

## ARTÍCULO ORIGINAL

### **Comportamiento sísmico de un edificio mediante los métodos pushover y de coeficiente modificado**

#### **Seismic behavior of a building using the pushover and modified coefficient methods**

Alicia Mera<sup>1</sup> \* y Lenin Núñez<sup>2</sup> 

#### **RESUMEN**

La investigación evaluó el desempeño sísmico del edificio de la Universidad Alas Peruanas, Jaén, Perú, conformado por dos módulos y una escalera. Empleando la Norma VISION2000, se determinaron los niveles de peligrosidad sísmica, se incorporaron patrones de cargas para obtener la curva de capacidad bilineal y mediante el método de los coeficientes modificados se obtuvo el nivel de desempeño. El modelado 3D se realizó con el software Etabs v.18.1.0 versión académica. Según la Norma ASCE 41-17, la evaluación incluyó el nivel 1 que comprendió una inspección in situ para el llenado de listas de verificación rápida en los componentes estructurales y no estructurales. Y, el nivel 3 que comprendió un análisis estático no lineal pushover, considerando los niveles de peligrosidad sísmica e incorporándose un patrón de carga de distribución vertical proporcional a valores de  $C_{vx}$ . A través de una curva bilineal y por el método de los coeficientes modificados se obtuvo el desplazamiento objetivo y junto con la Norma VISION2000, ambos módulos mostraron un nivel desempeño sísmico de colapso, es decir; no presenta una adecuada capacidad para soportar deformaciones inelásticas. Por lo tanto, requieren reforzamiento estructural para mejorar su resistencia ante eventos sísmicos.

**Palabras clave:** Desempeño sísmico, desplazamiento objetivo, curva de capacidad, peligrosidad sísmica.

#### **ABSTRACT**

The research evaluated the seismic performance of the building at Universidad Alas Peruanas in Jaén, Peru, consisting of two modules and a staircase. Using the VISION2000 standard, seismic hazard levels were determined, and load patterns were applied to obtain the bilinear capacity curve. The performance level was assessed using the modified coefficient method. The 3D modeling was conducted with the academic version of Etabs v.18.1.0. According to the ASCE 41-17 standard, the evaluation included Level 1, which involved an in situ inspection for completing rapid checklist assessments of both structural and non-structural components, and Level 3, which included a nonlinear static pushover analysis. This analysis considered seismic hazard levels and incorporated a vertical load distribution pattern proportional to  $C_{vx}$  values. The target displacement was obtained through a bilinear curve and the modified coefficient method. In conjunction with the VISION2000 standard, both modules exhibited a seismic performance level of collapse, indicating inadequate capacity to withstand inelastic deformations. Therefore, structural reinforcement is necessary to improve resistance to seismic events.

**Keywords:** Seismic performance, target displacement, capacity curve, seismic hazard.

\* Autor para correspondencia

1 Escuela Profesional de Ingeniería Civil, Universidad Alas Peruanas, Perú. Email: [2015224583@alu.uap.edu.pe](mailto:2015224583@alu.uap.edu.pe)

2 Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica y Eléctrica, Universidad Nacional de Jaén, Perú. Email:

[lenin\\_nunez@unj.edu.pe](mailto:lenin_nunez@unj.edu.pe)

## INTRODUCCIÓN

El Perú está situado en una zona sísmica de moderada a alta y ha experimentado numerosos sismos destructivos que han causado importantes pérdidas humanas y daños materiales. Para mitigar los impactos de los sismos o terremotos, es necesario diseñar y evaluar estructuras que sean resilientes y capaces de soportar fuerzas sísmicas. Sin embargo, la actual norma de diseño sismorresistente se basa en un método de análisis basado en fuerzas lineales, que tiene limitaciones a la hora de predecir el comportamiento no lineal de las estructuras bajo fuertes cargas sísmicas.

Actualmente, no solo en el territorio peruano, las estructuras se diseñan para resistencia sísmica mediante análisis elástico, la mayoría de las cuales experimentan deformaciones inelásticas significativas bajo grandes eventos sísmicos (Abass y Jarallah, 2021). También, a pesar de la practicidad de los procedimientos lineales, su precisión puede ser limitada, especialmente para estructuras complejas o eventos sísmicos significativos, lo que requiere el desarrollo de procedimientos no lineales (Ali Abass y Khalaf Jarallah, 2021). Por este motivo se introduce el concepto de desempeño sísmico que, de acuerdo con Crainic y Munteanu (2013) es el índice del comportamiento de una edificación y su condición posterior a la acción de un sismo sin sufrir daño considerable, en los componentes estructurales y no estructurales.

Un porcentaje significativo de las pérdidas económicas está relacionado con el daño de componentes no estructurales y estos representan una parte importante del costo total de un edificio, por lo tanto, merecen una adecuada atención para mitigar las pérdidas económicas. Si bien la seguridad estructural del edificio está directamente relacionada con la planificación, el diseño y la construcción, la seguridad no estructural está de alguna manera relacionada con el mantenimiento posterior a la construcción (Kumar et al., 2022). La evaluación sísmica basada en desempeño busca comparar dos conceptos: demanda y capacidad a través de métodos no lineales como el análisis estático no lineal o pushover, el principio básico de este análisis es someter el modelo estructural inelástico de un edificio (después de cargar con cargas de gravedad) a un patrón de fuerza lateral incrementalmente creciente que representa una distribución simplificada de fuerzas inducidas por sismos (Najam, 2020). En este proceso se puede identificar la formación de rótulas plásticas y la degradación de la rigidez en la estructura (Mahesh y Pandit, 2020). Además, se obtiene la curva de capacidad idealizada que se cruza con la demanda sísmica para calcular el punto de desempeño de la estructura en función de la cortante en la base y el desplazamiento máximo en el último nivel de la estructura (Al-Fadhli, 2020).

El análisis pushover puede proporcionar una estimación útil del comportamiento sísmico de una estructura (Masrilayanti et al., 2023) y se considera una técnica comúnmente utilizada, que proporciona resultados aceptables (Elhadi et al., 2020). Además, el análisis pushover brinda una comprensión integral

del patrón de falla del edificio y, como resultado, hace posible construir la estructura de acuerdo con la función para la que fue diseñada (Hassan y Yasin, 2023). Sin embargo, es posible que este tipo de análisis no represente con precisión el comportamiento dinámico de la estructura, ya que es un método aproximado basado en cargas estáticas (Sankre y Sahu, 2020).

