

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



**Evaluación del desempeño sísmico de una institución educativa empleando
el análisis no lineal dinámico**

**TRABAJO DE INVESTIGACIÓN PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE
BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL**

AUTOR

Ariana Yvett Paredes Cruz

ASESOR

Angel Antonio Ruiz Pico

<https://orcid.org/0000-0003-2638-0593>

Chiclayo, 2022

ARTÍCULO

INFORME DE ORIGINALIDAD

15%

INDICE DE SIMILITUD

13%

FUENTES DE INTERNET

8%

PUBLICACIONES

6%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	www.scielo.cl Fuente de Internet	2%
2	Submitted to Universidad Continental Trabajo del estudiante	1%
3	hdl.handle.net Fuente de Internet	1%
4	Eduardo Rafaél Álvarez Deulofeu, Fidel Lora Alonso, Samary López Chang. "Proceso de diseño sismorresistente de edificios de viviendas de mampostería reforzada para zonas de alta peligrosidad sísmica", Informes de la Construcción, 2022 Publicación	1%
5	structurae.net Fuente de Internet	1%
6	acikbilim.yok.gov.tr Fuente de Internet	<1%
7	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	<1%

Índice

Resumen	3
Abstract	4
Introducción.....	5
Materiales y métodos	7
Resultados	18
Discusión	23
Conclusiones	25
Referencias.....	26

Resumen

Actualmente, existe un gran número de instituciones educativas antiguas que aún siguen en funcionamiento y han sido construidas sin tomar en cuenta criterios sismorresistentes. Estas edificaciones por ser consideradas esenciales, deben mantener su operatividad durante y después de una solicitación sísmica. En esta investigación se analizaron dos módulos de dos niveles con plantas regulares pertenecientes a una institución educativa construida en el año 1994, los cuales se caracterizan por tener un sistema de pórticos de concreto armado en la dirección X y un sistema de albañilería confinada en la dirección Y. Estos módulos fueron analizados aplicando los parámetros lineales de la NTP. E.030 y metodologías no lineales como el ADNL, donde las estructuras fueron sometidas a tres eventos sísmicos ocurridos en el Perú, las cuales fueron corregidas, escaladas y compatibilizadas con el espectro de respuesta por medio de los softwares Seismosignal y Seismomatch. Para el modelamiento se utilizó el software ETABS y siguiendo las pautas del ASCE 41-17 y FEMA 356, se evaluó la respuesta de los registros sísmicos en la direcciones norte-sur y este-oeste, obteniéndose las derivas y gráficas de cortante y desplazamiento vs tiempo. En base a los resultados se obtuvo el desempeño sísmico para ambas direcciones, tomando en cuenta los niveles de desempeño dados por el HAZUS99, determinándose que en la dirección X presenta un desempeño de “Daños estructurales completos” y en Y de “Ligeros daños estructurales”, concluyéndose que para este tipo de edificaciones es necesario un reforzamiento estructural en la dirección X para mejorar dicho desempeño.

Palabras clave: Análisis dinámico no lineal, desempeño sísmico, infraestructura antigua, reforzamiento estructural, pórticos de concreto armado

Abstract

Currently, there are a large number of old educational institutions that are still in operation and have been built without taking into account seismic-resistant criteria. Since these buildings are considered essential, they must maintain their operability during and after a seismic stress. In this research, two two-story modules with regular floor plans belonging to an educational institution built in 1994 were analyzed, which are characterized by having a reinforced concrete portal frame system in the X direction and a confined masonry system in the Y direction. These modules were analyzed by applying the linear parameters of NTP. E.030 and nonlinear methodologies such as ADNL, where the structures were subjected to three seismic events that occurred in Peru, which were corrected, scaled and made compatible with the response spectrum by means of the Seismosignal and Seismomatch software. The ETABS software was used for the modeling and following the guidelines of ASCE 41-17 and FEMA 356, the response of the seismic records in the north-south and east-west directions was evaluated, obtaining the shear and displacement vs. time drifts and graphs. Based on the results, the seismic performance for both directions was obtained, taking into account the performance levels given by HAZUS99, determining that in the X direction it presents a performance of "Complete structural damage" and in Y of "Slight structural damage", concluding that for this type of buildings a structural reinforcement in the X direction is necessary to improve such performance.

Keywords: Nonlinear dynamic analysis, seismic performance, old infrastructure, structural reinforcement, reinforced concrete frames

Introducción

Es fundamental realizar una evaluación del comportamiento sísmico de las edificaciones, la cual va a depender de diversos aspectos como su antigüedad, su diseño estructural, el tipo de suelo, la interacción del suelo-estructura y la actividad sísmica de la zona. Los sismos producen oscilaciones en el terreno las cuales se transmiten en forma de vibraciones a la cimentación de la estructura y a la vez, la vibración de los edificios que se ubican en el entorno del epicentro del terremoto [1], originándose fuerzas que pueden afectar gravemente los elementos estructurales, debido a que absorben la energía de entrada del sismo. Este tipo de daños resultan en procedimientos complejos de reparación y en la mayoría de veces la estructura puede quedar restringida para su uso por un posible colapso [2].

El Perú, es uno de los países con mayor frecuencia sísmica, debido a su ubicación geográfica en el denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, caracterizada por tener una extensión aproximada de 40000 km y producir sismos frecuentes con magnitudes mayores a 7Mw en los países que circundan el Océano Pacífico [3]. Debido a ello, este país ha sido afectado por eventos sísmicos importantes en los últimos 500 años. En ciudades como Huacho, Ica, Pisco, Chicha y Cañete han sufrido daños en muchas ocasiones por sismos de gran magnitud. En 1996, la ciudad de Huacho fue afectada por un sismo de magnitud VIII [4] y en el 2007, las ciudades de Ica hasta Cañete fueron afectadas por un gran sismo con intensidades de VII y VI en la escala de Mercalli, y magnitud de momento (Mw) de 7.9 generando grandes pérdidas humanas y destrucción de edificaciones en un radio de 250 km alrededor del epicentro [5].

Actualmente, en este territorio existe un gran número de instituciones educativas que han sido diseñadas y construidas en los años de 1994, año en el que se utilizaba la primera versión de la Norma Técnica Peruana de Diseño Sismorresistente E030 [6]. Debido a ello, estas estructuras posiblemente fueron diseñadas tomando en cuenta solo cargas de gravedad, sin considerar la ductilidad y desplazamientos, las mismas que son actualmente consideradas en la Norma E030 [7]. Por lo antes mencionado surge la necesidad de evaluar el desempeño sísmico de las edificaciones, para ello, han surgido muchas técnicas y metodologías de análisis no lineal que han sido corroboradas experimentalmente, las cuales pronostican el comportamiento estructural con adecuadas aproximaciones, sin embargo, en el Perú no se han incorporado dichos métodos a las normas de diseño antisísmico, teniéndose que recurrir a normas extranjeras como el ASCE, FEMA y ATC 40, las cuales incorporan el análisis

estático y dinámico no lineal con el objetivo de estimar el comportamiento sísmico que imponen los sismos a las edificaciones [8].

Para determinar el desempeño sísmico de una estructura se aplica el análisis dinámico no lineal o tiempo historia (ADNL), el cual consiste en que la estructura estará sometida a acciones sísmicas ya ocurridas en otras zonas, las cuales se transforman en acelerogramas que tendrán que ser corregidos y escalados para aplicarse en la edificación por medio de softwares como el ETABS [9], el cual permitirá determinar el desempeño sísmico y la capacidad de colapso proporcional a la aceleración de los suelos provocado por las solicitaciones sísmicas [1], además, para determinar el desempeño se utiliza el Proyecto HAZUS, el cual propone cuatro estados de daño asociado a la deriva máxima entre pisos y los propone en función del sistema estructural y del número de niveles de la edificación [10].

Las metodologías descritas anteriormente se utilizaron para determinar el desempeño sísmico de una institución educativa de baja altura (2 niveles) construida en el año 1994 y ubicada en la ciudad de Chiclayo-Perú, aplicándose las normativas ASCE 41-17 [11], FEMA 356 [12], y HAZUS99 [13], además para el modelamiento de la estructura se utilizaron los resultados de ensayos de laboratorio. Por medio del modelado se obtendrá el desempeño sísmico aplicando ADNL, para ello la estructura fue sometida a sismos de diferentes magnitudes ocurridos en el Perú.

Materiales y métodos

❖ Metodología de la investigación

La metodología implementada se presenta a continuación:

1. Visitas periódicas para evaluar el estado actual de los módulos.
2. Ensayos de laboratorio para determinar las características actuales de los materiales.
3. Descripción del caso de estudio.
4. Modelamiento de los módulos y aplicación de los análisis lineales.
5. Determinar el peso estructural.
6. Verificación de la densidad, esfuerzo axial y fisuración de los muros de albañilería confinada según la Norma de Albañilería E.070 [14].
7. Definir las estaciones acelerográficas, donde se obtendrán los registros sísmicos, que luego serán corregidos, escalados y compatibilizados.
8. Asignación de propiedades no lineales a los materiales, rótulas plásticas y señales sísmicas seleccionadas.
9. Determinar el desempeño sísmico de los módulos por medio del HAZUS99 [13].

