 80% de la actividad sísmica y volcánica del planeta, por tanto, son los más propensos a sufrir terremotos de gran intensidad, en consecuencia, las estructuras pueden sufrir daños estructurales o colapsar. Uno de los problemas de gran relevancia que presentan las edificaciones adyacentes es el fenómeno de golpeteo en el que dos edificios colisionan debido a sus movimientos laterales inducidos por fuerzas de inercia sísmicas [1].

El motivo principal de las fallas estructurales o del colapso de las edificaciones, después de un terremoto, se debió a los golpeteos entre edificios adyacentes o partes vecinas del mismo edificio [2]. A pesar de que, en la mayoría de los países sísmicos cuentan con normas de diseño sismorresistentes y la mayoría de los países tienen distancias mínimas entre edificios adyacentes, todavía se produce con frecuencia este tipo de efectos. Asimismo, estas colisiones principalmente generan grandes fuerzas de impacto, aceleraciones de corta duración y pulsaciones que pueden causar daños significativos a los edificios [3]. En un estudio realizado por Jankowski se presentaron distintos modelos estructurales y se analizó: Las respuestas de los edificios sometidos a golpes fuertes bajo excitación sísmica, los aspectos de las colisiones entre bases aisladas de los edificios

Digital Object Identifier (DOI):

<http://dx.doi.org/10.18687/LACCEI2022.1.1.358>

ISBN: 978-628-95207-0-5 ISSN: 2414-6390

y la influencia de la incorporación de la interacción suelo-estructura, el cual, expresa un 75% de casos ocurridos en el Terremoto de Christchurch (2011) [4]. Asimismo, se cuantificó la fuerza de impacto entre dos edificaciones adyacentes bajo diferentes excitaciones sísmicas empleando un análisis con el método viscoelástico no lineal. Se concluyó que el efecto de rigidez del resorte de impacto y la fuerza de golpeteo presentan una tendencia similar de crecimiento lineal de 210 kN, 214 kN y 273 kN a 2122 kN, 2242 kN y 2625 kN para el terremoto de Parkfield, San Fernando y Kobe, respectivamente [5].

Sin embargo, aún es necesario investigar diferentes modelos de golpes estructurales para verificar la precisión de diferentes configuraciones bajo diferentes excitaciones sísmicas. Por esta razón, se busca determinar numéricamente la fuerza de impacto con el uso de las ecuaciones del modelo viscoelástico lineal para estimar el golpeteo entre edificaciones adyacentes.

II. METODOLOGIA

A. Metodología de Análisis

El desarrollo de la presente investigación considera el Análisis Tiempo Historia Lineal (ATHL) aplicada en base al método de Newmark, es decir, considerando los incrementos de desplazamiento, velocidad y aceleración en el tiempo. Esta metodología se realiza para determinar: período, frecuencia, masa, desplazamiento y velocidad por nivel, los cuales se utilizarán como datos de entrada para las ecuaciones de impacto del modelo Viscoelástico lineal. Se realiza el cálculo para cada Edificación con las expresiones que, a continuación, se muestra:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\dot{u}_{i+1} \quad (1)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad (2)$$

B. Método de Impacto

a. Modelo Viscoelástico Lineal:

De la ecuación numérica del método viscoelástico lineal.

$$F(t) = K\delta_{(t)} + C\dot{\delta}_{(t)} \quad (3)$$

Donde K , $\delta_{(t)}$, C y $\dot{\delta}_{(t)}$ se refiere a la rigidez, desplazamiento, coeficiente de amortiguamiento, respectivamente. Debido a que los datos de desplazamiento y velocidad son conocidos tras realizar el ATHL, es necesario encontrar el valor de K , el cual se calcula con la siguiente expresión (Jankowski, 2015).