Se encuentran disponibles varios programas de computadora que permiten la aplicación del análisis pushover en la práctica Sullivan et al. (2021); en Chile desarrollaron el modelo no lineal de un edificio en el programa de computadora ABAQUS/Standard FE, el software IDARC-2D, SeismoStruct, en Perú y diferentes partes del mundo, los principales softwares más comerciales para este tipo de aplicación son Etabs y SAP200 (Picon y Vargas, 2019). Estos softwares han sido usados por más de 35 años por ingenieros estructurales e investigaciones respaldadas, por lo que, tiene validez, es confiable y objetivo para la interpretación de resultados requeridos.

Existen métodos que son utilizados para determinar el nivel de desempeño una vez obtenida la curva bilineal, entre ellos el método de linealización equivalente o espectro de capacidad y el método de los coeficientes de desplazamiento, este último fue el que se utilizó en la presente investigación. Utilizado inicialmente en FEMA 273 y posteriormente incorporado en FEMA 356, requiere la modificación de la respuesta elástica lineal del sistema de un grado de libertad (SDOF) equivalente para predecir el desplazamiento global máximo, el llamado desplazamiento objetivo. Se utiliza un conjunto de coeficientes para ajustar la respuesta (Asikoğlu et al., 2021). Así mismo, el desplazamiento requerido para la estructura se puede obtener directamente con la ayuda de operaciones numéricas con este método (Shendkar et al., 2024).

La evaluación estructural se debe establecer para uno o más niveles de desempeño. Cada uno de ellos está en función del grado de importancia y del nivel de amenaza sísmica requerido, por lo tanto; el nivel de desempeño de todo el sistema estructural debe definirse como una combinación adecuada de los niveles de desempeño de sus componentes estructurales y no estructurales (Mohsenian et al., 2023).

También, son una forma de categorizar el desempeño sísmico de las estructuras en función de su capacidad para cumplir objetivos de desempeño específicos bajo diferentes niveles de sacudidas del suelo (Masrilayanti et al., 2023).

Con base a lo mencionado, el objetivo de esta investigación fue evaluar el nivel de desempeño sísmico del edificio de dos módulos y una escalera de la Universidad Alas Peruanas en la ciudad de Jaén con el uso de las normas ASCE 41-17 y VISION2000 para determinar el nivel de desempeño sísmico del edificio categorizado como esencial de acuerdo con la norma E.030 de diseño sismorresistente.

## MATERIALES Y MÉTODOS

El edificio de la investigación está constituido por dos módulos de cuatro niveles y una escalera de acceso, con un sistema estructural construido con pórticos de concreto armado, destinado al uso de la educación superior universitaria, ubicado en el Sector Nuevo Horizonte, del distrito y provincia de Jaén, departamento Cajamarca, Perú.

Se seleccionaron niveles de peligros sísmicos conocidos como sismos de seguridad básica para edificios existentes (BSE-1E y BSE-2E) con 20% en 50 años, periodo de retorno 225 años y 5% en 50 años, periodo de retorno 975 años, respectivamente (American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI 41), 2017). Se recogieron parámetros de aceleración de respuesta espectral ( $S_s$  y  $S_1$ ) para periodos cortos de 0.2 segundos y periodos largos de 1.0 segundo con la finalidad de construir manualmente espectros de respuesta de aceleración. Se determinó la aceleración de respuesta espectral de diseño para periodos cortos y largos (Ecuación 1 y 2), los coeficientes de sitio en función de la aceleración de respuesta espectral para periodos cortos ( $S_s$ ); así como los coeficientes de sitio en función de  $S_1$  (Aceleración de respuesta espectral para periodos de 1 segundo y los coeficientes de sitio para valores de  $F_{pga}$  en función de PGA (aceleración máxima del suelo).

$$S_{xs} = F_a \cdot S_s \quad 1$$

$$S_{x1} = F_v \cdot S_1 \quad 2$$

Donde:  $F_a$  = coeficiente de sitio;  $S_s$  = aceleración de la respuesta espectral para periodos cortos;  $S_1$  = aceleración de la respuesta espectral para periodos de 1 segundo.

La construcción del espectro describe 4 puntos: para períodos inferiores a  $T_0$ , la aceleración de respuesta espectral de diseño ( $S_a$ ) fue calculada mediante la ecuación 11.4-5 (ASCE/SEI 7-10) (Ecuación 3).

$$S_a = S_{ds} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad 3$$

Donde:  $S_a$  = aceleración de la respuesta espectral de diseño;  $S_{ds}$  = aceleración de la respuesta espectral de diseño en periodos cortos;  $T$  = periodo fundamental de la estructura y  $T_0 = 0.2 S_{d1} / S_{ds}$ ,  $S_{d1}$  = aceleración de la respuesta espectral de diseño en un periodo de 1 segundo (ASCE/SEI 7-10).

Para períodos superiores a  $T_S$  e inferiores o iguales a  $T_L$ ,  $S_a$ , se tomó la ecuación 4 y para períodos superiores a  $T_L$ ,  $S_a$  se tomó como la ecuación 5.

$$S_a = \frac{S_{d1}}{T} \quad 4$$

$$S_a = S_{d1} \left( \frac{T_L}{T^2} \right) \quad 5$$

Dónde:  $T_L$  = periodo de transición a largo plazo

Las listas de verificación fueron adaptadas de la lista de verificación estructural para la Prevención de Colapsos en Edificios Tipo C1 y la lista de verificación estructural de Ocupación Inmediata para Edificio Tipo C1 (ASCE/SEI 41-17). Las listas de verificación mencionadas fueron llenadas in situ; previa verificación rápida de columnas en el segundo nivel por ser el más crítico para determinar su rigidez y resistencia, esto fue obtenido mediante las ecuaciones 6 y 7 correspondiente al nivel 1.

$$V_{javj} = \left( \frac{1}{30} \left( \frac{nc}{nc - nf} \right) \left( \frac{V_j}{Ac} \right) \right) \quad 6$$

Dónde:  $v_j$  = Cortante del piso;  $nc$  = Número total de pilares;  $nf$  = Número total de pórticos en la dirección de la carga;  $Ac$  = Suma del área de la sección transversal de todos los pilares del piso considerado;  $M_s$  = Factor de modificación del sistema (ASCE/SEI 41-17).

$$Pot = \frac{1}{1.3} \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{V \cdot hn}{L \cdot nf} \right) \cdot \left( \frac{1}{Acol} \right) \quad 7$$

Dónde:  $nf$  = Número total de pórticos en la dirección de la carga;  $V$  = Fuerza seudo sísmica;  $hn$  = Altura por encima de la base hasta el nivel de techo;  $L$  = Longitud total;  $M_s$  = Factor de modificación del sistema (ASCE/SEI 41-17).

