





RESEARCH ARTICLE

Evaluación no lineal de un edificio de concreto reforzado destinado a uso universitario. Caso de estudio: Azogues-Ecuador.

Cesar Augusto Tapia Cardenas¹  Jhonatan Fabricio Toalombo Vargas¹  Jaime Xavier Nieto-Cárdenas^{1,2} 
Pilar Roxana Naspud Uruchima¹ 

¹ Unidad Académica de Ingeniería, Industria y Construcción. Universidad Católica de Cuenca, Azogues, Ecuador

² Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia. Bogotá, Colombia.

✉ Correspondencia: jhonatan.toalombo@est.ucacue.edu.ec ☎ + 593 992 948 506

DOI/URL: <https://doi.org/10.53313/gwj71116>

Resumen: El análisis "pushover" es una metodología utilizada para evaluar la capacidad sísmica de estructuras mediante la aplicación gradual de cargas hasta alcanzar el punto de colapso. Esta técnica resulta aplicable en estructuras existentes, especialmente en aquellas que fueron construidas cuando no existían normativas específicas que consideraban el comportamiento inelástico de las estructuras. El objetivo de este estudio es determinar el desempeño del bloque central de una institución educativa ubicada en el campus Azogues de la Universidad Católica de Cuenca. Este edificio consta de tres estructuras construidas hace aproximadamente 30 años. Para lograr esto, se llevó a cabo el levantamiento de información sobre los elementos estructurales y los materiales utilizados. Se empleó software comercial de elementos finitos y se establecieron parámetros de análisis, como la consideración de la no linealidad de los elementos. Los resultados obtenidos mostraron que el comportamiento de la estructura en caso de terremoto de magnitud rara (grave) se encuentra dentro de los parámetros aceptables propuestos por la norma ASCE 41-13. De esta manera, se determinó que la estructura cumple con los criterios necesarios para considerarla segura.

Palabras claves: Análisis no lineal, construcciones de concreto reforzado, construcciones seguras, evaluación sísmica, punto de desempeño.

Non-linear evaluation of a RC building destined for university use. Case of study: Azogues-Ecuador

Abstract: Pushover analysis is a methodology used to assess the seismic capacity of reinforced concrete structures by gradually applying loads until reaching the point of collapse. This technique applies to existing structures, especially those constructed when no specific regulations considered the inelastic behavior of structures. This study aims to determine the performance of the central block of an educational institution located on the Azogues



Cita: Tapia Cardenas Jhonatan Fabricio Nieto-Cárdenas, Jaime Xavier, C. A. T. V., & Naspud Uruchima, P. R. (2024). Evaluación no lineal de un edificio de concreto reforzado destinado a uso universitario. Caso de estudio: Azogues-Ecuador. *Green World Journal*, 7(1), 116. <https://doi.org/10.53313/gwj71116>

Received: 30/January /2024

Accepted: 29/March /2024

Published: 04/April /2024

Prof. Carlos Mestanza-Ramón, PhD.
Editor-in-Chief / CaMeRa Editorial
editor@greenworldjournal.com

Editor's note: CaMeRa remains neutral with respect to legal claims resulting from published content. The responsibility for published information rests entirely with the authors.



© 2024 CaMeRa license, Green World Journal. This article is an open access document distributed under the terms and

campus of the Catholic University of Cuenca. This building consists of three structures built 30 years ago approximately. To achieve this, information was collected on the structural elements and materials used and a pre-dimensioning of the steel distribution following national regulations. Commercial finite element software was employed, and analysis parameters were established, such as the consideration of the non-linearity of the elements. The results obtained demonstrated that the structure's behavior in the event of a rare (severe) magnitude earthquake is within the acceptable parameters proposed by the ASCE 41-13 standard. Consequently, it was determined that the structure meets the necessary criteria to be considered safe.

Keywords: Non-linear analysis, performance point, RC buildings, Seismic evaluation, Safety buildings.

1. Introducción

A lo largo de la historia, los eventos sísmicos han producido grandes daños en diversas edificaciones y pérdidas humanas, lo cual es evidencia de la alta potencialidad destructiva de estos sucesos. El Ecuador es un país que, debido al estar ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico experimenta una alta actividad sísmica [1], [2].

Aguiar [1], menciona en su libro que “los sismos no matan, lo que matan son las estructuras si no han sido diseñadas de forma adecuada”, es por esto que el diseño sismorresistente debe garantizar la seguridad del usuario en cada evento telúrico.

El código ecuatoriano de la construcción (CEC) del año 2000 fue la primera normativa con enfoque sísmico en aparecer, por lo tanto, las edificaciones anteriores a dicho código carecían de un diseño sismorresistente a detalles. Hoy en día, es importante inspeccionar edificaciones antiguas para verificar si cumplen con lo mínimo especificado por la NEC15 [1].

Los sismos de gran magnitud como el sucedido en Pedernales el 16 de abril del 2016, donde según Senplades [3] resultaron afectadas 10.506 estructuras en la zona urbana y 8.157 estructuras, en la zona rural dejando un total de 673 personas fallecidas; con un monto para la reconstrucción del cantón calculado en 3.344 millones de dólares, son situaciones que ponen en crisis la economía de un país. Además, se evidenció la deficiencia en los sistemas constructivos que no se alineaban con las normas de construcción, motivo por el cual las estructuras colapsaron, y las que no, quedaron muy afectadas, significando un enorme riesgo a nivel de ocupación [3].