$$K = 4\pi^2 f_i^2 m_i \quad (4)$$

Donde f_i y m_i son la frecuencia cíclica y la masa de cada nivel de la edificación. Para completar el cálculo de la fuerza de golpeteo se procede a calcular el valor del coeficiente de amortiguamiento que queda expresada mediante la siguiente ecuación (Jankowski, 2015):

$$C = 2\xi \sqrt{K \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (5)$$

Asimismo, el valor del coeficiente de amortiguamiento depende del valor de ξ , el cual, se define como una relación del amortiguamiento con el coeficiente de restitución. Asimismo, el valor del coeficiente de restitución “e” es de 0.65, según las experimentaciones realizadas para materiales de concreto (Jankowski, 2015). [6 y 7] La ecuación de ξ queda definida como:

$$\xi = \frac{-\ln(e)}{\sqrt{\pi^2 + (\ln(e))^2}} \quad (6)$$

b. Parámetros del Modelado

• **Rigidez de Impacto-** En cuanto a la fórmula de rigidez de impacto se tomó en cuenta la expresión desarrollada por Xu et al. (2016), expresada de la siguiente manera:

$$K = \frac{m_2}{m_1 + m_2} K_{a1} e^{\left(2 \ln\left(\frac{r}{n}\right) \arcsin\left(\frac{\pi}{\sqrt{\pi^2 + \ln(r^2)}}\right)\right)} \quad (7)$$

Sin embargo, esta fórmula emplea los valores de masa y rigidez en función al período de cada edificación, la cual, identificará a la estructura de referencia, según sea la relación de ambos períodos que corresponda:

$$T_1 \leq T_2 \leftrightarrow m_1, m_2, K_{a1} \quad (8)$$

$$T_1 > T_2 \leftrightarrow m_2, m_1, K_{a2} \quad (9)$$

• **Velocidad de Impacto-** En cuanto a las velocidades se formuló lo siguiente:

$$\dot{u}_{i(t)} = \frac{m_1 v_1 + m_2 v_2}{m_1 + m_2} \pm \frac{(v_1 - v_2)v_2}{(m_1 - m_2)w_d} e^{-\varepsilon\omega t} \left(w_d \cos w_d(t) - \varepsilon w \sin w_d(t) \right) \quad (10)$$

Donde:

W: frecuencia angular:

$$w = \sqrt{\frac{m_1 + m_2}{m_1 m_2}} k \quad (11)$$

Wd: frecuencia angular máxima

$$w_d = \sqrt{1 - \varepsilon^2} \quad (12)$$

• **Desplazamiento de Impacto-** Según el modelo numérico viscoelástico lineal no habrá golpeteo si el valor de $\delta_{(t)} \leq 0$, por lo que es necesario establecer el valor de $\delta_{(t)}$ para cada nivel de las Edificaciones. El valor de $\delta_{(t)}$ queda definida mediante la siguiente ecuación (Jankowski, 2015).

$$\Delta(t) = X_{i(1,2,3,\dots)}^I - X_{i(t)}^C - d \quad (13)$$

$$\delta(t) = X_{i(t)}^C - X_{i(t)}^D - d \quad (14)$$

Donde $X_{i(1,2,3,\dots)}^I$, $X_{i(1,2,3,\dots)}^C$, $X_{i(1,2,3,\dots)}^D$ y “d” es el desplazamiento en cada nivel de la edificación izquierda, centro, derecha y la distancia de separación inicial, respectivamente. La siguiente figura esquematiza un modelo para entender cada una de las variables. (Nótese que los ejes X y Z representan la dirección Este-Oeste y la altura de las edificaciones, respectivamente).

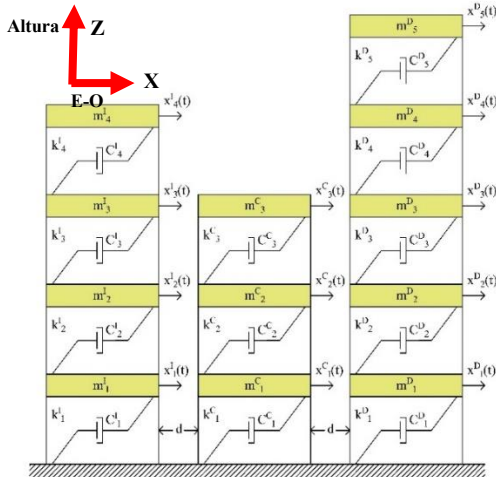


Fig. 1 Modelo de Estructuras en colisión de 4, 3 y 5 niveles.