Para el nivel de detección también se realizó el cálculo de la pseudo fuerza sísmica horizontal de acuerdo con la ecuación 8.

$$V = C \cdot Sa \cdot W \quad 8$$

Dónde:  $V$ : pseudo fuerza sísmica,  $W$ : peso sísmico efectivo del edificio,  $Sa$ : aceleración de respuesta espectral,  $C$ : Factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico y el desplazamiento lineal elástico (ASCE/SEI 41-17).

Para el caso del factor de modificación  $C$  se varió de acuerdo con el tipo de edificación (madera, pórticos resistentes a momento, muros de corte, pórticos arriostrados, albañilería sin refuerzo, diagramas flexibles) y el número de pisos.

La aceleración de respuesta espectral se calculó mediante la ecuación 9.

$$Sa = \frac{Sx1}{T} \quad 9$$

Dónde:  $T$ , es el período fundamental, calculado de acuerdo con la ecuación 10.

$$T = C1 \cdot hn \beta \quad 10$$

Donde:  $C1 = 0.018$  para pórticos resistentes a momento de concreto (Tipo C1);  $hn$ =altura de la base al nivel de techo;  $\beta = 0.90$  para pórticos resistentes a momento de concreto (ASCE/SEI 41-17).

También se encontró la fuerza cortante en los pisos mediante las ecuaciones 11 y 12.

$$F_x = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} \cdot V \quad 11$$

$$V_j = \sum_{x=j}^n F_x$$

Dónde:  $V_j$  = Cortante del piso en el nivel  $j$ ,  $n$  = Número total de pisos por encima del nivel del suelo,  $j$  = Número de niveles de pisos considerado,  $W$  = Peso sísmico total,  $V$  = Fuerza pseudo sísmica,  $w_i$  = Porción del peso total del edificio  $W$  localizado en nivel de piso  $i$ ,  $w_x$  = Porción del peso total del edificio  $W$  localizado en planta  $x$ ,  $h_i$  = Altura desde la base hasta el nivel del suelo,  $h_x$  = Altura (pies) desde la base hasta el nivel del suelo  $x$ ; y  $k = 1,0$  para  $T \leq 0,5$  s y  $2,0$  para  $T > 2,5$  (ASCE/SEI 41-17).

Se realizó el análisis completo de la estructura teniendo en cuenta que para evaluar el sistema resistente a fuerzas sísmicas se utilizó el análisis estático no lineal – pushover (ASCE/SEI 41-17). El procedimiento constó de un modelado matemático en tres dimensiones con el software Etabs versión 18.1.0 en su versión académica; se modelaron los módulos I y II, y la escalera por separado ya que los planos especificaban juntas sísmicas. Se consideraron las dimensiones de los planos proporcionados, presentando un área de 284.89 m<sup>2</sup>, 270.86 m<sup>2</sup> y 31.11 m<sup>2</sup> respectivamente. A continuación, se muestra el proceso de la técnica pushover y modelado estructural.

**Figura 1**

*Diagrama de flujo de aplicación de la técnica pushover*

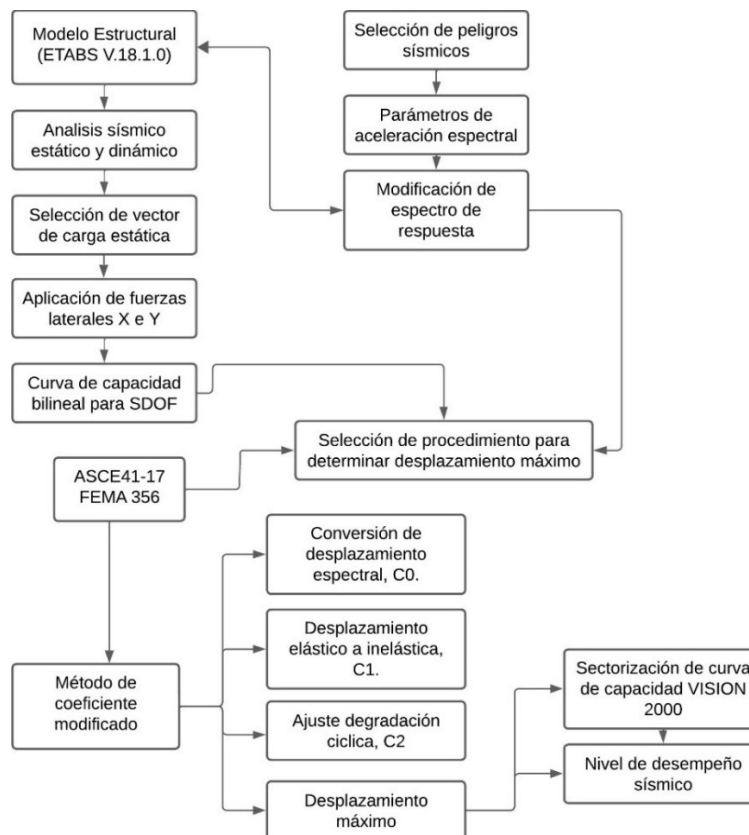
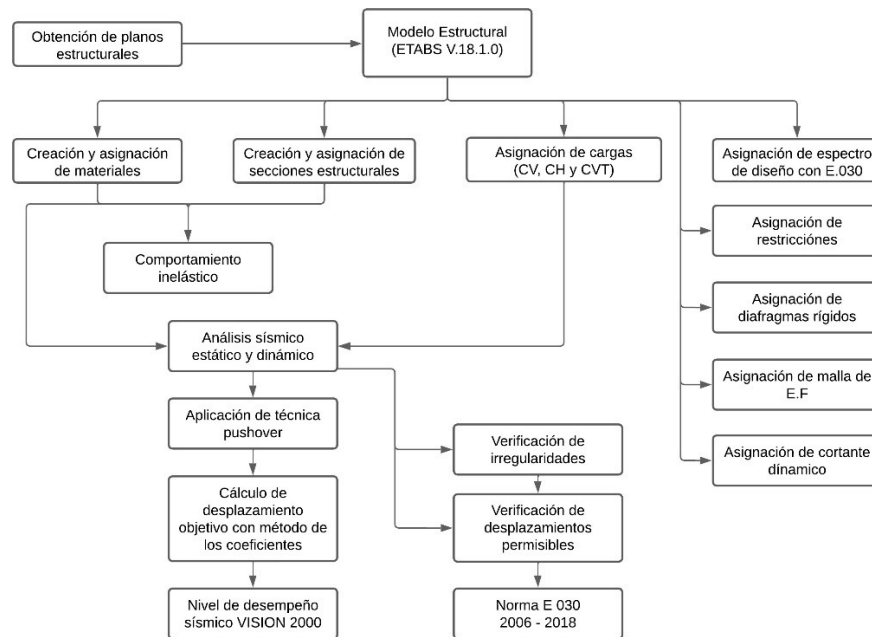