Según la NEC [4], el bloque central de Ingenierías de la Universidad Católica de Cuenca – campus Azogues se encuentra catalogado como una estructura de ocupación especial, debido a que cientos de personas hacen uso de esta estructura a diario. Además, esta edificación fue ejecutada en el año de 1993, con una proyección inicial de tres plantas, como se observa en la **Figura 1**, pero que para el año 2023, esta presenta 4 plantas, **Figura 2**. Ante lo expuesto con anterioridad, surge la necesidad de estimar el comportamiento estructural ante un evento sísmico [4].

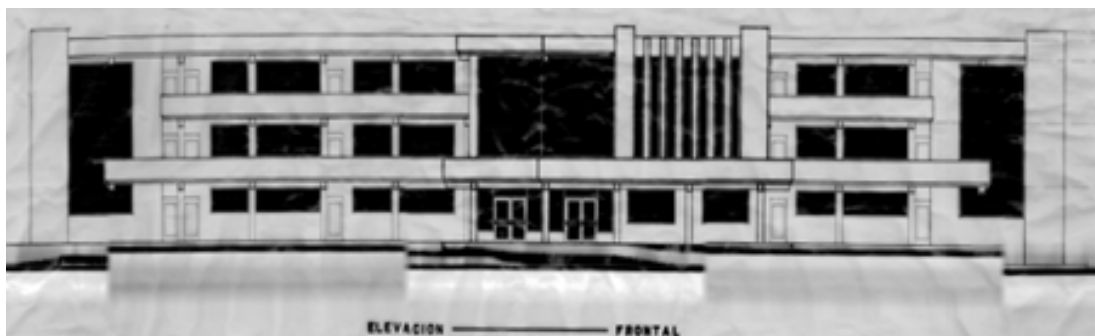


Figura 1: Dibujo arquitectónico inicial. Fuente: Archivos físicos de la Universidad.



Figura 2: Estructura actualmente. Fuente: propia.

A fin de lograr este objetivo, resulta imprescindible emplear herramientas y métodos de evaluación modernos en el diseño de edificios [5]. La técnica “pushover” es utilizada para predecir la respuesta sísmica e identificar los elementos estructurales débiles dentro de las estructuras. Este estudio busca generar un aporte a la seguridad y bienestar tanto de los usuarios que ocupan la edificación, como también proteger el inmueble de daños post-sismo [6], [7].

Es importante comentar que el campus central está compuesto por tres estructuras de concreto reforzado, como se puede apreciar en la Figura 3. Para una correcta identificación, y orientación del bloque en el campus, el eje **X** representa el sentido Este-Oeste, mientras que el eje **Y** representa el sentido Norte-Sur.

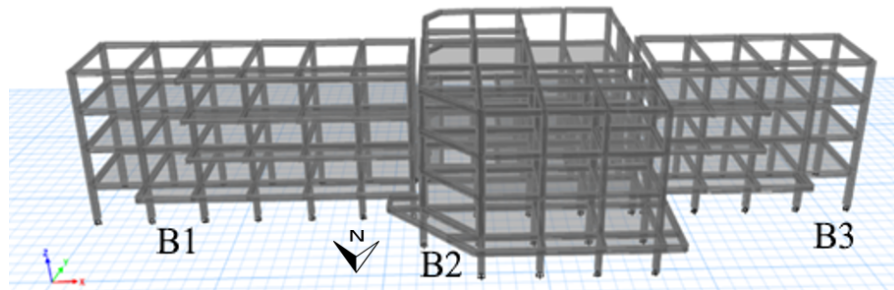


Figura 3: Bloque central del campus universitario.

La metodología pushover varía dependiendo de los criterios que considere cada autor, según ATC-40 [8] la respuesta estructural durante un sismo frecuente u ocasional es lineal, por otra parte, sismos tipo raro y muy raro tienen un comportamiento inelástico, por lo que el análisis pushover puede predecir su comportamiento. Lagaros y Fragiadakis [9] hacen uso de la normativa para encontrar un diagrama de aceleración-desplazamiento empleando un sistema de grado único equivalente el cual sirve para encontrar el diagrama de capacidad con la respuesta elástica amortiguada. Flores E. [10] mediante iteraciones convierte el espectro en deformación y para la curva de capacidad se extrae la cortante basal para transformarla en aceleración.

La FEMA 440 [11] establece un procedimiento en el cual se aplican cargas gravitacionales y sísmicas, esta última está basada en un espectro de diseño, su resultado es una curva de capacidad en donde se visualizan los desplazamientos modales y los elementos estructurales críticos, el proceso es similar al establecido por la ATC, sin embargo, este llega a resolver más tipologías estructurales que son afectadas por distintos espectros.

El objetivo de este estudio fue evaluar la capacidad estructural de la edificación, mediante un análisis estático no lineal, determinando la seguridad estructural, evidenciando posibles debilidades en la estructura. Se evaluó desplazamientos, rótulas plásticas y derivas en la edificación. Además, se observa una curva de capacidad de la estructura, teniendo en cuenta la aplicabilidad de la misma, sin dejar de lado el punto de desempeño esperado según los estándares establecidos por la normativa. No se considera el efecto de las mamposterías en el análisis.

2. Metodología

En este estudio, se analizó una estructura compuesta por tres bloques. El procedimiento utilizado para el desarrollo de este estudio, se presenta en la **Figura 4**.