❖ Estado Actual de la Institución Educativa

Las estructuras presentaron problemas en los elementos estructurales y no estructurales, diversas patologías indicadas en la (Figura 1). Por medio de fichas técnicas de evaluación de la vulnerabilidad estructural dadas por el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI), se estimaron porcentajes aproximados para cada patología, obteniéndose que los módulos A y B presentan en mayor porcentaje desprendimientos y pérdida de material en sus elementos estructurales. En la (Figura 2) se aprecia que las columnas son el elemento más afectado por tener mayor cantidad de patologías.

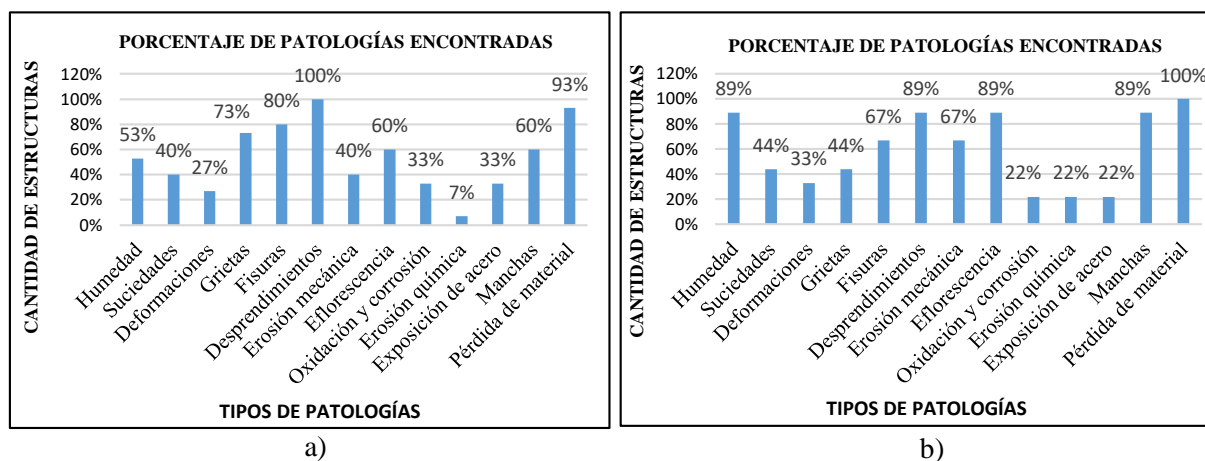


Figura 1. Porcentaje de patologías identificadas: a) módulo A y b) módulo B

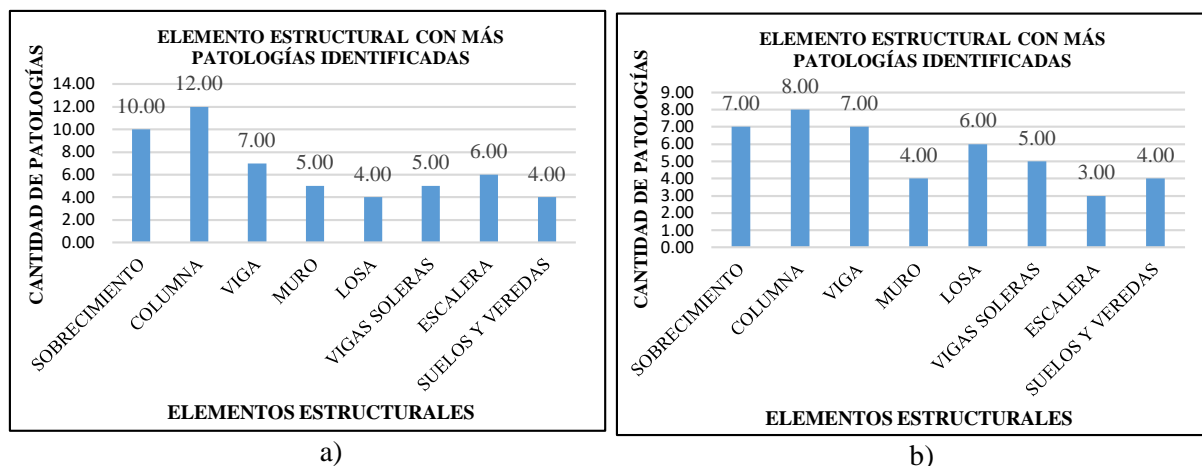


Figura 2. Elemento estructural con más patologías identificadas: a) módulo A y b) módulo B

❖ Ensayos de Laboratorio

→ Extracción de Testigos de Diamantina y Ensayos de Compresión

Debido a la antigüedad que tiene la institución educativa, fue necesario realizar ensayo de extracción y compresión de testigos de diamantina para el análisis sísmico tomando en cuenta la Norma 339.059 [15]. Para el ensayo de extracción se extrajeron 11 núcleos de concreto de las columnas y vigas de cada módulo, obteniéndose un total de 22 muestras procurando no afectar el acero estructural presente en los módulos.

Para el ensayo a compresión se ensayaron las 22 muestras en una prensa hidráulica dentro de las 48 horas de haber sido extraídas, para posteriormente calcular la resistencia a la compresión en función de la relación de la longitud y el diámetro de cada testigo y de los factores de corrección de la norma vigente. En la (Tabla 1) se muestra que la resistencia a la compresión de los testigos extraídos del módulo A y B no cumplen con la resistencia requerida para un elemento estructural, según la Norma E060 [16].

Tabla 1. Resistencia del concreto a compresión de los testigos diamantinos

Nº Núcleo	Nº PISO	Elem.	F ^o c (Kg/cm ²) Bloque A	Elem.	F ^o c (Kg/cm ²) Bloque B
D-1	1er	Col.	57	Col.	208
D-2		Viga	141	Viga	82
D-3		Viga	131	Col.	110
D-4		Col.	192	Viga	120
D-5		Viga	107	Col.	212
D-6		Col.	135	Viga	81
D-7	2do	Viga	124	Col.	80
D-8		Col.	62	Viga	166
D-9		Viga	125	Col.	89
D-10		Viga	106	Viga	127
D-11		Col.	72	Viga	181

→ Ensayo de Escáner del Acero

Debido a que a que los planos facilitados por la institución educativa no cuentan con la distribución de aceros, se realizó el ensayo de escáner para determinar la distribución y diámetros de los mismos. Para su realización se utilizó un Profómetro PM-650 de marca PROCEQ con el cual se hizo escaneos en 6 columnas y 10 vigas de los módulos A y B. En la (Tabla 2) se puede apreciar los resultados de algunos escaneos realizados obteniéndose aceros de refuerzo con diámetros de 5/8", 3/4", 1/2" y 1/4".

Tabla 2. Resultados obtenidos del ensayo de escáner de acero de refuerzo

N.º	Elemento y N.º de Piso	Tipo	Margen Escaneado	#	Ø	Rec. (cm)
Nº1	Col. (C1 - 25 x 40) - 1er Piso - B	Long.	Lado N°1	2	5/8	5,9 - 7,3 cm
			Lado N°2	3	5/8	
		Trans.	Lado N°1	13	3/8	5,4 - 7,6 cm
Nº4	Viga (VX1 - 25 x 40) - 1er Piso - B	Long.	Lado N°1	2	5/8	3,7 - 8,0 cm
			Lado N°2	2	5/8	
		Trans.	Lado N°1	37	3/8	5,4 - 10,0 cm
Nº13	Col. (C2 - 30 x 45) - 1er Piso - A	Long.	Lado N°1	2	3/4	6,1 - 8,9 cm
			Lado N°2	2	3/4	
			Lado N°3	2	3/4	
		Trans.	Lado N°1	12	3/8	9,1 - 10,7 cm
Nº15	Viga (VY3 - 30 x 40) - 1er Piso - A	Long.	Lado N°1	2	5/8	6,5 - 9,2 cm
			Lado N°2	2	5/8	
			Lado N°3	2	5/8	
		Trans.	Lado N°1	17	3/8	4,5 - 8,8 cm

❖ **Descripción del Caso de Estudio**

La edificación estudiada presenta en la dirección X pórticos de concreto armado y en la dirección Y muros de albañilería confinada. El módulo A tiene un área construida de 846.28 m² y tiene 6 ambientes por cada nivel, mientras que el B de 633.89 m² con 4 ambientes por cada nivel, ambos tienen dos niveles y una altura de entre piso de 3m; así mismo presenta juntas sísmicas en el centro de cada módulo de 2.5 cm según las mediciones de campo. En la (Tabla 3), se muestra la sección de sus elementos estructurales.