Figura 2

Diagrama de flujo de aplicación de modelado estructural en Etabs V18.1.0.



Las vigas y columnas fueron incluidas en el modelado haciendo uso de elementos tipo fibra con inelasticidad distribuida Abarca Duarte (2020), así también se consideró secciones integradas. Para el análisis estático no lineal se consideró la combinación de carga gravitacional especificada en ASCE 41-17 en concordancia con la ecuación 13.

$$QG = 1.1.(QD + QL)$$

13

Donde: QD = acción causada por las cargas muertas; QL = acción causada por la carga viva, igual al 25% (ASCE/SEI 41-17).

Para obtener la curva de capacidad se realizó el cálculo de patrones de carga laterales ambas direcciones X e Y Huamaní Camargo (2020), mediante la ecuación 14.

$$Cvx = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k}$$

14

Donde: Cvx = distribución vertical de carga proporcional. k = 2.0, T ≥ 2.5; 1.0, T ≤ 0.5

El desplazamiento objetivo se desarrolló de acuerdo con las ecuaciones 15 y 16.

$$Te = \sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

15

Dónde: Te = rigidez lateral efectiva, Ki = Rigidez lateral elástica del edificio, Ti = Periodo fundamental elástico, Ke = Rigidez lateral efectiva del edificio (ASCE/SEI 41-17).

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad 16$$

Donde:  $S_a$  = aceleración del espectro de respuesta en el período fundamental efectivo;  $C_0$  = factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF) con el desplazamiento del techo del edificio de múltiples grados de libertad (MDOF). El factor de modificación  $C_0$ , se ha tomado en función al número de pisos y el patrón de carga.

Con las ecuaciones 17 y 18 de los factores de modificación se han relacionado los desplazamientos inelásticos y la representación de la forma de histéresis. Mientras que para calcular el límite elástico del edificio en la dirección considerada se aplicó la ecuación 19.

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strength}}{aT_e^2} - 1 \quad 17$$

Donde:  $C1$  = factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados y  $g$  = aceleración de la gravedad (ASCE/SEI 41-17).  $C2$  = Factor de modificación para representar la forma de histéresis, degradación cíclica de la rigidez y deterioro de la resistencia en el desplazamiento máximo.

$$C2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{\mu_{strength}-1}{T_e} \right)^2 \quad 18$$

Donde:  $a$  = factor de sitio,  $\mu(\text{strength})$  = relación entre la demanda de resistencia elástica y el límite elástico.

Y para calcular otros valores, se requirió:

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{v_y / W} \cdot C_m \quad 19$$

Donde:  $V_y$  = límite elástico del edificio en la dirección considerada calculado a partir de los resultados del análisis no lineal,  $W$  = peso sísmico efectivo,  $C_m$  = factor de masa efectiva, en función al número de pisos y de la estructura del edificio.

Los criterios de aceptación se desarrollaron de acuerdo con los parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales-viga de concreto armado y los parámetros de modelización y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales – columnas de concreto armado (ASCE/SEI). Los criterios de aceptación fueron de ayuda para determinar en qué nivel de desempeño se encontraba las vigas y columnas en función de su grado de deformación. ASCE clasifica estos grados de deformación en: Ocupación inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS), Prevención por colapso (CP).

La sectorización de la curva de capacidad y el nivel de desempeño sísmico se realizó en dirección X e Y de acuerdo con el comité VISION 2000 en el que se asigna un desplazamiento a cada nivel de desempeño.

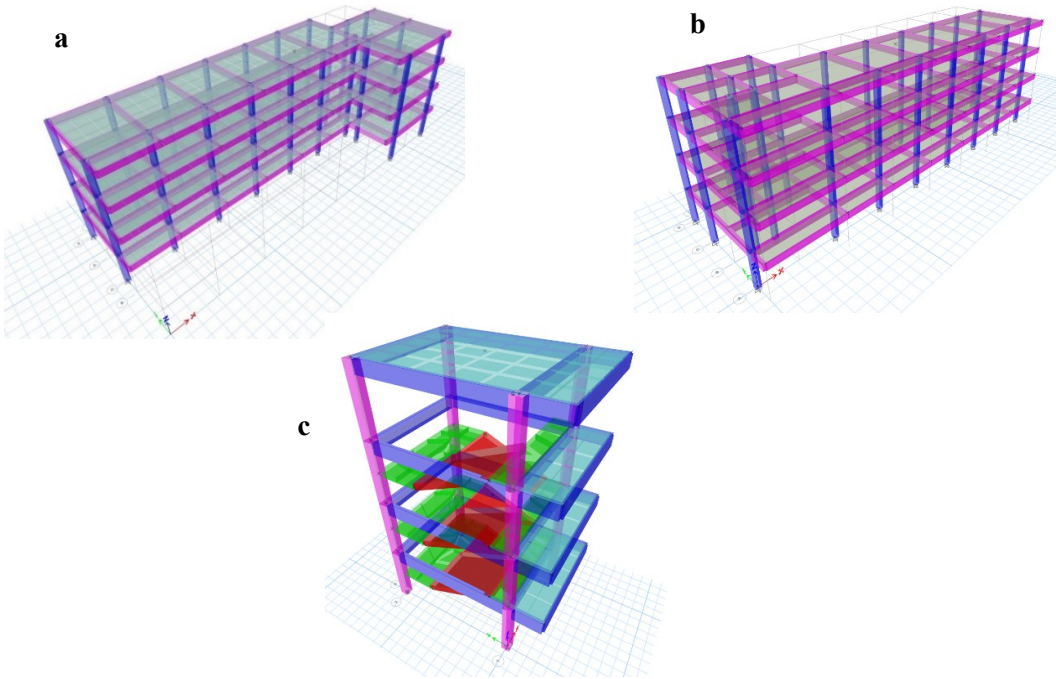


## RESULTADOS

En la figura 3 se observan los modelados estructurales en 3D, el cual proporciona vistas sobre los elementos estructurales y geometría de la estructura.