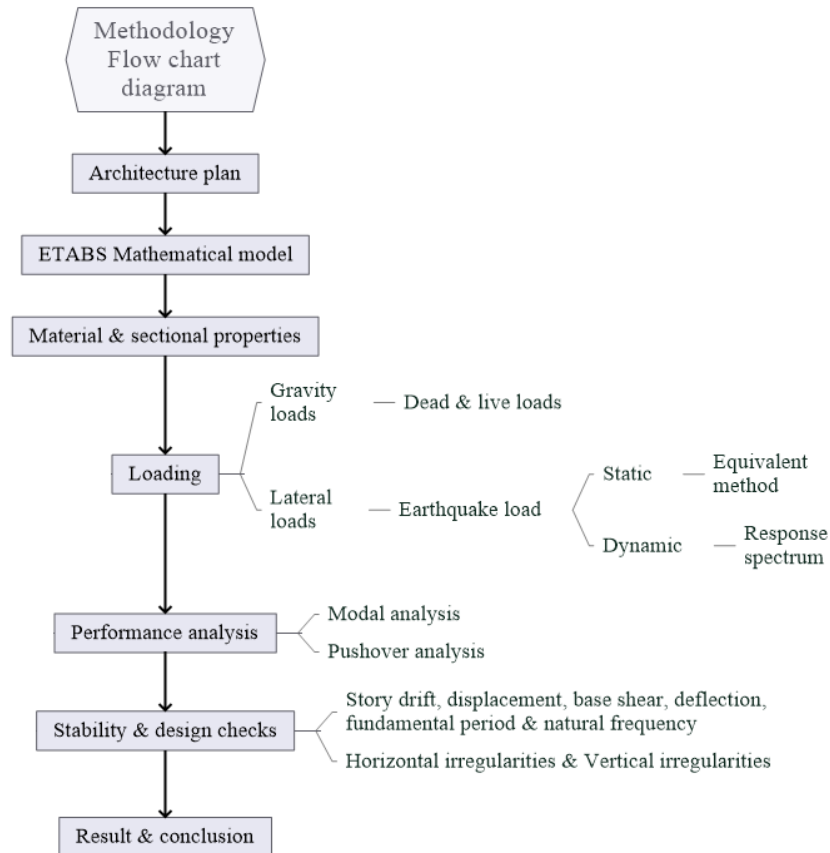


Figura 4: Diagrama de flujo de la metodología. Editado de [12].

Debido a la antigüedad de la edificación, resultó difícil obtener los planos estructurales, sin embargo, la universidad cuenta con los planos arquitectónicos, esto facilitó la identificación de ciertos elementos imperceptibles a simple vista. Para verificar la exactitud de los elementos expresados en el archivo, se llevó a cabo un levantamiento de información con el fin de establecer su veracidad. El plano correspondiente a la planta baja, se muestra en la **Figura 5**.



Figura 5: Plano arquitectónico del bloque central. Editado por Arq. Valeria Palomeque.



Figura 6: Vista en planta

Para determinar la resistencia del concreto fue necesario realizar ensayos no destructivos empleando un esclerómetro modelo Proceq Schmidt Live. El procedimiento de ensayo se realizó según la ASTM C805 [13], la cual establece los límites de tolerancia de los datos obtenidos para garantizar su precisión y confiabilidad. Además, se consultó el manual de uso proporcionado por el fabricante para asegurar un correcto manejo del instrumento [14]. Una representación visual de este proceso se muestra en la Figura 7.



Figura 7: Recogida de datos con esclerómetro.

La selección de la resistencia f'_c para cada bloque está determinada por un análisis estadístico de los datos recopilados a través de este método.

El modelo matemático del edificio se desarrolló empleando el software especializado ETABS. Este programa computacional ofrece una versión gratuita de 30 días, lo cual resultó beneficioso para el diseño y la obtención de los resultados necesarios para el análisis correspondiente. Yasin [12], establece una serie de pasos para modelar estructuras en el software, lo cual fue utilizado como guía en este estudio, Figura 8.

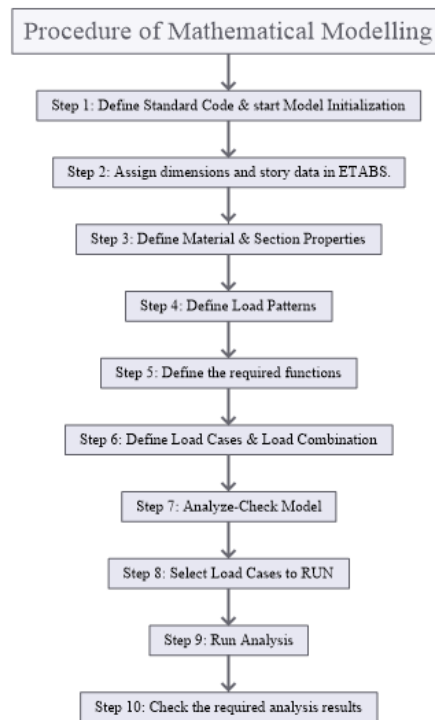


Figura 8: Pasos para modelar en ETABS. Editado de [12].

Según la NEC [15], los materiales como el hormigón y el acero deben cumplir con criterios de calidad, respecto al hormigón para columnas y vigas la resistencia a la compresión mínima para ser considerado estructural es de 21 MPa, los datos en cuestión para ambos elementos se encuentran detallados en la sección de resultados. La losa aligerada de la estructura no contaba con un acceso para la toma de lecturas por lo que se asumió una resistencia estructural mínima y que su comportamiento es de un diafragma rígido.