Tabla 3. Secciones de columnas y vigas típicas

Elementos Estructurales	
Denominación	Dimensiones
Columna N°1	0.25 x 0.40 m
Columna N°2	0.30 x 0.45 m
Columna N°3	0.25 x 0.40 m
Columna N°4	0.30 x 0.45 m
Columna N°5	0.25 x 0.25 m
Viga X1	0.25 x 0.40 m
Viga X2	0.25 x 0.40 m
Viga Y1	0.25 x 0.40 m
Viga Y2	0.30 x 0.70 m
Viga Y3 - Voladizo	0.30 x 0.40 m
Viga CH - Voladizo	0.25 x 0.20 m
Losa Aligerada	e = 0.20 m

❖ Modelamiento Lineal

Se utilizó el software ETABS para el modelamiento de los módulos como se aprecia en la (Figura 3), cada bloque fue modelado a la junta sísmica presente en cada uno de ellos; luego, se realizó un Proceso Dinámico Lineal (LDP), conocido por la comunidad científica como Análisis Dinámico Lineal con el cual se obtuvo un análisis modal de las estructuras [17], luego de obtener las masas participativas y los modos de vibración o periodos (Tabla 4). Además, según la Norma E030 [6] la suma de masas efectivas debe ser por lo menos el 90% de la masa total, condición que si se cumplió.

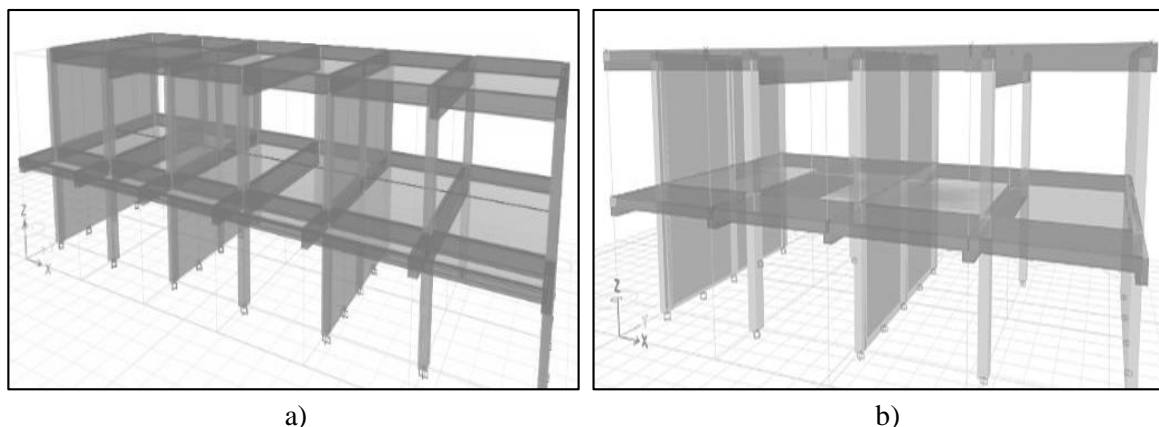


Figura 3. Modelamiento en el software ETABS: a) módulo A y b) módulo B

Tabla 4. Resultados modales obtenidos del análisis lineal

Modo	Módulo A						
	T	Masa Participativa			Sum	Sum	Sum
	(seg)	Ux	Uy	Rz	Ux	Uy	Rz
1	0.48	0.9	0	0	0.8	0.53	0
2	0.16	0.1	0	0	1	0.16	0.01
3	0.12	0	0.9	0	1	0.12	0.01
4	0.11	0	0	0.8	1	0.12	0.85
5	0.04	0	0.2	0	1	0.04	0.85
6	0.03	0	0	0.2	1	1	1

Modo	Módulo B						
	T	Masa Participativa			Sum	Sum	Sum
	(seg)	Ux	Uy	Rz	Ux	Uy	Rz
1	0.53	0.86	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00
2	0.16	0.14	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
3	0.12	0.00	0.85	0.00	1.00	0.80	0.00
4	0.12	0.00	0.00	0.85	1.00	0.80	0.85
5	0.04	0.00	0.15	0.00	1.00	0.90	0.85
6	0.03	0.00	0.00	0.15	1.00	1.00	1.00

❖ Materiales y Cargas de Diseño

En la (Tabla 5), se muestra las propiedades mecánicas del concreto consideradas según la Norma E.060 [16]. La resistencia a la compresión fue obtenida del promedio de los resultados del ensayo de compresión de los diamantinas, la cual se utilizó para calcular el módulo de elasticidad. En la (Tabla 6), se muestra los parámetros mecánicos de la albañilería y del acero usados considerando la Norma E.070 [14] y la NTP E.060 [16].

Tabla 5. Propiedades mecánicas del concreto armado usado en vigas y columnas

Propiedades del Concreto Armado					
Resistencia a la Compresión Promedio					Peso Unitario (kg/cm ²)
Módulo	N° de Piso	Elem.	F'c (kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad kg/cm ²	
A	1er	Colum y Vigas	127.17	169155	2400
	2do	Colum y Vigas	97.80	148341	
B	1er	Colum y Vigas	134.33	173851	2400
	2do	Colum y Vigas	128.60	170103	

Tabla 6. Características de Acero y Albañilería

Material	Propiedades	
Acero de Refuerzo	Peso Unitario	7850 kg/m ³
	Módulo de Elasticidad	2000000 kg/cm ²
	Esfuerzo de Fluencia fy	4200 kg/cm ²
Albañilería	Peso Unitario de Unidades de Albañilería Sólida	1800 kg/cm ³
	Resistencia al Corte de Ensayo en Muretes (v'm)	8.1 kg/cm ²
	Resistencia a la Compresión Axial (f'm)	65 kg/cm ²
	Módulo de Elasticidad (Em=500 x f'm)	32500 kg/cm ²
	Módulo de Poisson μ	0.25

En la (Tabla 7), se muestra las magnitudes de las cargas vivas y muertas para el modelado. Estas cargas corresponden a la Norma de Cargas E.020 [18].

Tabla 7. Cargas utilizadas en los módulos A y B

PARÁMETRO	CARGA VIVA
Aulas	250 kg/m ²
Corredores	400 kg/m ²
PARÁMETRO	CARGA MUERTA
Losa Aligerada Espesor = 20cm	350 kg/m ²
Acabados	100 kg/m ²
Parapeto	202.50 Kg/m ²
Alféizar 1	263.25 Kg/m ²
Alféizar 2	416,14 kg/m ²

❖ Análisis Lineal

→ Parámetros Sísmicos

Se utilizó la Norma E030 [6] para definir los parámetros sísmicos (Tabla 8). Además, se verificó irregularidades en planta y elevación, el resultado fue que los dos módulos son regulares en ambos casos.

Tabla 8. Cargas utilizadas en los módulos A y B

Parámetros Sísmicos	Módulo A		Módulo B	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Tipo de Zona	4	4	4	4
Factor de Zona (Z)	0.45	0.45	0.45	0.45
Tipo de Suelo	S3	S3	S3	S3
Factor de Suelo (S)	1.1	1.1	1.1	1.1
Periodo Predominal Tp - Seg	1	1	1	1
Periodo Local TL - Seg	1.6	1.6	1.6	1.6
Periodo Fundamental T - Seg	0.487	0.126	0.53	0.13
Factor de Amplificación Sísmica (C)	2.5	2.5	2.5	2.5
Categoría	A	A	A	A
Factor de Uso (U)	1.5	1.5	1.5	1.5
Factor de Irregularidad en Planta (Ip)	1	1	1	1
Factor de Irregularidad en Altura (Ia)	1	1	1	1
Coeficiente Básico de Reducción (Ro)	8	3	8	3
Coeficiente de Reducción R	8	3	8	3

→ Peso Estructural

El peso estructural de los módulos se obtuvo del software ETABS, para ello se consideró una distribución de 100% de carga muerta y 50% de carga viva por ser una edificación de la categoría A [6]. En la (Tabla 9) se presenta el peso de ambos módulos.