**Figura 3**

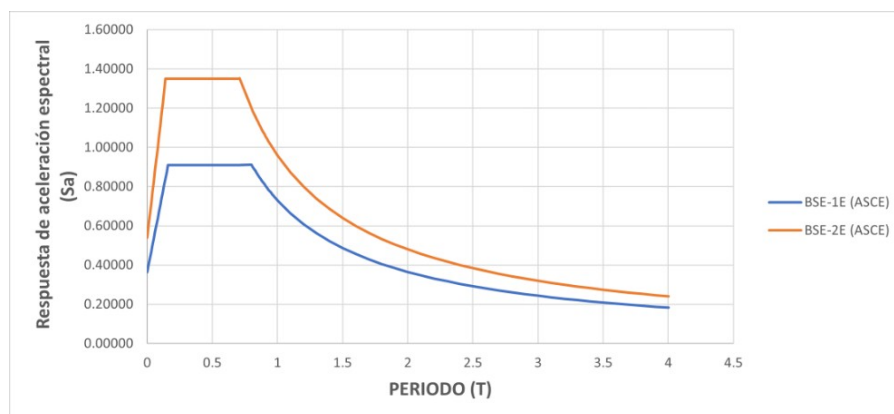
*Modelados estructurales a) y b) módulos I y II de aulas y c) escalera*



En la Figura 4 se observa los espectros de respuesta de aceleración para los niveles de peligros sísmicos definidos, se ajustan para reflejar las condiciones del suelo. También proporcionan información sobre cómo la estructura responde a movimientos sísmicos en función de características esenciales.

**Figura 4**

*Espectro de respuesta general para el edificio en estudio*

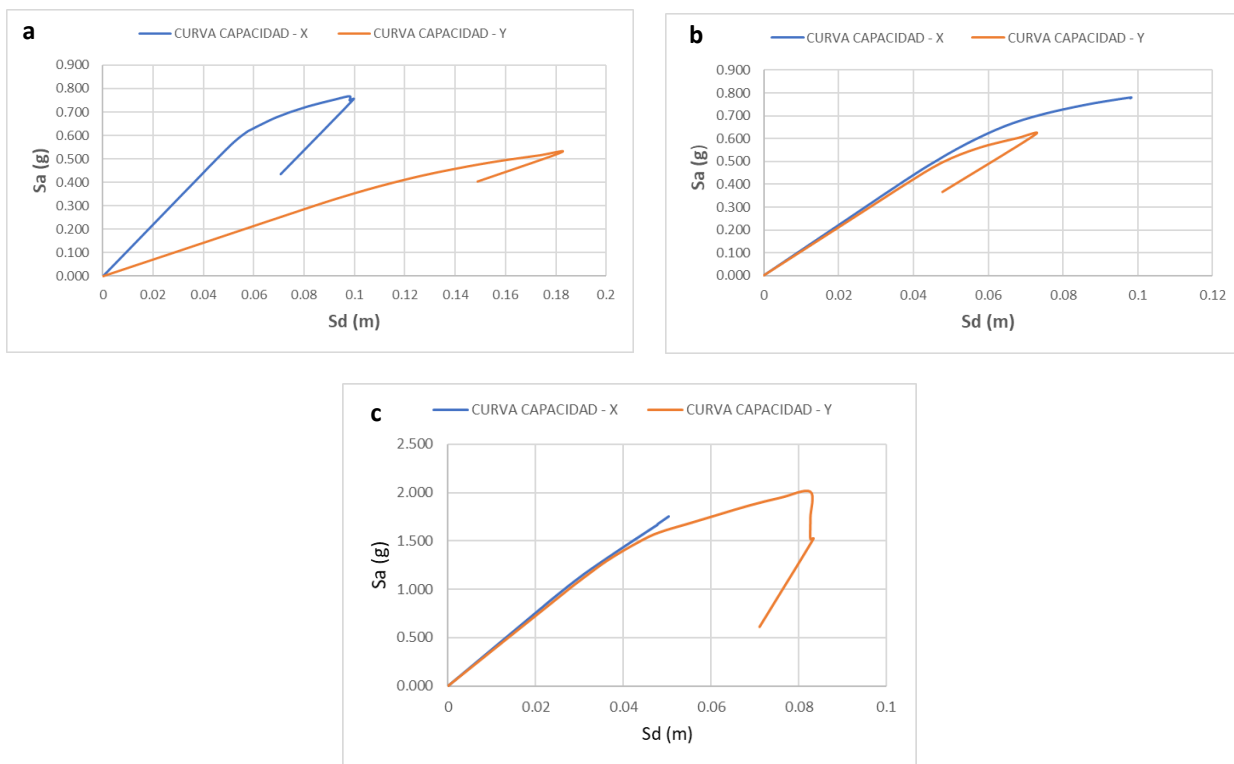


En la Figura 5, se puede observar la curva de capacidad en dirección X e Y a) y b) módulos I y II de aulas y c) escalera. Se presenta un patrón similar en ambas direcciones que da comienzo a un rango elástico

pronunciado y constante lo que indica que los elementos estructurales no presentan agrietamiento, así mismo; la incursión en el rango inelástico. También se observa que la resistencia aumenta hasta un punto máximo en el que el primer elemento vertical del sistema resistente a fuerzas falla, así mismo este punto cae de forma brusca llevando al colapso a la estructura.

**Figura 5**

Curva de capacidad en dirección X e Y a) módulo I, b) módulo II, c) escalera



En la Tabla 1 se observa el desplazamiento objetivo calculado por el método de los coeficientes, para ambos niveles de peligrosidad usando los parámetros mencionados.