La distribución de acero desempeña un papel fundamental en el comportamiento estructural durante los sismos, ya que proporciona mayor ductilidad y capacidad de deformación. La normativa NEC [4] establece los requisitos mínimos para el diseño de elementos estructurales en relación a la distribución de acero. Dado que no se disponía de esta información, se asumió una distribución de aceros mínima, de acuerdo con lo establecido por la normativa.

La edificación está compuesta por pórticos especiales con vigas peraltadas, por lo que la normativa establece que debe contar con rótulas plásticas a una distancia determinada, con el objetivo de desarrollar “columna fuerte, nudo fuerte y viga fuerte a corte, pero débil a flexión”. La configuración de aceros estará destinada a que cumpla con esta filosofía propuesta por la NEC [4].

Para realizar un análisis adecuado de la edificación, es necesario determinar el caso más desfavorable. En este contexto, la normativa proporciona siete combinaciones posibles, de las cuales se seleccionaron dos para su estudio. La primera condición analiza únicamente las cargas vivas y muertas, considerando las condiciones normales de carga sin contar con la presencia de un evento sísmico significativo. La segunda combinación incluye una carga sísmica permitiendo evaluar la respuesta estructural.

$$C \square 1.2D \square 1.6L \quad (1)$$

$$C \square 1.2D \square 1E \square 1L \quad (2)$$

Donde:

D = Carga muerta

L = Carga viva
 E = Carga sísmica

Para ingresar las cargas sísmicas, se parte de una evaluación de la peligrosidad del sitio frente a eventos geológicos. Esta información se obtiene a partir del mapa proporcionado por la NEC [4], el cual indica los niveles de riesgo y sus periodos de retorno correspondientes. Al emplear estos niveles de peligro en el análisis, se obtiene una evaluación más completa de la respuesta estructural ante los diferentes escenarios sísmicos. Para el caso de estudio se empleó los cuatro niveles expresados en la **Tabla 1**.

Una vez establecidas las combinaciones y caso de carga, es importante definir el análisis pushover tanto en el eje X como en el eje Y. En este análisis se considera que los materiales se comportan de manera no lineal y se emplea el sismo correspondiente a su sentido de aplicación. En este apartado, se establece un punto de control para obtener los desplazamientos máximos y las derivas.

En este caso, dado que la estructura está compuesta por 3 bloques y separada por juntas sísmicas de 5cm entre cada bloque, se realizó el procedimiento de análisis para cada uno de ellos de forma individual.

Tabla 1: Niveles de peligro sísmico.

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno Tr (años)	Tasa de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.0004

El comportamiento que tendrá un edificio estará basado en varios aspectos que menciona la normativa [4], principalmente el desempeño, que considera los daños físicos en elementos estructurales y no estructurales, riesgo de los ocupantes y la funcionalidad de la edificación, además, se establece 4 niveles de desempeño siendo estos: Nivel operacional, Ocupación inmediata (IO), Seguridad de vida (LS), Prevención del colapso (PC).

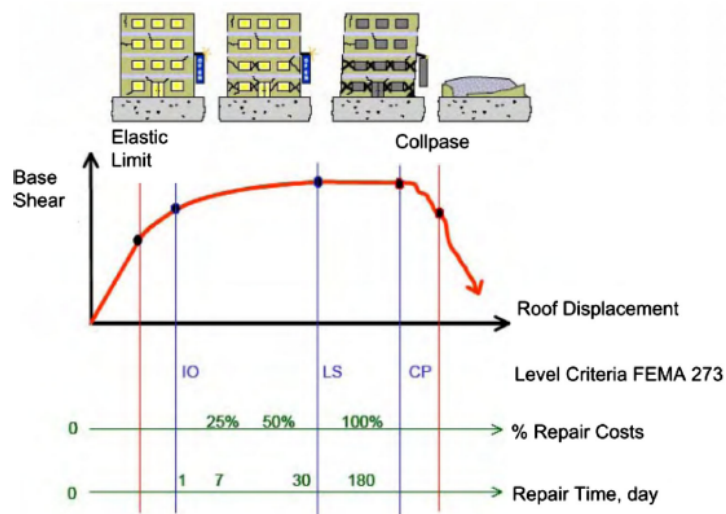


Figura 9: Diseño rendimiento–cortante. [16]

La ATC-40 [8], expresa que el nivel de desempeño será operacional cuando exista muy poco daño, sus derivas serán temporales la estructura conserva su rigidez y resistencia original, todos los sistemas funcionan con normalidad; ocupación inmediata establece que se da poco daño, su deriva será temporal, su rigidez y resistencia se conserva, el sistema de incendios y el elevador continúan en funcionamiento; seguridad de vida establece que se dan daños leves, su rigidez y resistencia son afectadas, daños en mampostería, el edificio está más allá de la reparación económica; prevención de colapso se dan daños severos y el edificio está a punto de derrumbarse, pero las columnas funcionan, poca rigidez estructural. La FEMA 356 [17], en su capítulo 1.5 explica de manera más detallada los niveles de desempeño y considera los elementos estructurales y no estructurales de una edificación.

La **Figura 9** muestra la representación gráfica del rendimiento de un edificio al compararlo con la curva de fuerza-desplazamiento. Esta visualización nos brinda la oportunidad de examinar de manera integral el comportamiento de la estructura cuando se somete a cargas laterales, hasta alcanzar su punto de colapso [18].