Tabla 9. *Peso de los módulos A y B*

Masa - Módulo A		
Nivel	Masa X	Masa Y
	Tonf-s ² /m	Tonf-s ² /m
Nivel 2	13.86	13.86
Nivel 1	23.65	23.65
Total	37.51	37.51
PESO (Ton)		368.02 Ton
Masa - Módulo B		
Nivel	Masa X	Masa Y
	Tonf-s ² /m	Tonf-s ² /m
Nivel 2	11.44	11.44
Nivel 1	16.27	16.27
Total	27.71	27.71
PESO (Ton)		271.88 Ton

→ Fuerza Cortante en la Base

Con el peso y los parámetros sísmicos ya definidos se realizó un análisis estático lineal, donde se calculó la cortante total en la base de la estructura aplicando la (Ecuación 1) de la Norma E030 [6].

$$V_{Basal} = \frac{Z * U * C * S}{R} * P \quad (1)$$

Z= Factor de Zona

U= Factor de Uso

C= Factor de Amplificación

S= Factor de Suelo

R= Coeficiente Básico de Reducción

P= Peso de la Estructura

→ Espectro de Respuesta

Se realizó un análisis dinámico modal espectral, donde se calculó la aceleración espectral en función de los parámetros sísmicos según la Norma E030 [6]. En la (Figura 4 y 5) se aprecia los espectros de respuesta para la dirección X y Y, se dice que para una misma zonificación sísmica la aceleración máxima es directamente proporcional al período y magnitud de la aceleración, al tipo de suelo; es por ello que es importante tener en cuenta que en suelos blandos (S3) tendrá mayores respuestas a la edificación [17].

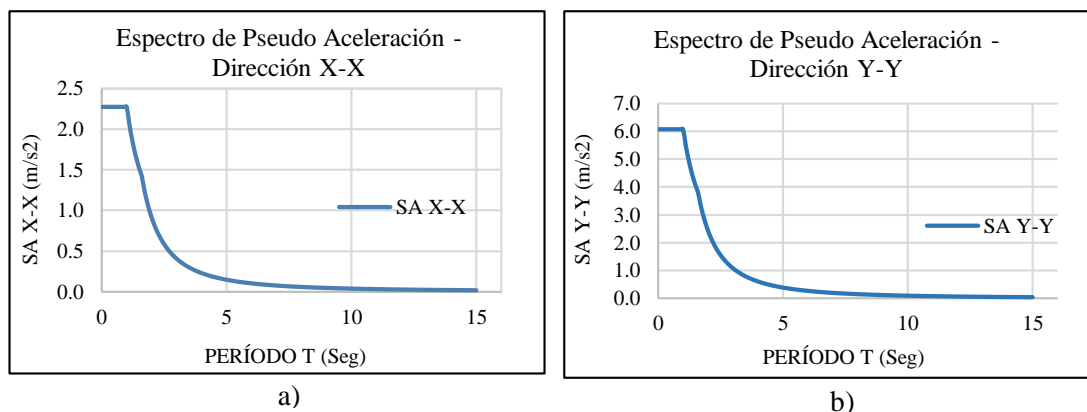


Figura 4. Espectro de respuesta: a) dirección X y b) dirección Y

❖ Muros de Albañilería confinada

→ Densidad de Muros

Según la Norma de Albañilería E070 [14], menciona que debe existir una densidad de muros portantes mínima en un área de planta de una edificación, para ello se aplicó la (Ecuación 2) brindada por la norma.

$$\frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56} \quad (2)$$

L = Longitud Total del muro (m)

t = Espesor del Muro (m)

A_p = Área de Planta Típica (m²)

→ Esfuerzo Axial Máximo

Se verificó el esfuerzo axial máximo según la Norma de Albañilería E070 [14], donde se consideró una carga de gravedad máxima de servicio (P_m) que representa el 100% de carga muerta y 100% de carga viva.

→ Control de Fisuración

Se verificó la fisuración de los muros según la Norma E070 [14], donde se consideró una carga de gravedad (P_g) que representa el 100% de carga muerta y 50% de carga viva.

❖ Análisis Dinámico No Lineal – Tiempo Historia

→ Registros Sísmicos

Se seleccionaron 8 pares de registros sísmicos, siguiendo las recomendaciones indicadas por [19]. Estos registros se seleccionaron de las estaciones acelerográficas del Perú dadas por el Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica [20], tomando en cuenta su magnitud y el tipo de suelo de la estación que las registró. En la (Tabla 10) se muestra los registros sísmicos seleccionados.

Tabla 10. Estaciones acelerográficas seleccionadas

ESTACIÓN	NOMBRE	MAGNITUD	ACELERACIONES MÁX			Prof. (Km)
			EO	NS	UD	
N°1 IQU001	90 km al E de Sta. María De Nieva, Condorcanqui - Amazonas	6.8 M	5.12	6.72	5.98	139
N°2 TAC004	689 km al Sur-SE de Tacna, Tacna - Tacna	6.8 M	3.36	4.56	2.74	244
N°3 CAL001	56 km al sur de Lomas, Arequipa	6.8 Mw	4.92	5.23	2.32	48
N°4 AQP-003	20 km al NE de Ayaviri, Melgar - Puno	6.9 M	12.8	12.44	10.91	240
N°5 CAL 001	Terremoto de Pisco	7 ML	101.03	95.76	31.63	40
N°6 CAL 001	70km al SE de Lagunas, Alto Amazonas - Loreto	7.2 ML	15.06	14.21	7.36	141
N°7 CAL 001	98 km al E de Sta. María De Nieva, Condorcanqui - Amazonas	7.5 M	7.27	6.28	3.08	131
N°8 IQU 001	114 km al Nor-Oeste de Pastaza, Alto Amazonas - Loreto	7.7 ML	10.63	10.35	7.83	139

→ Escalado de Registros Sísmicos

El escalado de los sismos fueron realizados siguiendo los procedimientos de [21], definiendo las zonas donde se generan sismos de grandes magnitudes y seleccionando los sismos con coordenadas cercanas donde se dieron los sismos históricos. Estas señales sísmicas fueron corregidas por línea base por medio del software SeismoSignal [22]. Se escalaron los acelerogramas corregidos para un sismo de diseño en las direcciones EO y NS, considerando el máximo valor absoluto de la aceleración para cada dirección con el cual se calculó el factor de escalamiento que está en función de los parámetros sísmicos ya definidos. Por último, se utilizó el software Seismomatch, con el que se realizó el ajuste espectral de los sismos escalados con el espectro de respuesta obtenido de la Norma E.030 [6]. En la (Figura 5 y 6) se aprecian algunos de los acelerogramas escalados.

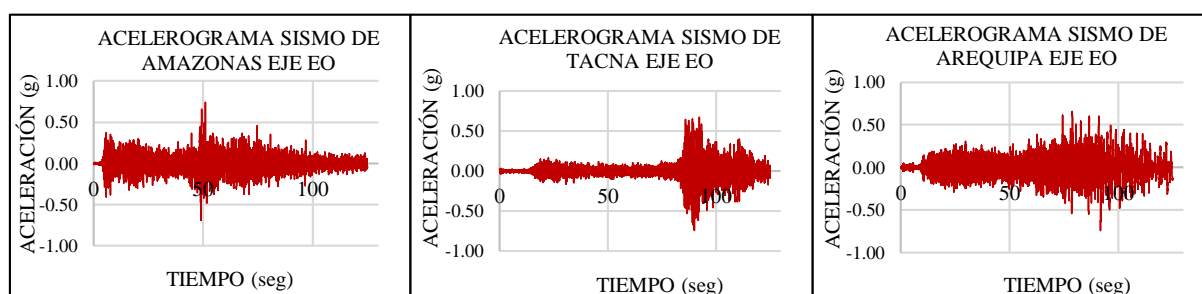


Figura 5. Acelerogramas escalados dirección EO

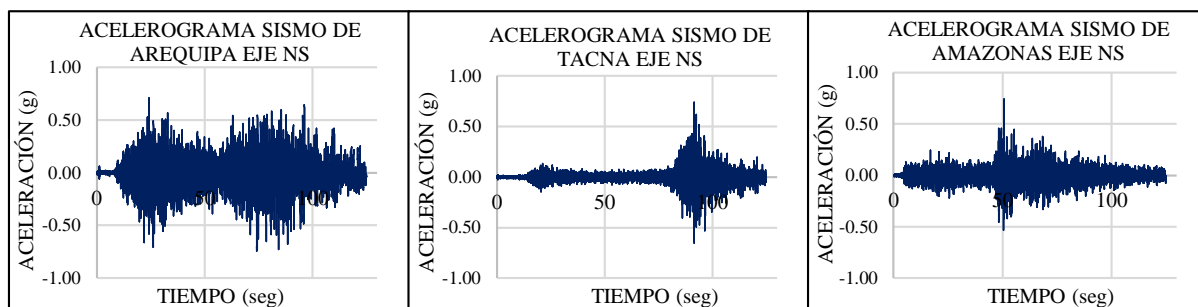


Figura 6. Acelerogramas escalados dirección NS

→ Registros Sísmicos

Se evaluó en el software Seismomatch los acelerogramas compatibles con respecto al espectro de respuesta de los cuales se seleccionaron tres según lo indicado en la Norma E030 [6]. En la (Figura 7) se presenta los espectros de respuesta de los sismos seleccionados para ambas direcciones.