III. RESULTADOS

Se calcula la fuerza de impacto producida por el golpeo entre edificaciones adyacentes sin separación entre ellas, suponiendo que ambas estructuras están sometidas a la misma excitación sísmica, sin diferencia en el movimiento espacial del suelo y con tipos de suelos idénticos. La ecuación dinámica de movimiento para la respuesta de golpeo involucrado de las estructuras modeladas por sistemas de varios grados de libertad se puede escribir de la siguiente forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{F}_S(t) + \mathbf{F}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{1}\ddot{x}_g(t) \quad (15)$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_i^I & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & 0 & 0 \\ 0 & m_{i+1}^I & 0 & \dots & \dots & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{i+2}^I & \dots & \dots & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \dots & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & m_j^C & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & m_{j+1}^C & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{j+2}^C & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \ddots \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_j^C & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & 0 & 0 \\ 0 & m_{j+1}^C & 0 & \dots & \dots & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{j+2}^C & \dots & \dots & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \dots & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & m_k^D & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & m_{k+1}^D & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{k+2}^D & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \ddots \end{bmatrix}$$

$$\dot{\mathbf{x}}(t) = \begin{bmatrix} \dot{x}_{i(t)}^I \\ \dot{x}_{i+1(t)}^I \\ \dot{x}_{i+2(t)}^I \\ \vdots \\ \dot{x}_{j(t)}^C \\ \dot{x}_{j+1(t)}^C \\ \dot{x}_{j+2(t)}^C \\ \vdots \end{bmatrix}; \dot{\mathbf{x}}(t) = \begin{bmatrix} \dot{x}_{j(t)}^C \\ \dot{x}_{j+1(t)}^C \\ \dot{x}_{j+2(t)}^C \\ \vdots \\ \dot{x}_{k(t)}^D \\ \dot{x}_{k+1(t)}^D \\ \dot{x}_{k+2(t)}^D \\ \vdots \end{bmatrix}$$

$$\ddot{\mathbf{x}}(t) = \begin{bmatrix} \ddot{x}_{i(t)}^I \\ \ddot{x}_{i+1(t)}^I \\ \ddot{x}_{i+2(t)}^I \\ \vdots \\ \ddot{x}_{j(t)}^C \\ \ddot{x}_{j+1(t)}^C \\ \ddot{x}_{j+2(t)}^C \\ \vdots \end{bmatrix}; \ddot{\mathbf{x}}(t) = \begin{bmatrix} \ddot{x}_{j(t)}^C \\ \ddot{x}_{j+1(t)}^C \\ \ddot{x}_{j+2(t)}^C \\ \vdots \\ \ddot{x}_{k(t)}^D \\ \ddot{x}_{k+1(t)}^D \\ \ddot{x}_{k+2(t)}^D \\ \vdots \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_i^I + c_{i+1}^I & -c_{i+1}^I & \dots & \dots & \dots & 0 & 0 \\ -c_{i+1}^I & c_{i+1}^I + c_{i+2}^I & -c_{i+2}^I & \dots & \dots & 0 & 0 \\ 0 & -c_{i+2}^I & c_{i+2}^I + c_{i+3}^I & \dots & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & c_n^I & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & c_n^I & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & c_j^C + c_{j+1}^C & -c_{j+1}^C \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -c_{j+1}^C & c_{j+1}^C + c_{j+2}^C \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -c_{j+2}^C \\ & & & & & & -c_{j+2}^C & c_{j+2}^C + c_{j+3}^C \\ & & & & & & & \ddots & c_n^C \\ & & & & & & & & c_n^C & c_n^C \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_i^C + c_{i+1}^C & -c_{i+1}^C & \dots & \dots & \dots & 0 & 0 \\ -c_{i+1}^C & c_{i+1}^C + c_{i+2}^C & -c_{i+2}^C & \dots & \dots & 0 & 0 \\ 0 & -c_{i+2}^C & c_{i+2}^C + c_{i+3}^C & \dots & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & c_n^C & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & c_n^C & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & c_j^D + c_{j+1}^D & -c_{j+1}^D \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -c_{j+1}^D & c_{j+1}^D + c_{j+2}^D \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -c_{j+2}^D \\ & & & & & & -c_{j+2}^D & c_{j+2}^D + c_{j+3}^D \\ & & & & & & & \ddots & c_n^D \\ & & & & & & & & c_n^D & c_n^D \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{F}_S(t) = \begin{bmatrix} F_{Si(t)}^I - F_{Si+1(t)}^I \\ F_{Si+1(t)}^I - F_{Si+2(t)}^I \\ \vdots \\ F_{Sn(t)}^I \\ F_{Sj(t)}^C - F_{Sj+1(t)}^C \\ F_{Sj+1(t)}^C - F_{Sj+2(t)}^C \\ \vdots \\ F_{Sn(t)}^C \end{bmatrix}$$