3. Resultados

3.1 Resistencias de los elementos de concretos

Los resultados obtenidos fueron analizados mediante un proceso estadístico descriptivo, correspondiente al promedio (\bar{X}), la desviación estándar (S) y el coeficiente de variación (CV), el cual permitió elegir las resistencias a compresión en las vigas y columnas de los tres bloques, sin mayor rango de dispersión. En vista de esto, se tomó la decisión de unificar las resistencias para ambos elementos estructurales. Se estableció una resistencia de 36.3 MPa para las columnas y de 33 MPa para las vigas. Estos valores se detallan en la **Tabla 2** y **Tabla 3**, respectivamente.

Tabla 2: Resistencias de las columnas

	Resistencia de columnas (MPa)		
	B1	B2	B3
X	35.9	36.3	36.8
S	13,7	4,48	11,35
CV	3,81%	1,23%	3,09%
	Final		
X	36.3		
S	4,2		
CV	1,16%		

Tabla 3: Resistencias de las vigas

	Resistencia de vigas (MPa)		
	B1	B2	B3
X	34.5	31.9	32.7
S	17	9	20
CV	5%	3%	6%
	Final		
X	33.0		
S	13,74		
CV	4,16%		

3.2 Refuerzo estructural

La distribución de acero en columnas y vigas se establece en la **Tabla 4** y **Tabla 5**, respectivamente. La configuración de los estribos se asume como un $\phi=12\text{mm}$ (1/2 in) con una separación máxima de 10 cm, siguiendo las recomendaciones de la normativa. En relación a la losa aligerada, se determinó que tiene un espesor de 25 cm, sin embargo, se optó por modelar la losa como una maciza, con una inercia equivalente, con altura de 18cm [4].

La normativa establece que para casos de usar métodos no lineales de fuerzas sísmicas se emplee secciones agrietadas en los elementos estructurales, en este caso para las columnas se usó 0.8 lg y para vigas un 0.5 lg. Se utilizó los valores especificados por la normativa NEC [19] para el caso de la carga viva, 2 kN/m² para las aulas de instituciones educativas y de 4kN/m²

para los pasillos. En cuanto a la carga muerta, se empleó un valor de 2.88 kN/m², excluyendo el peso de la estructura, ya que el software realiza este cálculo automáticamente.

Tabla 4: Secciones de las columnas

Elemento	Nombre	Material (MPa)	Profundidad (cm)	Ancho (cm)	ϕ
Columna	C 40x50	f 'c 36.3	50	40	20
	C 50x50	f 'c 36.3	50	50	20

Tabla 5: Secciones de las vigas

Elemento	Nombre	Material (MPa)	Profundidad (cm)	Ancho (cm)	ϕ
Viga	B 2-1	f 'c 33	50	30	16
	B 3-2	f 'c 33	50	30	16
	B 4-2	f 'c 33	50	30	16
	B 4-3	f 'c 33	50	35	16
	B 5-3	f 'c 33	50	35	16
	B 6-4	f 'c 33	60	35	16
	B 7-5	f 'c 33	60	35	16
	B 9-5	f 'c 33	60	35	16

3.3 Coeficientes y propiedades del suelo

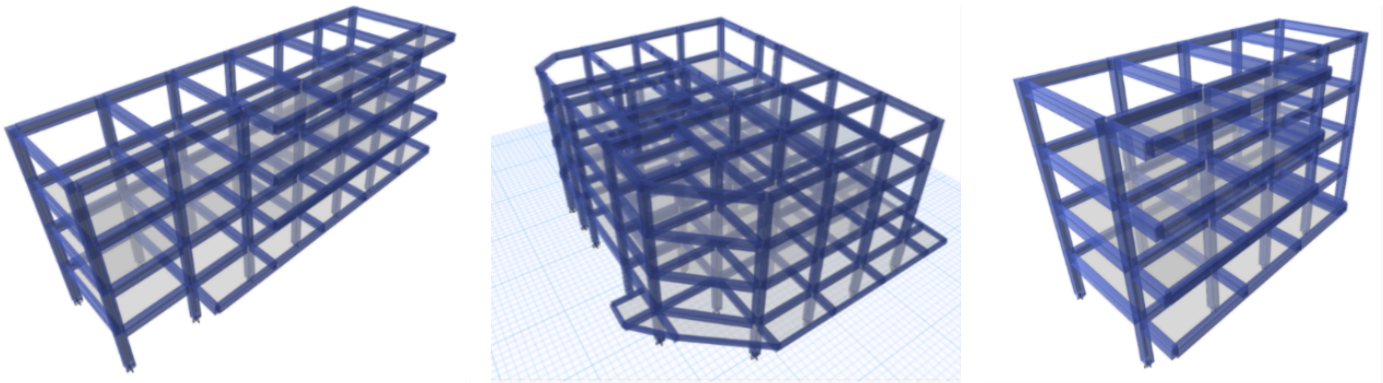
Para asignar las cargas sísmicas, se considera un coeficiente $Z=0.25$ para Cañar, correspondiente a la zona II. En base a un estudio geotécnico realizado por GEOESTUDIO S.A en 2013, se asume un suelo tipo D [20]. Los factores se resumen en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

Tabla 6: Propiedades del suelo.