**Tabla 1**

Desplazamiento objetivo de la estructura

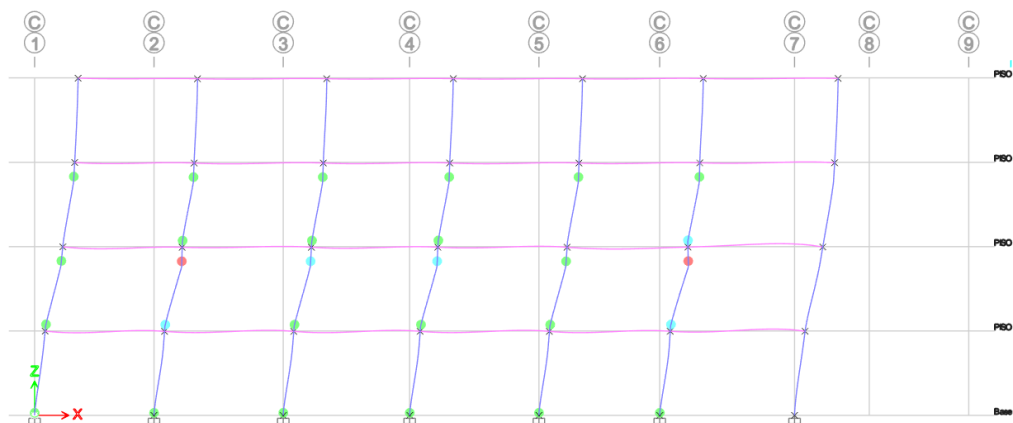
Parámetros		X		Y	
		BSE-1E	BSE-2E	BSE-1E	BSE-2E
<b>Módulo I</b>	Rigidez lateral efectiva (Ton/m)	5721.018		1841.352	
	Rigidez lateral elástica (Ton/m)	5721.018		1841.352	
	Período fundamental elástico (s)	0.703		0.894	
	Período fundamental efectivo (s)	0.703		0.894	
	Aceleración espectral (g)	1.313	2.035	1.313	2.035
	C0	1.114	1.0811	2.524	2.992
	C1	1.102	1.176	1.114	1.1891
	C2	1.00	1.00	1.00	1.00
	<b>Desplazamiento objetivo (m)</b>	<b>0.1968</b>	<b>0.3159</b>	<b>0.7287</b>	<b>1.429</b>
<b>Módulo II</b>	Rigidez lateral efectiva (Ton/m)	5711.863		5446.198	
	Rigidez lateral elástica (Ton/m)	5711.863		5446.198	

	Período fundamental elástico (s)	0.614		0.935	
	Período fundamental efectivo (s)	0.614		0.935	
	Aceleración espectral (g)	1.313	2.035	1.313	2.035
	C0	1.234	1.185	0.641	0.597
	C1	1.142	1.245	1.079	1.132
	C2	1.034	1.10	1.00	1.00
	<b>Desplazamiento objetivo (m)</b>	<b>0.1777</b>	<b>0.3086</b>	<b>0.1985</b>	<b>0.3019</b>
	Rigidez lateral efectiva (Ton/m)	3883.767		3723.676	
	Rigidez lateral elástica (Ton/m)	3883.767		3723.676	
	Período fundamental elástico (s)	0.286		0.312	
	Período fundamental efectivo (s)	0.286		0.312	
<b>Escalera</b>	Aceleración espectral (g)	1.313	2.035	1.313	2.035
	C0	1.746	1.745	1.632	1.725
	C1	1.282	1.549	1.144	1.166
	C2	1.029	1.11	1.00	1.01
	<b>Desplazamiento objetivo (m)</b>	<b>0.0611</b>	<b>0.1232</b>	<b>0.059</b>	<b>0.100</b>

Los criterios de aceptación en vigas y columnas de toda la estructura mostraron que la mayoría de dichos elementos se mantienen en el nivel de desempeño sísmico ocupación inmediata y seguridad de vida, conservando así un rango de desplazamiento antes de que presenten daños que sean considerables. Sin embargo; la formación de rótulas plásticas se da primero en las columnas y no da lugar a la formación de rótulas plásticas en vigas, evidenciando así que estas serán las primeras en colapsar y se formará el fenómeno de columna débil – viga fuerte debido a la poca rigidez que estas poseen.