$$F_{s(t)} = \begin{bmatrix} F_{sj(t)}^C - F_{sj+1(t)}^C \\ F_{sj+1(t)}^C - F_{sj+2(t)}^C \\ \vdots \\ F_{sn(t)}^C \\ F_{sk(t)}^D - F_{sk+1(t)}^D \\ F_{sk+1(t)}^D - F_{sk+2(t)}^D \\ \vdots \\ F_{sn(t)}^D \end{bmatrix}$$

$$F_{(t)} = \begin{bmatrix} F_{i(t)}^I \\ F_{i+1(t)}^I \\ \vdots \\ F_{n(t)}^I \\ F_{j(t)}^I \\ F_{j+1(t)}^I \\ \vdots \\ F_{n(t)}^I \end{bmatrix}; F_{(t)} = \begin{bmatrix} F_{j(t)}^C \\ F_{j+1(t)}^C \\ \vdots \\ F_{n(t)}^C \\ F_{k(t)}^D \\ F_{k+1(t)}^D \\ \vdots \\ F_{n(t)}^D \end{bmatrix}$$

Donde $\ddot{x}_{i(t)}^I$, $\ddot{x}_{j(t)}^C$, $\ddot{x}_{k(t)}^D$, $\dot{x}_{i(t)}^I$, $\dot{x}_{j(t)}^C$, $\dot{x}_{k(t)}^D$, $x_{i(t)}^I$, $x_{j(t)}^C$, $x_{k(t)}^D$, (i,j,k=1,2,...,5) son la aceleración, velocidad y desplazamiento de un solo nivel de la edificación izquierda (prefijo superior I), del centro (prefijo superior C) y derecha (Prefijo superior D), respectivamente. $F_{si(t)}^I$, $F_{sj(t)}^C$, $F_{sk(t)}^D$ son las fuerzas de corte inelásticas y son iguales a $F_{si(t)}^I = K_i^I(x_{i(t)}^I - x_{i-1(t)}^I)$, $F_{sj(t)}^C = K_j^C(x_{j(t)}^C - x_{j-1(t)}^C)$, $F_{sk(t)}^D = K_k^D(x_{k(t)}^D - x_{k-1(t)}^D)$ en un rango elástico hasta el esfuerzo límite $F_{Yi(t)}^I$, $F_{Yj(t)}^C$, $F_{Yk(t)}^D$, asimismo, $F_{si(t)}^I = \pm F_{Yi(t)}^I$, $F_{sj(t)}^C = \pm F_{Yj(t)}^C$, $F_{sk(t)}^D = \pm F_{Yk(t)}^D$ en un rango elástico. Los valores de K_i^I , C_i^I , K_j^C , C_j^C , K_k^D , C_k^D son las rigidez elástica de la estructura y los coeficientes de amortiguamiento; $\ddot{x}_{g(t)}$ es la aceleración del suelo y $F_{i(t)}^I$, $F_{j(t)}^C$, $F_{k(t)}^D$ representan la fuerza de golpeteo entre las edificaciones con masas m_i^I , m_j^C , m_k^D .

A. Modelos estructurales

Para validar este estudio se desarrollaron 4 casos considerando, en cada caso, 3 modelos con plantas diferentes en su configuración estructural y con alturas aleatorias de 5, 4 y 3 niveles. En la siguiente tabla se resume la estructuración de las tres plantas.

TABLA 1
DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE
LOS TRES MODELOS DE EDIFICACIÓN

		Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Columna	C-1	0.50	0.50	0.50
	C-2	0.50	0.30	-
Viga	V-1	0.50	0.40	0.50
	V-2	0.30	0.25	0.25
H: 1° Nivel		3.10m	3.10m	3.10m
H: Resto		2.80m	2.80m	2.80m
Niveles		Variado	Variado	Variado

Separación entre edificación	0cm	0cm	0cm
------------------------------	-----	-----	-----

Las edificaciones son consideradas para uso de vivienda multifamiliar a base de pórticos de concreto armado. A continuación, se muestran los casos considerados:

• Primer Caso

El primer caso de cuantificación de la Fuerza de impacto analiza tres edificaciones donde la edificación izquierda, del centro y derecha son todas de 3 niveles y corresponden a la planta estructural del modelo 1, modelo 2 y modelo 3, tal y como se muestra en la fig. 2.