Propiedades del Suelo	
Z	0.25
Fa	1.4
Fd	1.45
Fs	1.06
η	2.48
l	1.3
r	1
R	5
Ct	0.055
α	0.9
C	0.226
K	1.03

3.4 Modelo matemático

Empleando el procedimiento descrito en la metodología, dio lugar a la creación de 3 modelos, como se muestra en la **Figura 10**.



a) Modelo del bloque 1

b) Modelo del bloque 2

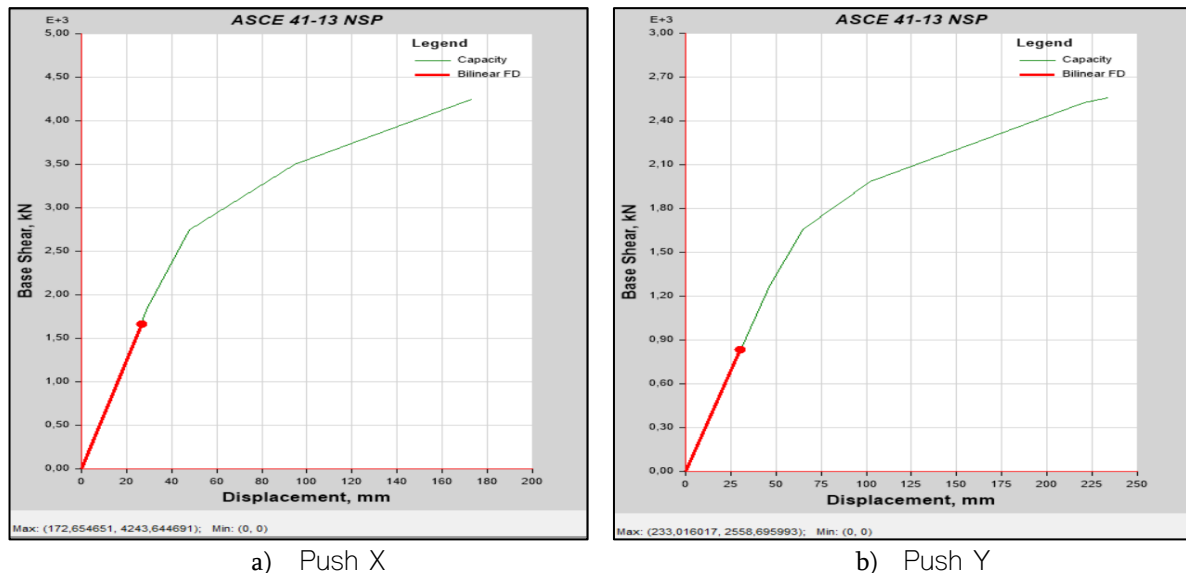
c) Modelo del bloque 3

Figura 10: Modelo 3D de los bloques de la universidad.

3.5 Curva de capacidad

Una vez finalizado el análisis mediante el uso de ETABS bajo una licencia de prueba TRIAL-2B06F2CB6335FDA62A A7459A, se logró obtener la curva de capacidad para los tres bloques en estudio. Esta curva representa la relación entre la cortante basal y la deformación lateral en el punto de control seleccionado.

En el caso del bloque 1, el punto de control se estableció en un nudo central de la última planta. El resultado obtenido generó una curva que se muestra en la **Figura 11**. Al analizar dicha curva, se determinó que existe una mayor capacidad de deformación en el sentido transversal Y, con un valor del 57.44%. Por otro lado, al evaluar el comportamiento del cortante basal, se observa que el sentido longitudinal X presenta una mayor capacidad de carga, alcanzando un valor del 62.39% en comparación con el sentido Y.



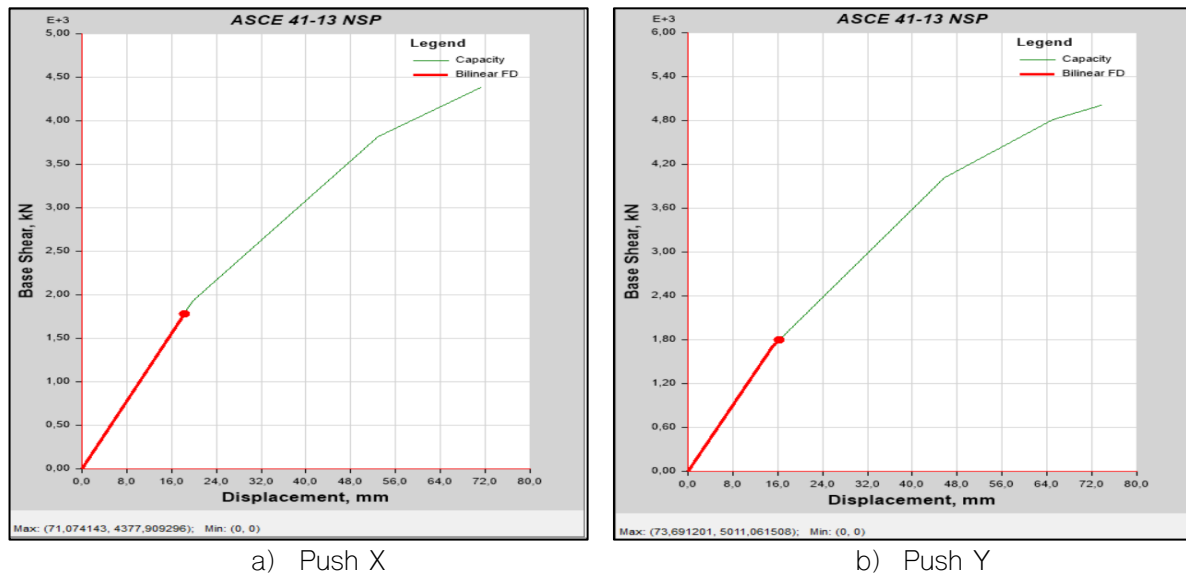
a) Push X

b) Push Y

Figura 11: Curva de capacidad del bloque 1

En el caso del bloque dos, se puede apreciar en la **Figura 12** que su mayor capacidad de deformación se encuentra en el sentido longitudinal Y, con un valor del 50.90% en relación al eje transversal Y. De igual manera, se observa que la mayor capacidad de carga se encuentra en el

sentido Y, alcanzando un valor del 53.37%. La diferencia entre las deformaciones de ambos sentidos corresponde a un 1.81%, mientras que la diferencia entre los valores de cortante es del 6.74%. Es importante destacar que el bloque 2, debido a su geometría regular, presenta pequeñas variaciones en los porcentajes de cortante y deformación en comparación con el bloque 1.