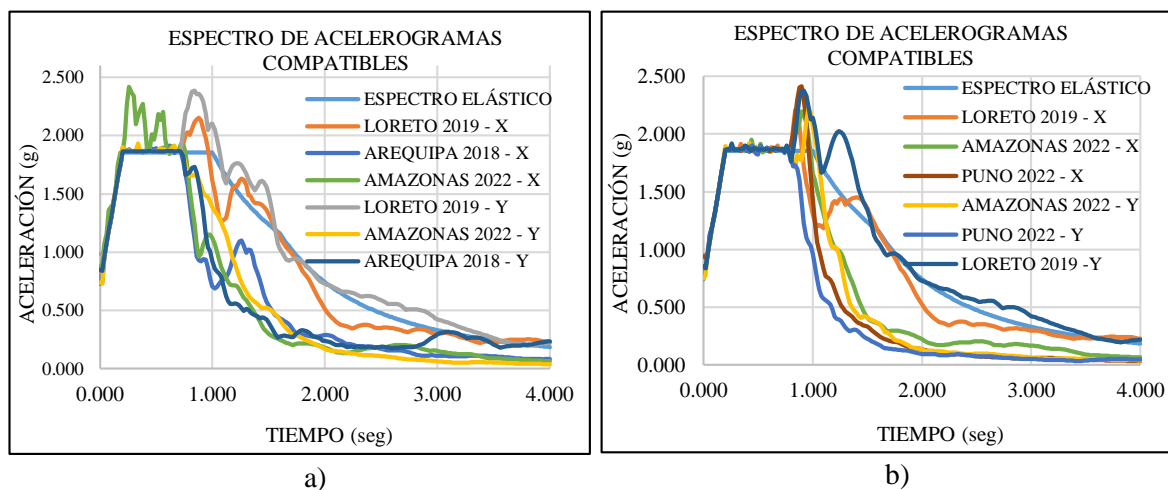


Figura 7. Espectros de respuesta seleccionados: a) módulo A y b) módulo B

❖ **Modelamiento No Lineal**

Para el análisis no lineal se utilizó el software ETABS siguiendo los criterios del FEMA 356 [12], en el cual se asignó propiedades no lineales a los materiales, entre estos tenemos el modelo de Kent–Park al cual se le asignó al acero de refuerzo y el modelo de Mander que se le asignó al concreto, detallados en [23]. En la (Figura 8) se muestra las gráficas de esfuerzo-deformación de los modelos ya mencionados. Para evaluar el nivel de daño de la estructura, se colocaron rótulas plásticas [11], estas se ubican al 0% y 100% de las columnas y vigas. Para el modelado de los muros de albañilería confinada se aplicó el procedimiento de [7], el cual consiste en modelar el muro como elemento frame de concreto donde se le asignará una rótula de corte ubicada al 50% de su altura total con las propiedades de la curva de capacidad que se tomaron de esta investigación, estas se muestran en la (Figura 9).

En el modelado se seleccionaron e ingresaron 3 acelerogramas para la dirección este-oeste y norte-sur en la función Time History de ETABS, donde también se creó un caso de gravedad, con una distribución de 100% de carga muerta y 50% de carga viva, el cual sirvió como condición inicial para cada registro sísmico analizado.

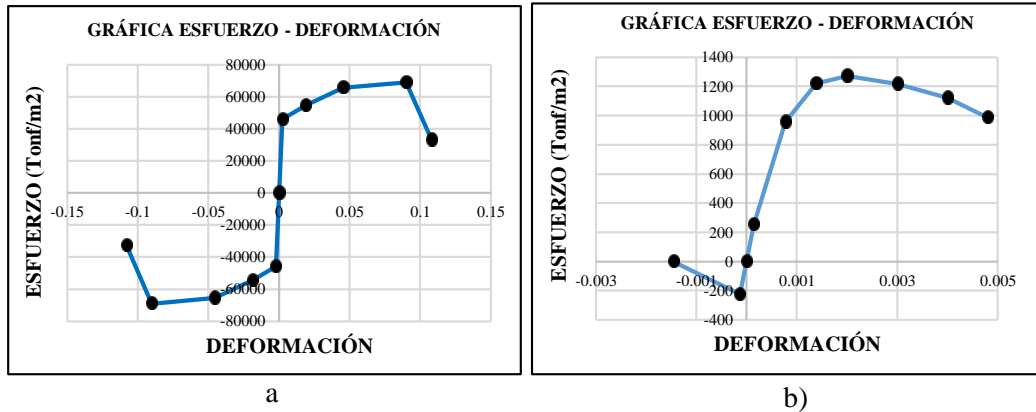


Figura 8. Diagrama esfuerzo-deformación: a) acero y b) concreto de 127.17 kg/cm²

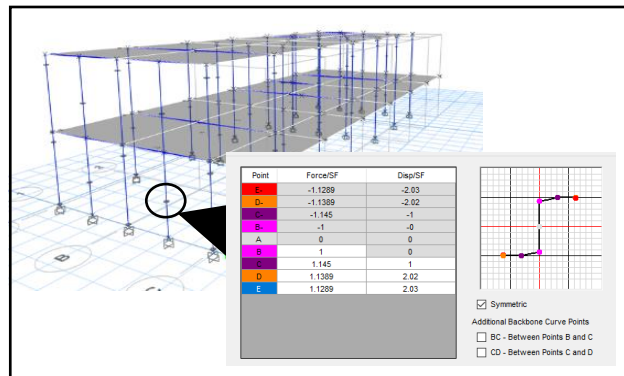


Figura 9. Parámetros no lineales utilizados para los muros de albañilería

❖ **Desempeño Sísmico**

Para determinar el desempeño sísmico se aplicó el procedimiento utilizado por [10], donde se evalúa 4 estados de daño que pueden sufrir las estructuras por medio de la (Figura 10) según HAZUS99 [13].

Building Properties Type	Interstory Drift at Threshold of Damage State					
	Height (inches)		Slight	Moderate	Extensive	Complete
	Roof	Modal				
S5L						
S5M						
S5H						
CIL	240	180	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
CIM	600	450	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
CIH	1440	864	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300

Figura 10. Estados de Daño según el FEMA – HAZUS 99

Resultados

❖ Análisis Lineal

→ Cortante Basal

El cálculo de la cortante basal estática estuvo en función del producto de los coeficientes sísmicos en X y Y y el peso sísmico; los coeficientes fueron de 0.23 y 0.62 para X y Y respectivamente; el peso sísmico fue de 368 Tn para el módulo A y 271.9 Ton para el módulo B. Para la cortante dinámica se hizo uso del software ETABS. Según la Norma ya mencionada, nos dice que la cortante dinámica debe ser mayor o igual que el 80% de la cortante estática para estructuras regulares, condición que si se cumple en ambos módulos. En la (Tabla 11 y 12), se muestran las cortantes basales para ambas direcciones.

Tabla 11. Cortantes basales estáticas

Bloque	Módulo A		Módulo B	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
ZUCS/R	0.23	0.62	0.23	0.62
P (Ton)	368.02	368.02	271.88	271.88
V(Ton)	85.39	227.71	63.08	168.23

Tabla 12. Cortante basal dinámica de los módulos A y B

EJE/Modulo	Módulo A	Módulo B
X-X	74.90 Ton	55.14 Ton
Y-Y	196.03 Ton	144.97 Ton

→ Desplazamientos Laterales Máximos

Para obtener los desplazamientos máximos se utilizó en el software ETABS un factor de desplazamiento de 6 en la dirección X y un factor de 2.25 para Y, el cual es el resultado del 75% del coeficiente de reducción (R) para estructuras regulares según la NTP E.030. En la (Tabla 13) se aprecian los desplazamientos máximos para cada módulo. En la (Tabla 14) se muestra que la junta sísmica calculada es mayor que la junta sísmica real, por lo cual, podría generarse problema de golpeteo.

Tabla 13. Desplazamientos máximos de los módulos A y B

Tipo de Análisis	Nº Piso	Eje	Módulo	Máx. Desplaz.	Desplaz. (cm)
Estático Lineal	2	X-X	A	0.12	14.12
	1			0.06	6.43
	2		B	0.14	14.12
	1			0.06	6.43
	2	Y-Y	A	0.01	0.98
	1			0.00	0.43
	2		B	0.01	0.96
	1			0.00	0.42
Dinámico Lineal	2	X-X	A	0.11	10.78
	1			0.05	5.00
	2		B	0.13	12.51
	1			0.06	5.65
	2	Y-Y	A	0.01	0.86
	1			0.00	0.37
	2		B	0.01	0.85
	1			0.00	0.36

Tabla 14. Verificación de junta sísmica

Tipo de Análisis	Módulo	EJE	Junta (cm)	Junta Real (cm)
Estático Lineal	A	X-X	4	2.5
	B		4	2.5
Dinámico Lineal	A		4	2.5
	B		4	2.5

En la (Tabla 15) se muestran las derivas, donde para elementos de concreto armado (dirección X) no debe superar el valor de 0.007 y para albañilería (dirección Y) el valor de 0.005 según la NTP E.030, sin embargo, se aprecia que en la dirección X no se cumplen las derivas en ambos módulos, lo cual resulta un problema de diseño en las estructuras.