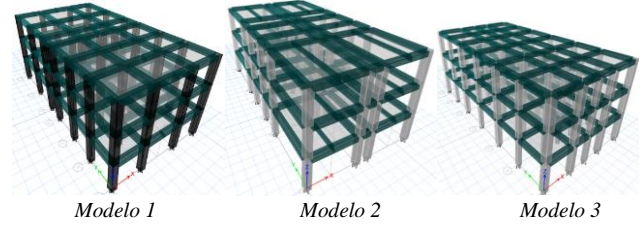


Fig. 2 Modelos estructurales del Primer caso de Estudio de golpeteo.

• Segundo Caso

El segundo caso de cuantificación de la Fuerza de impacto analiza tres edificaciones donde la edificación izquierda, del centro y derecha son todas de 4 niveles y corresponden a la planta estructural del modelo 1, modelo 3 y modelo 2, tal y como se muestra en la fig. 3.

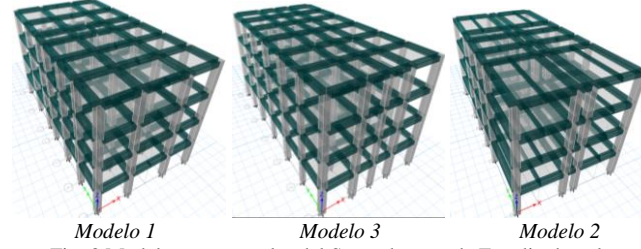


Fig. 3 Modelos estructurales del Segundo caso de Estudio de golpeteo.

• Tercer Caso

El tercer caso de cuantificación de la Fuerza de impacto analiza tres edificaciones donde la edificación izquierda, del centro y derecha son de 4, 3, 5 niveles y corresponden a la planta estructural del modelo 1, modelo 3 y modelo 2, tal y como se muestra en la fig. 4.

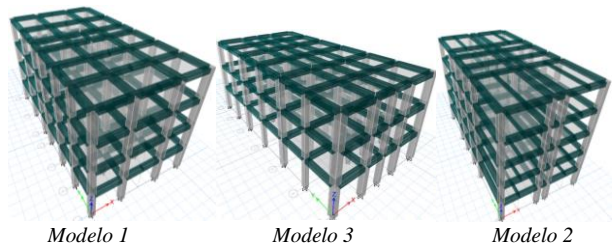


Fig. 4 Modelos estructurales del Tercer caso de Estudio de golpeteo.

• Cuarto Caso

El cuarto caso de cuantificación de la Fuerza de impacto analiza tres edificaciones donde la edificación izquierda, del centro y derecha son de 3, 5, 4 niveles y corresponden a la

planta estructural del modelo 3, modelo 1 y modelo 2, tal y como se muestra en la fig. 5.

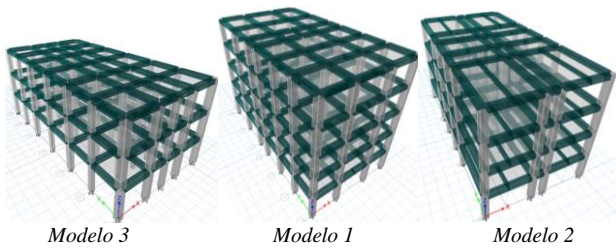


Fig. 5 Modelos estructurales del Cuarto caso de Estudio de golpepeo.

B. Resultados del Tiempo Historia

El Análisis tiempo historia se realizó para determinar las fuerzas cortantes, velocidades y desplazamiento según el tiempo de los registros sísmicos en la dirección E-W, puesto que son los parámetros de interés para poder determinar la fuerza de impacto. En la Fig.6 Se puede apreciar el gráfico de las Velocidades y desplazamientos máximos (3er Nivel).