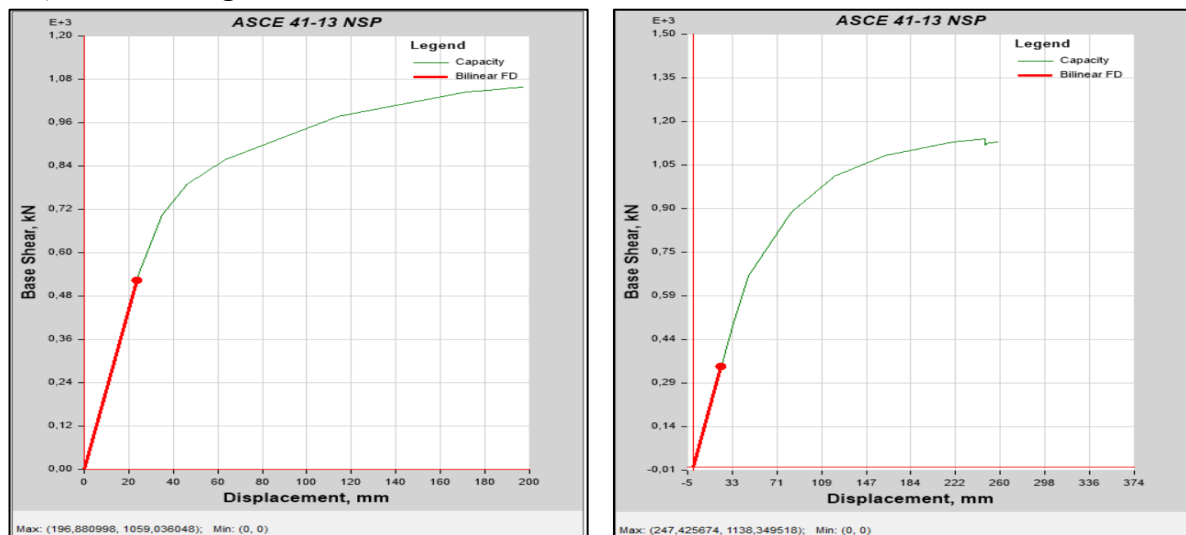


a) Push X

b) Push Y

Figura 12: Curva de capacidad del bloque 2

En el caso del bloque 3, el punto de control se estableció en el nudo de la última planta. En este caso, se observa que su mayor capacidad de deformación se encuentra en el eje transversal Y, con un valor del 56.74% en comparación con el eje longitudinal. De manera similar, su mayor capacidad de carga también se encuentra en el mismo eje, alcanzando un valor del 51.59%. Esto se aprecia en la **Figura 13**.



a) Push X

b) Push Y

Figura 13: Curva de capacidad del bloque 3

3.6 Punto objetivo para cada sismo

Los puntos de desplazamiento y cortante basal que se llegaron a obtener mediante el uso de la metodología del ASCE 41-13 [21], en la **Tabla 7** se presenta el desplazamiento y la fuerza a la que está sometida la estructura en su base o cimentación para cada nivel de evento sísmico. Para el bloque 1 se presentan los mayores desplazamientos en el eje Y, esto debido a que los pórticos en

este sentido son inferiores a los del eje longitudinal X, por ende, su capacidad de resistir desplazamientos será mayor

Tabla 7:Desplazamiento y cortante basal para cada punto de punto de demanda – Bloque 1

Sismo	Desplazamiento (mm)		Cortante Basal (kN)	
	Push XX	Push YY	Push XX	Push YY
Frecuente (menor)	8.34	10.28	523.94	282.48
Ocasional (moderado)	10.24	12.55	643.44	344.71
Raro (severo)	26.50	30.48	1664.48	836.77
Muy raro (extremo)	33.83	40.12	2066.65	1001.67

En el bloque 2, se puede observar que los desplazamientos en el sentido longitudinal X no presentan diferencias significativas en relación a su eje transversal Y resumido en la **Tabla 8**, de igual manera se constata una semejanza en los valores del cortante entre ambos sentidos. Esta similitud se atribuye a la configuración geométrica de la estructura, específicamente en el caso del bloque 2, cuya proyección en planta exhibe características cuadradas. Esta particularidad geométrica propicia que, al someterse a la aplicación de fuerzas, los resultados obtenidos sean similares.

Tabla 8:Desplazamiento y cortante basal para cada punto de punto de demanda – Bloque 2

Sismo	Desplazamiento (mm)		Cortante Basal (kN)	
	Push XX	Push YY	Push XX	Push YY
Frecuente (menor)	5.48	4.82	535.51	548.30
Ocasional (moderado)	12.63	11.38	1233.68	1294.38
Raro (severo)	18.26	16.33	1784.73	1805.21
Muy raro (extremo)	23.45	20.58	2142.73	2124.85

En relación al bloque 3, se observa una variación imperceptible en los desplazamientos entre los dos ejes. Esta situación se le atribuye a que el número de pórticos en el eje X se reduce en comparación al bloque 1, pero es importante destacar que el eje X exhibe una capacidad superior para soportar una mayor cortante basal. Esto se resume en la **Tabla 9**. No se encuentra el origen de la referencia..