Tabla 15. Verificación de derivas de los módulos A y B

Tipo. Análisis	Nº Piso	Eje	Bloq.	Deriva	Deriva Máx	Verif.
Estático Lineal	2	X-X	A	0.021	< 0.007	No Cumple
	1			0.018	< 0.007	No Cumple
	2		B	0.025	< 0.007	No Cumple
	1			0.021	< 0.007	No Cumple
	2	Y-Y	A	0.001	< 0.005	Cumple
	1			0.001	< 0.005	Cumple
	2		B	0.001	< 0.005	Cumple
	1			0.001	< 0.005	Cumple
Dinámico Lineal	2	X-X	A	0.019	< 0.007	No Cumple
	1			0.016	< 0.007	No Cumple
	2		B	0.023	< 0.007	No Cumple
	1			0.018	< 0.007	No Cumple
	2	Y-Y	A	0.001	< 0.005	Cumple
	1			0.001	< 0.005	Cumple
	2		B	0.001	< 0.005	Cumple
	1			0.001	< 0.005	Cumple

→ Muros de Albañilería Confinada

Aplicando los procedimientos de la NTP E.070 se realizaron tres verificaciones en la dirección Y: densidad de muros portantes (Tabla 16), esfuerzo axial máximo (Tabla 17) y control de fisuración (Tabla 18). Los resultados entre ambos módulos varían debido a que tienen distintas áreas en planta y porque el módulo A cuenta con cuatro muros de albañilería, mientras que el B solo tiene tres muros.

Tabla 16. Verificación de densidad de muros

DENSIDAD DE MUROS			
Bloque	$\Sigma L.t/A_p$	ZUSN/ 56	Cumplimiento
A	0.043	0.027	SI
B	0.038	0.027	SI

Tabla 17. Verificación del esfuerzo axial

ESFUERZO AXIAL MÁXIMO							
Bloque	Nivel	Muro	σ_m kg/cm ²	$\sigma_m \leq 0.2 * f'_{cm} \left[1 - \left(\frac{h}{35*t} \right)^2 \right]$		$\sigma_m \leq 0.15 * f'_{cm}$	
A	1er	M Y-1	2.72	11.47	SI	9.75	SI
		M Y-2	3.99	11.47	SI	9.75	SI
		M Y-3	3.99	11.47	SI	9.75	SI
		M Y-4	2.67	11.47	SI	9.75	SI
	2do	M Y-1	1.15	11.47	SI	9.75	SI
		M Y-2	1.62	11.47	SI	9.75	SI
B	1er	M Y-3	1.62	11.47	SI	9.75	SI
		M Y-4	1.15	11.47	SI	9.75	SI
		M Y-1	2.85	11.47	SI	9.75	SI
	2do	M Y-2	4.23	11.47	SI	9.75	SI
		M Y-3	2.81	11.47	SI	9.75	SI
		M Y-1	1.29	11.47	SI	9.75	SI
		M Y-2	1.87	11.47	SI	9.75	SI
		M Y-3	1.29	11.47	SI	9.75	SI

Tabla 18. Verificación de fisuración de los muros

CONTROL DE FISURACIÓN					
Bloque	Piso	Muro	Ve (Ton)	0.55*Vm	Verificación
A	1er	M Y-1	27.29	48.93	No Fisurado
		M Y-2	24.37	51.58	No Fisurado
		M Y-3	24.26	51.58	No Fisurado
		M Y-4	26.95	48.83	No Fisurado
	2do	M Y-1	15.09	45.47	No Fisurado
		M Y-2	13.48	46.5	No Fisurado
		M Y-3	13.44	46.5	No Fisurado
		M Y-4	14.96	45.48	No Fisurado
B	1er	M Y-1	26.39	49.24	No Fisurado
		M Y-2	22.76	52.13	No Fisurado
		M Y-3	26.07	49.14	No Fisurado
	2do	M Y-1	15.63	45.79	No Fisurado
		M Y-2	13.48	47.05	No Fisurado
		M Y-3	15.52	45.79	No Fisurado

❖ Análisis Dinámico No Lineal

Se tuvo que realizar un recorte arial de los registros sísmicos, se recomienda recortar el 5% y 95% del total de los datos de cada acelerograma, debido al extenso proceso computacional involucrado, se analizaron solo 60 segundos para cada registro, utilizándose un intervalo de tiempo de 0.005.

Por medio del software ETABS se obtuvo la cortante basal vs tiempo (Figura 11) y los desplazamientos vs tiempo (Figura 12), de los tres sismos analizados del módulo A, se obtuvo que el sismo de Loreto (2019) generó una mayor cortante en la estructura con un valor de 222.15 Ton para un tiempo de 7.98 seg y un máximo desplazamiento de 30.9 cm en un tiempo de 12 seg en la dirección X, mientras que en Y el sismo de Arequipa (2018) generó una mayor cortante con un valor de 397.092 Ton para un tiempo de 41.89 seg y un máximo desplazamiento de 1.12 cm en un tiempo de 41.89 seg. En el módulo B, se obtuvo que el sismo de Loreto (2019) para la dirección X generó una cortante máxima de 157.19 Ton para un tiempo de 7.97 seg y un desplazamiento máximo de 28.79 cm en un tiempo de 8.19 seg, mientras que en Y una cortante de 291.92 Ton para un tiempo de 28.78 seg y un desplazamiento máximo de 1.06 cm en un tiempo de 28.79 seg.

También se obtuvieron las derivas por cada nivel (Tabla 19), donde se aprecia que para el módulo A, el sismo de Loreto (2019) generó derivas máximas para ambas direcciones y en el módulo B para la dirección X, sin embargo, para el eje Y se generaron derivas máximas por el sismo de amazonas (2022). Además, las derivas en el eje Y cumplieron con la norma, pero en el eje X resultaron insatisfactorias, ya que ninguna cumplió con la deriva máxima de la NTP E.030.