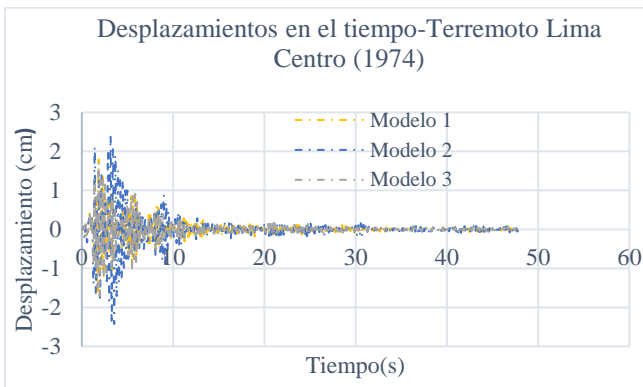


Fig. 6 Desplazamientos en el tiempo- Terremoto en Lima Centro (1974) para Edificaciones de Tres Niveles

C. Resultados de la fuerza de impacto:

Se realizó un estudio paramétrico para verificar la efectividad del modelo viscoelástico lineal de fuerza de impacto durante los golpes estructurales descritos por (3) y (4). Donde la configuración estructural del modelo 1, 2 y 3 corresponden a los colores verde, celeste y morado mostrados en la gráfica, respectivamente.

En el análisis se utilizaron 3 estructuras donde la separación sísmica es de 0cm para modelar el comportamiento de estructuras adyacentes bajo tres registros de excitaciones sísmicas del suelo: Los terremotos que ocurrieron en el Centro de Lima en los años 1966, 1970 y 1974. Estos registros son de distintas frecuencias de excitación, aceleraciones y duraciones de tiempo. Asimismo, de las 3 excitaciones sísmicas se utilizó la del Terremoto en Lima Centro del año 1974, debido a que presentaba máximos desplazamientos laterales y velocidades.

En el análisis numérico, se ha tomado la rigidez de cada estructura, las masas de pisos en kgf-s²/m y la relación de amortiguamiento estructural de 0.05 ha sido considerada para el análisis viscoelástico lineal.

a. Análisis de las edificaciones:

Los resultados de los 4 casos de análisis se muestran en la fig. 7 donde se puede apreciar el gráfico de las fuerzas de impacto por cada nivel en el tiempo de la excitación sísmica de las edificaciones en interacción donde se producen los mayores desplazamientos.