**Figura 6**

*Mecanismo de colapso de rótulas plásticas*

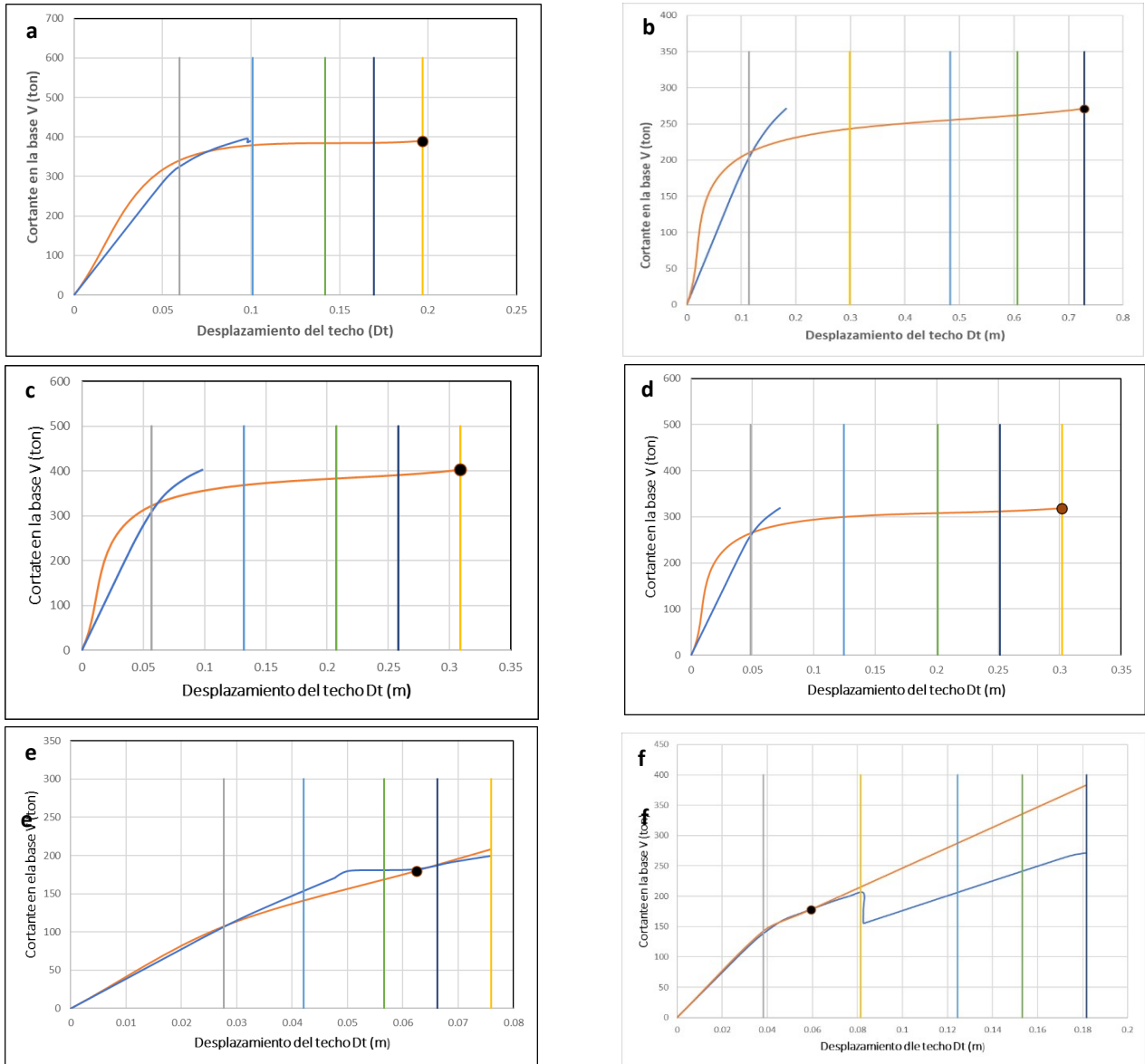


En las Figuras 7, se observan algunas sectorizaciones de la curva de capacidad y del desplazamiento objetivo en las direcciones X e Y. Se obtuvo los niveles de desempeño sísmico, es decir; en un sector de la curva se muestra que el punto de la capacidad de la estructura ha sido superado, llevándola al colapso. Esto sucede para ambos módulos en las direcciones de análisis y ambos niveles de peligro sísmico. Para el caso de la escalera se observa un nivel de desempeño sísmico de seguridad de vida en ambas

direcciones de análisis y para los niveles de peligro sísmico seleccionado, es decir; sufre daños significativos, pero no colapsa, permitiendo la seguridad de las personas dentro del edificio. Además, muestra desplazamientos moderados a grandes.

**Figura 7**

*Desempeño sísmico del módulo I colapso en dirección X (a) e Y para BSE-1E (b); Desempeño sísmico del módulo II colapso dirección X (c) e Y para BSE-2E(d); Desempeño sísmico escalera seguridad de vida en dirección X (e) e Y para BSE-1E (f).*



## DISCUSIÓN

Mediante el análisis estático no lineal – pushover se logró identificar que las estructuras del módulo I y II no cumplen con los niveles de desempeño sísmico establecidos para estructuras esenciales, ya que existe daño severo en los elementos estructurales, así lo mostraron los criterios de aceptación. El estudio de un edificio existente en Indonesia de Wibowo et al. (2021) menciona que mediante el análisis pushover y el software

Etabs V.9.0.0 se logró determinar el nivel de desempeño sísmico del edificio, siendo este seguridad de vida y prevención de colapso. También, para 3 edificios el desempeño sísmico fue evaluado en base al desplazamiento objetivo y todos ellos tienen un nivel de desempeño de ocupación inmediata o conocido como control de daños (Suwondo et al., 2022). A su vez, Gautam et al. (2021) observaron en su estudio que las conexiones viga-columna son los componentes estructurales más frágiles.

De acuerdo con Zebua y Koespiadi (2022), en su investigación la mayoría de rótulas plásticas cumplieron con el concepto de construcción resistente a sismos, es decir, columna fuerte - viga débil. Así mismo, en la evaluación de desempeño estructural el nivel de desempeño en el que se encuentra la estructura es Ocupación Inmediata (IO) donde el edificio es seguro durante un sismo. Y, Eldin et al. (2021) consideraron cuatro grupos de edificios para análisis mediante técnica pushover utilizando el método del coeficiente de desplazamiento, refiriendo que este enfoque es preciso para monitorear el comportamiento no lineal del; clasificaron estos edificios en el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO). Además, Riswandi et al. (2021) en su evaluación mostraron que el nivel de desempeño para el edificio de salas de usos múltiples es seguridad de vida (LS), mientras que para edificio de la Fiscalía es control de daños.

Por otro lado, los componentes no estructurales presentaron las siguientes deficiencias: los muros no estructurales de albañilería no presentan aislamiento y los paneles de vidrio se ven expuestos por la falta de protección sísmica al igual que las luces de emergencia, luminarias, etc. Por lo tanto; se espera que el daño que produzcan dichos componentes sea extenso.

Gautam et al. (2021) en su estudio obtuvieron que los componentes no estructurales, como los muros de relleno y los parapetos, son más frágiles que los componentes estructurales y representan una amenaza para la seguridad de los ocupantes, sin mencionar la interrupción del uso funcional de los edificios. De igual manera, Ogasawara et al. (2020) encontraron que el daño se produjo primero en las juntas de expansión, las paredes interiores y divisorias, seguido por los techos, los muebles y el contenido del edificio. Y, en edificios escolares dichos componentes, como el relleno y las particiones, resultaron ser los componentes más dañados (Ludovico et al., 2020).

## **CONCLUSIONES**

Los módulos I y II no cumplen con el nivel de desempeño sísmico adecuado para ningún tipo de peligro sísmico, por lo que no se garantiza su posterior funcionamiento después de un evento sísmico de gran magnitud. Por lo tanto; necesitará un reforzamiento estructural de modo que la resistencia y la rigidez aumenten, esto se logra mediante la adición de pórticos de concreto armado, arriostres metálicos,

disipadores de energía, encamisado de concreto reforzado, entre otros. A su vez, se recomienda aplicar análisis pushover multimodo y análisis dinámico no lineal tiempo- historia.