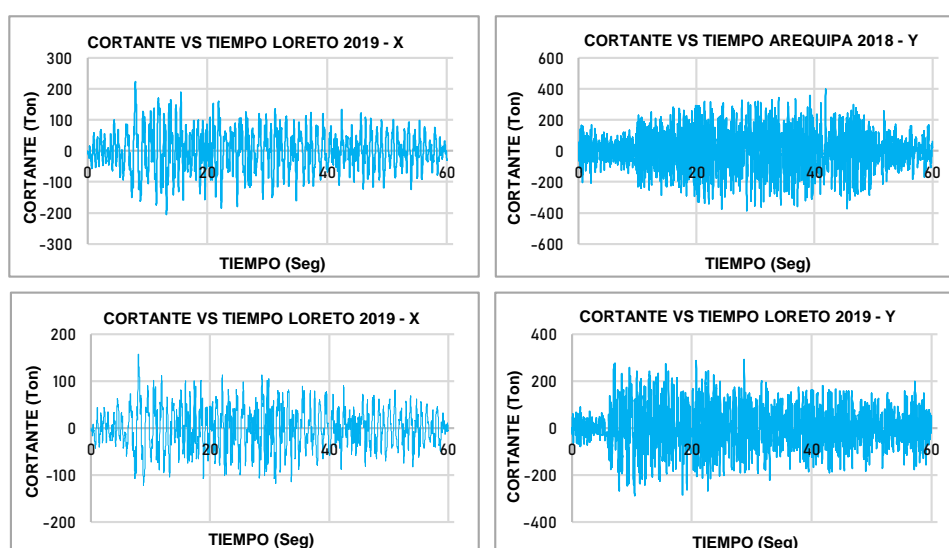


Figura 11. Gráficas de cortante vs tiempo

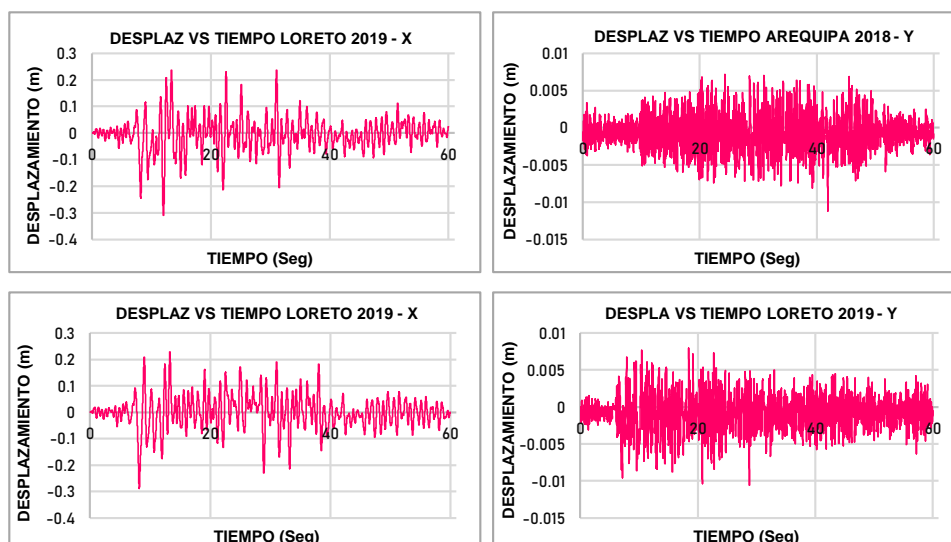


Figura 12. Gráficas de desplazamiento vs tiempo

Tabla 19. Verificación de derivas del ADNL

Bloque	Piso	Eje	Sismo	Deriva	Deriva Máx.	Verificación
A	2	X	Amazonas 2022	0.035	< 0.007	NO
	1			0.018	< 0.007	NO
	2		Arequipa 2018	0.045	< 0.007	NO
	1			0.020	< 0.007	NO
	2		Loreto 2019	0.056	< 0.007	NO
	1			0.026	< 0.007	NO
	2	Y	Amazonas 2022	0.001	< 0.005	SI
	1			0.001	< 0.005	SI
	2		Arequipa 2018	0.001	< 0.005	SI
	1			0.001	< 0.005	SI
	2		Loreto 2019	0.001	< 0.005	SI
	1			0.002	< 0.005	SI
B	2	X	Amazonas 2022	0.056	< 0.007	NO
	1			0.029	< 0.007	NO
	2		Puno 2022	0.040	< 0.007	NO
	1			0.019	< 0.007	NO
	2		Loreto 2019	0.052	< 0.007	NO
	1			0.026	< 0.007	NO
	2	Y	Amazonas 2022	0.001	< 0.005	SI
	1			0.001	< 0.005	SI
	2		Puno 2022	0.001	< 0.005	SI
	1			0.002	< 0.005	SI
	2		Loreto 2019	0.001	< 0.005	SI
	1			0.002	< 0.005	SI

❖ Desempeño Sísmico

El desempeño sísmico se determinó aplicando la norma HAZUS99 (Figura 11), el cual se determinó en función de las derivas de entrepiso. En la (Tabla 20) se muestra que ambos módulos presentan un ligero daño estructural en la dirección Y, sin embargo, en el eje X presenta daños estructurales completos, lo cual significa el colapso total de las estructuras.

Tabla 20. Desempeño sísmico de los módulos A y B

EJE	Sismo	Deriva	Estado de Daño
A (X-X)	Amazonas 2022	0.035	Daños Estructurales Extensos
	Arequipa 2018	0.045	Daño Estructural Completo
	Loreto 2019	0.056	Daño Estructural Completo
B (Y-Y)	Amazonas 2022	0.001	Ligero Daño Estructural
	Arequipa 2018	0.001	Ligero Daño Estructural
	Loreto 2019	0.001	Ligero Daño Estructural
A (X-X)	Amazonas 2022	0.056	Daños Estructurales Extensos
	Puno 2022	0.040	Daño Estructural Completo
	Loreto 2019	0.052	Daño Estructural Completo
B (Y-Y)	Amazonas 2022	0.001	Ligero Daño Estructural
	Puno 2022	0.001	Ligero Daño Estructural
	Loreto 2019	0.001	Ligero Daño Estructural

Discusión

Se puede afirmar que la institución educativa presenta deficiencias por ser construida con una versión antigua de la NTP E.030, la cual no presentaba los criterios que actualmente se maneja; este es un asunto que ha repercutido en muchos aspectos de vida, como por ejemplo, en el desempeño de las edificaciones que terminaron colapsando en el terremoto Ecuador en el año 2016; [24] los ingenieros civiles carecían en su momento de procedimientos estandarizados que les permitiesen recopilar toda la información sobre edificaciones dañadas con el propósito de aprender de ellas y fortalecer la norma con la que trabajaban.

En el análisis lineal que se realizó a los módulos A y B, se determinó que no cumplió con todos los parámetros establecidos para una edificación esencial dados por la Norma E030 [6], esto es debido a que las derivas en el eje X sobrepasaron la deriva máxima de 0.007 y porque la junta sísmica calculada resultó ser mayor que la junta sísmica actual, [25] esto produce un golpeteo que aumenta el daño de los componentes estructurales hasta el punto de causar el colapso de la estructura; con respecto a las derivas, se obtuvieron resultados similares en la investigación de [7] donde se analiza una edificación esencial antigua de concreto armado con albañilería confinada, donde se obtuvo que no se cumplieron las derivas en ambas direcciones, ya que superaron el 0.5% que es el límite según la norma peruana. [26] Estos resultados pueden optimizarse mejorando la rigidez en la dirección más desfavorable, disminuyendo el período fundamental de vibración evaluando, por ejemplo, el comportamiento flexible del suelo; como también, aplicando metodologías de reacondicionamiento sísmico que preserve el período fundamental para edificios de pocas altura como se aplicó en [27], esto también conlleva a reducir las fuerzas de entrada normalizadas y se atenúan las respuestas de frecuencia más alta, lo que contribuye a una

reducción en las respuestas de desplazamiento y aceleración. Con respecto a las cortantes basales, el módulo A presenta una mayor cortante con respecto al B, donde se obtuvo un valor máximo de 85.39 Ton para el eje X y un valor de 227.71 Ton para el eje Y, esto es debido a que el módulo A tiene mayor área en planta por ende un mayor peso estructural a comparación del B. Según [26], la cortante basal depende del peso propio de la estructura, a medida que aumenta el peso propio de modelo, aumenta la cortante, como también, cuando se trabaja con diferentes niveles de terremoto, en estos casos, la cortante basal aumenta de forma no lineal.

Del análisis dinámico no lineal, se obtuvo que el módulo A en la dirección X presenta una cortante basal máxima de 222.15 Ton y un desplazamiento máximo de 0.31 m y en la dirección Y una cortante de 397.092 Ton y un desplazamiento de 0.11m, mientras que para el módulo B en la dirección X presenta un cortante de 157.19 Ton y un desplazamiento de 0.29 m y en la dirección Y una cortante de 291.92 Ton con un desplazamiento de 0.11 m. La variación de estos resultados es debido a que el eje X presenta un sistema de pórticos de concreto armado, por lo cual presenta una menor cortante y un mayor desplazamiento, caso contrario sucede en el eje Y, donde presenta un sistema estructural de albañilería confinada, por ende, presenta una mayor cortante, mayor rigidez, pero menor capacidad de ductilidad. Haciendo un paralelo entre estos resultados con el análisis dinámico no lineal aplicado en edificios de concreto armado para sismos de campo lejano realizado por [28], se obtuvo que a mayor altura aumenta el peso de la estructura y por ende aumenta la cortante basal (Tabla 21).

Tabla 21. Comparación de cortantes basales.

Edificación	N° Niveles	Cortante Basal (Ton)
Módulo A	2	222.15
Módulo B	2	157.19
Edificio 1	3	295.69
Edificio 2	6	334.48

Según la Norma E030 [6], una edificación esencial debe presentar para un sismo máximo un desempeño de resguardo de vida el cual se asemeja al estado de moderado daño estructural dado por [13], y según los resultados de ambos módulos, el eje X no cumple con esta condición ya que presenta un desempeño de daño estructural completo, sin embargo, no siempre se obtendrán resultados desfavorables, ya que cada edificación tiene su propio comportamiento sísmico, el cual está ligado a los materiales utilizados, su proceso constructivo, su diseño estructural, entre otros factores; esto se evidencia en la investigación realizada por [21], el cual determinó el desempeño sísmico de viviendas de mampostería

reforzada de baja altura, obteniendo un comportamiento de ocupación inmediata, lo cual significa que después del evento sísmico la estructura puede ser habilitada para su utilización.

La institución educativa presenta un diseño estructural deficiente, ya que, ambos módulos tienen poca rigidez en la dirección X debido a sus secciones de sus columnas, cuantías y una resistencia a la compresión muy baja que no cumple con la Norma 339.034 [29], por lo cual, si se presentará un evento sísmico severo, el eje X colapsaría por la pérdida de rigidez de sus elementos estructurales, una respuesta estructural que se asemejaría a la realidad pues según [30], el análisis no lineal es más efectivo en la evaluación del desempeño sísmico de edificios de sistema dual Concreto Armado + Mampostería, luego de haber aplicado una evaluación de desempeño sísmico a un edificio histórico en Estambul; por este motivo es que estos resultados tienen tanta importancia.