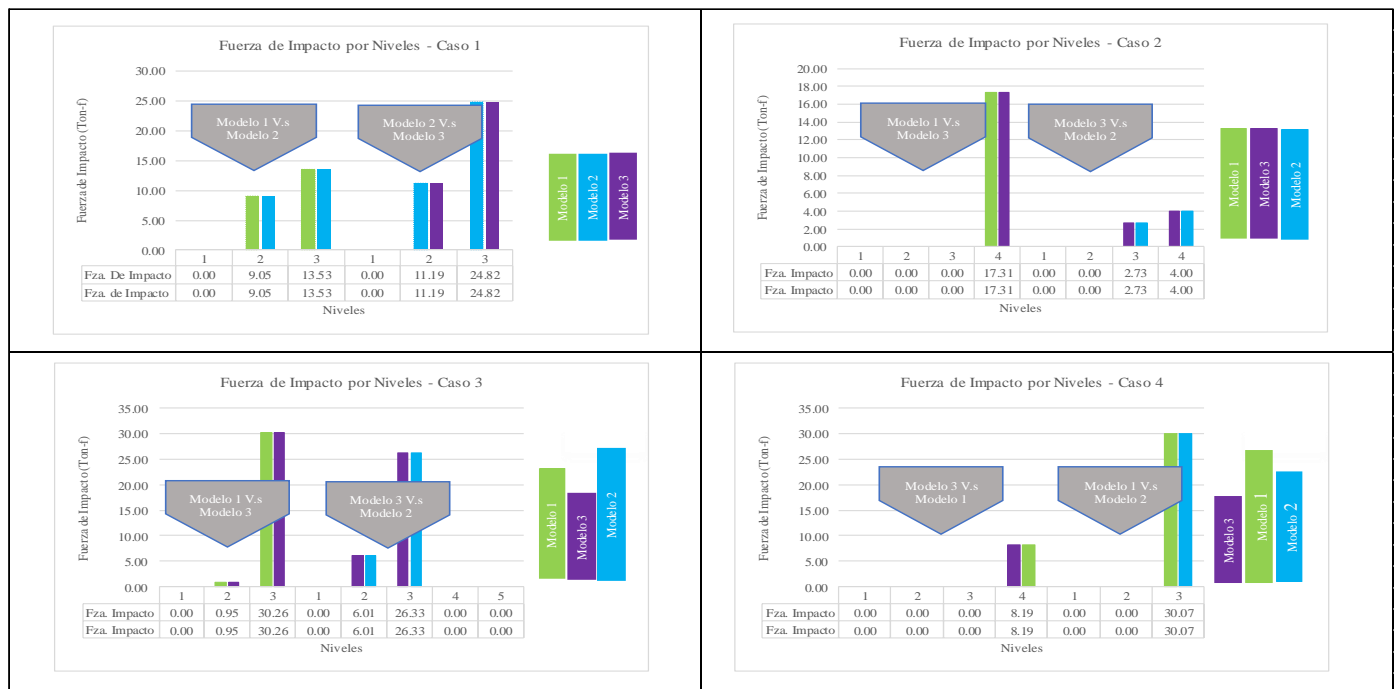


Fig. 7 Fuerzas de impacto en el tiempo en los cuatro casos de análisis donde se realizaron los desplazamientos máximos y fuerzas más relevantes.

Los casos 1 y 2 presentan estructuras de la misma altura, por lo que las mayores fuerzas de impacto se dan en los últimos niveles. Por ende, en el caso 1 las mayores fuerzas son en el nivel 3 con 24.82 Ktn-f resultado del impacto del modelo 2 Vs modelo 3 y 13.53 Ktn-f del modelo 2 Vs modelo 1. En cuanto el caso 2 presenta mayores fuerzas en el nivel 4 con 17.31 Ktn-f resultado de la interacción del modelo 3 vs modelo 1 y 4.00 Ktn-f del modelo 3 vs modelo 2, donde las edificaciones de los extremos del caso 2 presentan menor rigidez, por lo que las fuerzas de impacto son menores.

El caso 3 presenta fuerzas de 30.26 Ktn-f y 26.33 Ktn-f para la interacción del modelo 3 vs modelo 1 y modelo 3 vs modelo 2, respectivamente. Estas fuerzas se dan en el tercer nivel. Por lo tanto, la edificación de 5 niveles (modelo 2) podría presentar graves daños estructurales en el nivel 3 y hasta colapsar la edificación.

El Caso 4 las fuerzas de impacto presentan un valor de 30.07 Ktn-f y 8.19 Ktn-f en el tercer nivel (modelo 1 vs modelo 2) y cuarto nivel (modelo 1 vs modelo3), respectivamente. Debido a que las edificaciones colindantes son de menor altura que la edificación de referencia (5 niveles), donde la edificación con mayor altura podría sufrir fuertes impactos hasta el 4 nivel. Asimismo, podrían ocasionar graves daños estructurales.

Los resultados mostrados en la fig.7 indican que la máxima fuerza de impacto se presenta en el Caso 3 con una fuerza de 30.26 Ktn-f y 26.33 Ktn-f para la interacción modelo 3 vs modelo 1 y modelo 3 vs modelo 2, respectivamente. Por otro lado, se puede ver en la que la respuesta más baja se refiere al Caso 2 con valores de 17.31 Ktn-f y 4.00 Ktn-f para la interacción modelo 3 vs modelo 1 y modelo 3 vs modelo 2, respectivamente, en el nivel 4, puesto que las edificaciones son de la misma cantidad de niveles.

b. Fuerza de impacto y desplazamientos entre edificaciones:

Realizado el análisis de los cuatro casos respecto a las fuerzas de impacto en relación con los desplazamientos entre edificaciones colindantes, se obtiene que el caso 3, presenta los mayores desplazamientos representados en la Fig. 8, cuyos valores son de 12.67 mm y 17.52 mm, para la interacción modelo 3 vs modelo 1 y modelo 3 vs modelo 2, respectivamente.

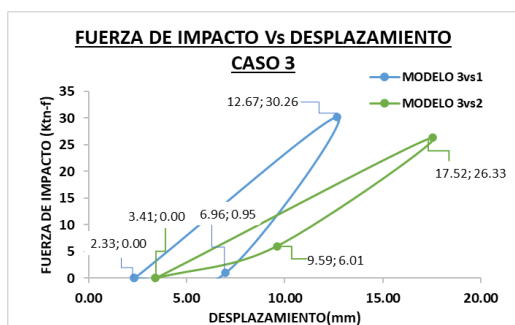


Fig. 8 Fuerza de impacto y desplazamientos máximos entre las edificaciones.

c. Fuerza de impacto y fuerza cortante:

Los resultados del análisis se presentan en la Fig. 9, el porcentaje de la fuerza cortante con respecto a la fuerza de impacto por niveles, donde la fuerza cortante utilizada en el análisis pertenece a la edificación de referencia (edificación intermedia).