Además, tienen una inadecuada capacidad de soportar deformaciones inelásticas y al mismo tiempo, estas deformaciones se reducen debido a la falta de redundancia en los elementos verticales resistentes a fuerzas laterales.

Los daños que producirán los componentes no estructurales van a generar que ambos módulos queden inhabilitados, además; de generar grandes pérdidas económicas y sobre todo un riesgo adicional para los ocupantes. Por lo tanto, se debe considerar la protección sísmica de los componentes no estructurales. Además, mediante el estudio de curvas de fragilidad se puede estimar el daño que causarán una vez construido un edificio.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abarca Duarte, N. (2020). *Optimización estructural de un edificio con marcos de concreto reforzado, utilizando el método de capacidad espectral, comparando los resultados de la modelación con plasticidad concentrada y distribuida*. Instituto Tecnológico de Costa Rica - Escuela de Ingeniería en Construcción.
- Abass, H. A., y Jarallah, H. K. (2021). Seismic Evaluation and Retrofitting of an Existing Buildings-State of the Art. *Al-Nahrain Journal for Engineering Sciences*, 24(1), 52–75. <https://doi.org/10.29194/njes.24010052>
- Ali Abass, H., y Khalaf Jarallah, H. (2021). Comparative Study of the Seismic Assessment According to ATC-40, FEMA-356 and FEMA-440 for Existing Hospital Building Located at Baghdad City. *Internacional Journal of Civil Engineering*, June.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers.
- Asıkoğlu, A., Vasconcelos, G., y Lourenço, P. B. (2021). Overview on the nonlinear static procedures and performance-based approach on modern unreinforced masonry buildings with structural irregularity. *Buildings*, 11(4), 33. <https://doi.org/10.3390/buildings11040147>
- Eldin, H. K. S., Hassan, H., Mohamed, H. A., y Ragab, Z. E. (2021). Seismic Evaluation Of RC Buildings. *The Egyptian International Journal of Engineering Sciences and Technology*, 34, 45–57.
- Elhadi, K., Alashker, Y., Laissy, M., y Ayed, E. (2020). Evaluation of seismic performance of 6-storeys RC buildings , in ABHA City - KSA , by using pushover analysis method. *International Journal of Structural Design and Engineering*, 1 (1), 26–31.
- Gautam, D., Adhikari, R., y Rupakhety, R. (2021). Seismic fragility of structural and non-structural elements of Nepali RC buildings. *Engineering Structures*, 232(January), 111879. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111879>
- Hassan, A. A., y Yasin, A. A. (2023). Pushover Analysis of Multi-Story Reinforced Concrete Frame Structure. *Journal of Economics & Management Research*, 4(2), 1–8. [https://doi.org/10.47363/jesmr/2023\(4\)175](https://doi.org/10.47363/jesmr/2023(4)175)
- Huamaní Camargo, H. (2020). *Análisis sísmico no lineal estático basado en desempeño*.
- Kumar, A., Lang, D. H., Ziar, H., y Singh, Y. (2022). Seismic Vulnerability Assessment of Non-Structural Components - Methodology, Implementation Approach and Impact Assessment in South and Central Asia. *Journal of Earthquake*

- Engineering*, 26(3), 1300–1324. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1713930>
- Ludovico, M. D., Vecchio, C., y Prota, A. (2020). Damage Assessment and Repair Costs of Residential and School Buildings after recent Italian Earthquakes. *17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE Sendai, Japan - September 13th to 18th 2020*.
- Masrilayanti, Hasibuan, Y. A., Kurniawan, R., Sunaryati, J., y Aidil Fitrah, R. (2023). Performance evaluation of high-rise apartment building using pushover analysis. *E3S Web of Conferences*, 429. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202342905024>
- Mohsenian, V., Gharaci-Moghaddam, N., Mariani, S., y Hajirasouliha, I. (2023). Assessment of the effects of non-structural components on the seismic reliability of structures via a block diagram method. *Structures*, 47(December 2022), 2050–2065. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.12.024>
- Najam, F. A. (2020). Nonlinear Static Analysis Procedures for Seismic Performance Evaluation of Existing Buildings – Evolution and Issues. *Sustainable Civil Infrastructures*, 180–198. [https://doi.org/10.1007/978-3-319-61914-9\\_15](https://doi.org/10.1007/978-3-319-61914-9_15)
- Ogasawara, S., Kanda, K., y Suzuki, Y. (2020). Damage Investigation of Non-Structural Components in Buildings with SHM System in the 2018 Osaka Earthquake. *17th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Picon, C., y Vargas, D. (2019). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la sede principal del colegio de Santander en Bucaramanga*. Universidad Industrial de Santander.
- Riswandi, M., Hasan, M., Afifuddin, M., Putra, R., Maulana, M., y Bilqaini, G. R. (2021). Performance assessment of building structures due to Pidie Jaya earthquake using pushover analysis. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 1087(1), 012022. <https://doi.org/10.1088/1757-899x/1087/1/012022>
- Sankre, S., y Sahu, P. (2020). Earthquake Behavioural Analysis of Symmetric and Asymmetric RCC Structure Using Pushover Method. *International Journal of Research in Engineering, Science and Management*, 1, 3–6.
- Shendkar, M. R., Kontoni, D. P. N., y Işık, E. (2024). Determination of the seismic vulnerability of infilled RC buildings according to the Quadrants assessment method. *Asian Journal of Civil Engineering*, 25(2), 2209–2228. <https://doi.org/10.1007/s42107-023-00904-x>
- Suwondo, R., Mellyati, L., y Alama, S. (2022). Pushover analysis of reinforced concrete building seismically designed based on SNI 1726-2019. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 998(1). <https://doi.org/10.1088/1755-1315/998/1/012005>
- Wibowo, R. G., Rohman, R. K., y Cahyono, S. D. (2021). Seismic Evaluation of Existing Building Structures in the City of Madiun using Pushover Analysis. *Journal of Physics: Conference Series*, 1845(1). <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1845/1/012032>
- Zebua, D., y Koespiadi. (2022). Performance Evaluation of Highrise Building Structure Based on Pushover Analysis with ATC-40 Method The top view of the building analyzed in this study is shown in. *Applied Research on Civil Engineering and Environment (ARCEE)*, 03(02), 54–63.