Conclusiones

Del análisis lineal se puede concluir que las estructuras no cumplieron con las derivas en la dirección X, ya que el módulo A presentó en el eje X una deriva máxima de 0.0217 y en el módulo B una deriva de 0.0256, por ello sobrepasan el límite máximo de 0.007 para estructuras de concreto armado según lo indica la Norma E.030, por otro lado, cumplieron con las irregularidades y la verificación de los muros portantes de albañilería según lo indica la Norma E.070, por lo tanto, no presentan fallas de fisuración y pandeo (Tabla 16,17 y 18).

Se concluye que el sismo de Loreto (2019), generó en ambos módulos las máximas cortantes y desplazamientos por tener la mayor magnitud de los tres registros seleccionados, donde en el módulo A, se generó la mayor cortante con un valor de 222.15 Ton y un desplazamiento de 30.9 m para la dirección X, mientras que en Y se generó una cortante de 394.66 Ton con un desplazamiento de 0.94 m.

En el módulo A, el sismo de Loreto (2019) generó las derivas máximas con un valor de 0.0564 en X y en Y de 0.0016, mientras que en el módulo B, lo generó el sismo de Amazonas (2022) con un valor en X de 0.0563 y en Y de 0.0013, debido a que tienen intensidades de 6.8 y 7.7, considerados como sismos fuertes y muy fuertes según la escala de Mercalli.

Según lo indica el HAZUS99, se obtuvo que al aplicarse los tres acelerogramas, los módulos llegan a colapsar en la dirección X con un desempeño sísmico de “Daños estructurales completos”, lo que indica la falla de todos sus elementos estructurales, mientras que en la dirección Y se mantiene con un “Ligero daño estructural”.

Se concluye que la aplicación del análisis dinámico no lineal es beneficioso en la evaluación del desempeño estructural de las edificaciones, ya que nos permite determinar con

mayor exactitud como es el comportamiento de las edificaciones ante posibles solicitaciones sísmicas que pudieron ocurrir en un futuro.

Referencias

- [1] F. Z. Baba Hamed y L. Davenne, «Effect of the viscous damping on the seismic response of Low-rise RC frame building, (96),» *Revista Facultad de Ingeniería*, pp. 32-43. <https://doi.org/10.17533/udea.redin.20191045> , 2020.
- [2] J. Pimiento, D. Ruiz y A. Salas, «Seismic performance of frames with passive energy dissipation steel slit plates, 29(3),» *Revista Ingeniería de Construcción*, pp. 283-298. <https://doi.org/10.4067/S0718-50732014000300005>, 2014.
- [3] H. Tavera, Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú, Lima: Biblioteca Nacional del Perú, 2014.
- [4] C. Jiménez, C. Carbonel, J. Villegas Lanza, M. Quiroz y Y. Wang, «Seismic Source of 1966 Huacho Peru Earthquake (Mw 8.1) from Tsunami Waveform Inversion,» *Pure and Applied Geophysics*, , pp. 1-16. <https://doi.org/10.1007/s00024-022-03132-7>, 2022.
- [5] B. Zavala, R. Hermanns, P. Valderrama, C. Costa y M. Rosado, «Geological process and INQUA macro-seismic intensity scale of Pisco earthquake 15/08/2007, Perú, 65(4),» *Revista de la Asociación Geológica Argentina*, pp. 760-779, 2009.
- [6] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, *Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*, Lima, 2019.
- [7] G. Gonzales, A. Aguilar y G. Huaco, «Incremental Dynamic Analysis of a 60 Year Old Hospital with Handmade Brick Masonry Walls,» *Proceedings of the LACCEI international Multi-conference for Engineering, Education and Technology*, pp. 27-31. <http://dx.doi.org/10.18687/LACCEI2020.1.1.375> , 2020.
- [8] O. Lopez y G. Del Re Ruiz, «Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporticadas de concreto armado, 46(3),» *IMME*, pp. 1-28, 2008.
- [9] O. Moller, J. Ascheri y L. Nardi, «Comparison of non-linear dynamic frame response under recorded and numerically generated accelerograms, 20(3),» *Revista de la Construcción*, pp. 576-590. <http://dx.doi.org/10.7764/rdlc.20.3.576>, 2021.
- [10] D. Díaz, S. Diaz, L. Pinzón, J. Hiram y R. Mora Ortiz, «Seismic performance assessment based on the interstory drift of steel, 19(2),» *Latin American Journal of Solids and*

- Structures* , pp. e431.<https://doi.org/10.1590/1679-78256583>, 2022.
- [11] American Society of Civil Engineers, *ASCE/SEI, 41-17, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, 2017.
- [12] FEMA.Federal Emergency Management Agency, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356)*, Washington D.C., 2000.
- [13] Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate FEMA Mitigation Division Washington, D.C., *FEMA-HAZUS99.Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model HAZUS®MH MR4 Technical Manual*, Washington: Federal Emergency Management Agency, 2003.
- [14] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, *Norma Técnica Peruana E.070 Albañilería*, Lima, 2006.
- [15] Comité Técnico de Normalización de Agregados, Hormigón, Hormigón Armado y Pretensado, *NTP 339.059 " Método para la obtención y ensayo de corazones diamantinos y vigas cortadas de hormigón"*, Lima, 2001.
- [16] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, *Norma Técnica Peruana E.060 Concreto Armado*, Lima, 2009.
- [17] G. Collantes, «Seismic design for performance in non-structural elements using the direct displacement methodology in reinforced concrete buildings, 37(2),» *Revista Ingeniería de Construcción*, pp. 213-227. <http://dx.doi.org/10.774/ric.00027.21>, 2022.
- [18] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, *Norma Técnica Peruana E.020 Cargas*, Lima, 2006.
- [19] FEMA.Federal Emergency Management Agency, *Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 1 – Methodology Second Edition*, Washington D.C., 2018.
- [20] CISMID/FIC/UNI, «Redes Acelerográficas en el Perú,» [En línea]. Available: <http://www.cismid.uni.edu.pe/ceois/red/>.
- [21] E. R. Álvarez Deulofeu, F. Lora Alonso y S. López Chang, «Proceso de diseño sismorresistente de edificios de viviendas de mampostería reforzada para zonas de alta peligrosidad sísmica, 74(566),» *Informes de la Construcción*, p. e445. <https://doi.org/10.3989/ic.85554>, 2022.
- [22] Seismosoft, «SeismoSignal 2020 – A computer program for signal processing of strong-motion data,» 2020. [En línea]. Available: [https:// www.seismosoft.com..](https://www.seismosoft.com..)

- [23] X. Guohua , M. Yudong , C. Zhaoqun y H. Jiao , «Seismic Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Subassemblages Reinforced with Multiple Composite Central Reinforcements, 37(1),» *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 58-66. <https://doi.org/10.1080/13632469.2021.1996487>, 2020.
- [24] Á. E. Castañeda y Y. M. Bravo, «Overview of the Structural Behavior of Columns, Beams, Floor Slabs and Buildings during the Earthquake of 2016 in Ecuador, 32(3),» *Revista Ingeniería de Construcción*, pp. 157-172. <https://doi.org/10.4067/S0718-50732017000300157>, 2017.
- [25] J. Mohammed , I. A.B.M.Saiful , H. Raja Rizwan , H. Syed Danish y K. M, «Non-linear FEM Analysis of seismic induced pounding between neighbouring Multi-storey Structures, (10),» *Latin American Journal of Solids and Structures*, pp. 921-939. <https://doi.org/10.1590/S1679-78252013000500004>, 2013.
- [26] M. Firoj, A. Bahuguna, A. Kanth y R. Agrahari, «Effect of nonlinear soil– structure interaction and lateral stiffness on seismic performance of mid– rise RC building, (59),» *Journal of Building Engineering*, pp. 1-16. <https://doi.org/10.1016/j.job.2022.105096>, 2022.
- [27] W.-T. Lu y B. Phillips, «A fundamental-period-preserving seismic retrofit methodology for low-rise buildings with supplemental inerters, (266),» *Engineering Structures*, pp. 1-15. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114583>, 2022.
- [28] K. Reza , M. Dadkhah y H. Naderpour, «Earthquake-induced nonlinear dynamic response assessment of structures in terms of discrete wavelet transform, 39(1),» *Structures* , pp. 821-847. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.03.060>, 2022.
- [29] Dirección de Normalización-INACAL, *NTP 339.034 "Método de ensayo normalizado para la determinación de la resistencia a la compresión del concreto en muestras cilíndricas"*, Lima, 2015.
- [30] G. Baris , M. Atakan, C. Turgay , S. Baris y A. Cemil , «Seismic performance assessment of a historical masonry-infilled RC building located in the historical peninsula of Istanbul (1940s), (45),» *Structures*, pp. 951-968. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.09.074>, 2022.