Después, de realizarse el análisis en los cuatro casos se pudo determinar que el caso 3 presentaba los porcentajes más representativos. Por consiguiente, la mayor fuerza de impacto llegó hasta un 14.84% respecto la fuerza cortante en colisión entre el modelo 3 vs modelo 1 y 12.91% entre el modelo 3 vs modelo 2.

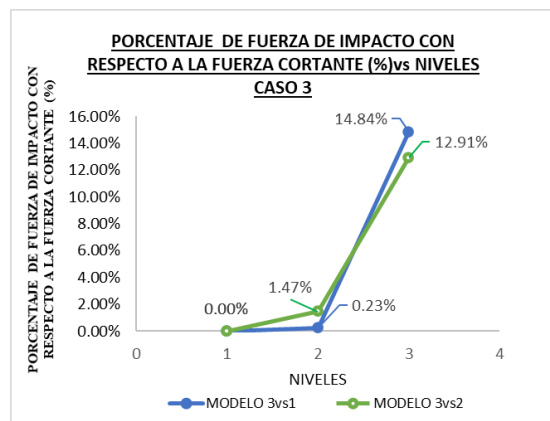


Fig. 9 Porcentaje de la fuerza cortante en función a la fuerza de impacto

IV. CONCLUSIONES

En esta investigación se evaluaron 4 casos para determinar la fuerza de impacto entre las edificaciones adyacentes de tres diferentes modelos estructurales mediante el modelo viscoelástico lineal y se obtuvo que las edificaciones colindantes de diferentes alturas como el caso 3 donde la interacción con la edificación de mayor altura presentó una mayor fuerza de impacto con un valor de 30.26 Ktn-f y un desplazamiento máximo de 12.67mm. Por esta razón, la edificación de 5 pisos es la más propensa a colisionar, puesto que ejerce mayor fuerza y por ser la de mayor altura también presenta los modos de vibración más altos. En cambio, cuando las edificaciones son de los mismos niveles como es el caso del caso 1 y 2 presentan regular fuerza de impacto y las edificaciones con menor riesgo son la del caso 2, donde la edificación de referencia es la de menor altura que las colindantes por lo que su fuerza de impacto es de 17.31 Ktn-f y 4.00 Ktn-f en el nivel 4 puesto que las edificaciones son del mismo nivel ,sin embargo; la fuerza varía debido a la altura y rigidez de las edificaciones colindantes, por ello la vulnerabilidad de la edificación de referencia es mínima, puesto que es más rígida.

Asimismo, estas fuerzas de impacto ocasionan que la edificación aumente su fuerza cortante basal hasta en un 14.84%; por lo tanto, podría generar desde leves a graves daños estructurales. Para futuras investigaciones se recomienda analizar las fuerzas de impacto en un rango no lineal, puesto que este análisis corresponde a un rango Lineal.

REFERENCES

- [1] Mohafezatkar A, Jamshidi R. Induced Settlement Reduction of Adjacent Masonry Building in Residential Constructions. 2017;3(7):450–462.
- [2] Jin N, Yang Y. Optimizing Parameters for Anticollision Systems between Adjacent Buildings under Earthquakes. 2018.
- [3] Miari M, Choong KK, Jankowski R. Seismic pounding between adjacent buildings: Identification of parameters, soil interaction issues and mitigation measures. *Soil Dyn Earthq Eng* [Internet]. 2019;121(December 2018):135–50. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.02.024>.
- [4] Jankowski R, Mahmoud S. *GeoPlanet: Earth and Planetary Sciences Earthquake- Induced Structural Pounding*. 2015.
- [5] Naderpour H, Barros RC, Khatami SM, Jankowski R. Numerical Study on Pounding between Two Adjacent Buildings under Earthquake Excitation. *Shock Vib*. 2016.
- [6] Jankowski R (2010) Experimental study on earthquake-induced pounding between structural elements made of different building materials. *Earthq Eng Struct Dyn* 39:343–354.
- [7] Jankowski R (2006) Pounding force response spectrum under earthquake excitation. *Eng Struct* 28:1149–1161.
- [8] Isobe, D. (2018). Seismic Pounding Analysis of Adjacent Buildings. *Progressive Collapse Analysis of Structures*, 93–101. <https://doi.org/10.1016/b978-0-12-812975-3.00009>