Tabla 9:Desplazamiento y cortante basal para cada punto de punto de demanda – Bloque 3

Sismo	Desplazamiento (mm)		Cortante Basal (kN)	
	Push XX	Push YY	Push XX	Push YY
Frecuente (menor)	10.12	10.59	223.06	157.20
Ocasional (moderado)	12.53	12.99	276.18	192.84
Raro (severo)	23.73	23.52	523.09	349.17
Muy raro (extremo)	31.28	33.28	646.77	494.01

3.7 Resultados de las rótulas generadas

Las rótulas deben ser diseñadas de manera que permitan una deformación leve de los elementos estructurales bajo cargas, con el objetivo de evitar daños en la edificación. En este

sentido, resulta pertinente realizar una comparación del mecanismo de colapso o comportamiento de las rótulas en dos direcciones, longitudinal (X) y transversal (Y).

En el bloque 1 del estudio, se procedió a seleccionar el eje más representativo de la estructura, y el software estableció 4 etapas o pasos de análisis para el pushover en el eje X. Durante el primer paso, **Figura 14 (a)**, se observaron deformaciones mínimas que no indican daño alguno en la estructura, y no se identificó la formación de rótulas en ningún elemento estructural. El paso 4, **Figura 14 (b)**, representa el punto en el que se generaron las primeras rótulas, siendo también el total de rótulas encontradas. Se constató que dichas rótulas se formaron en las vigas de la primera y segunda planta, así como en las bases de las columnas posteriores, lo cual no es deseable para el comportamiento óptimo de la edificación. No obstante, de acuerdo con la nomenclatura utilizada, se determinó que esto no representa un peligro significativo, ya que están en un rango de IO y LS. Al finalizar el análisis, **Figura 14 (c)**, se llegó a contabilizar un total de 280 rótulas, de las cuales 225 están en el rango de A-IO y 55 están entre IO-LS.

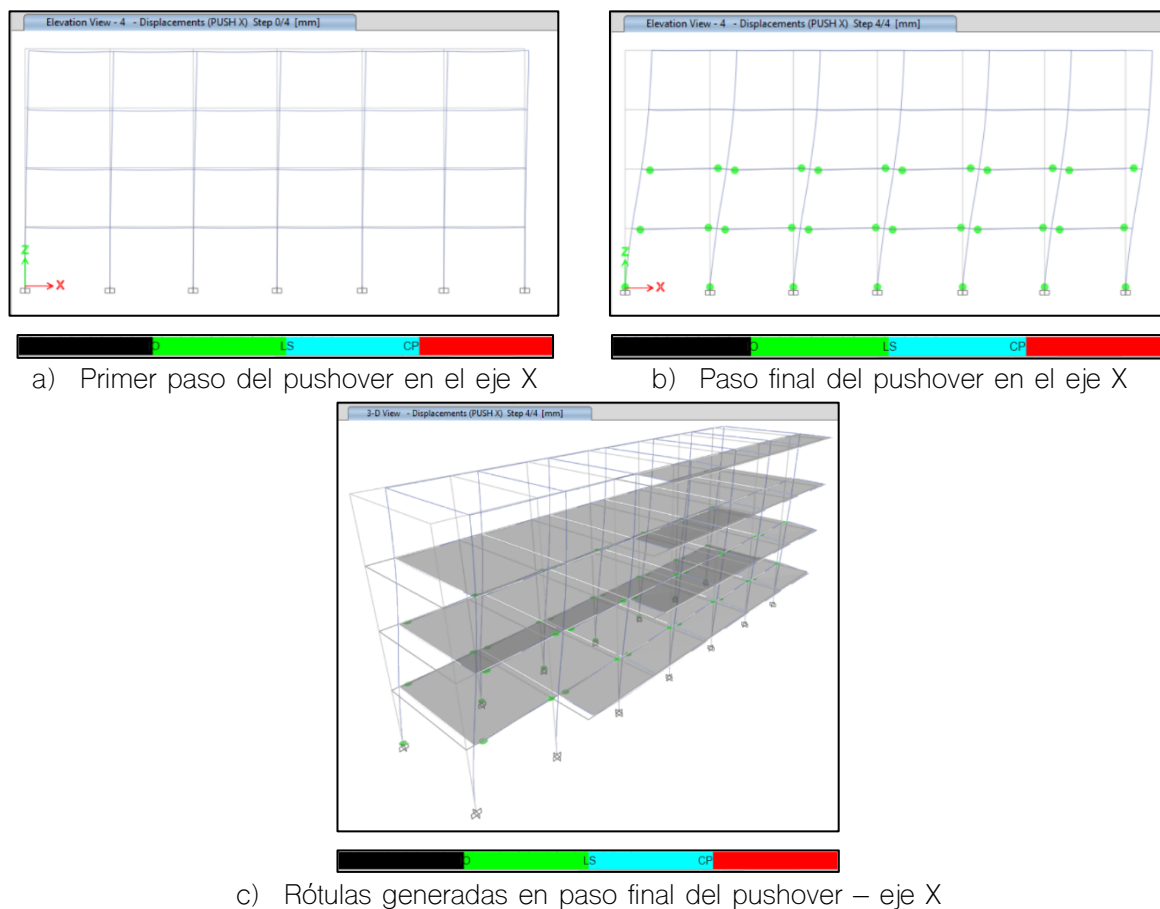
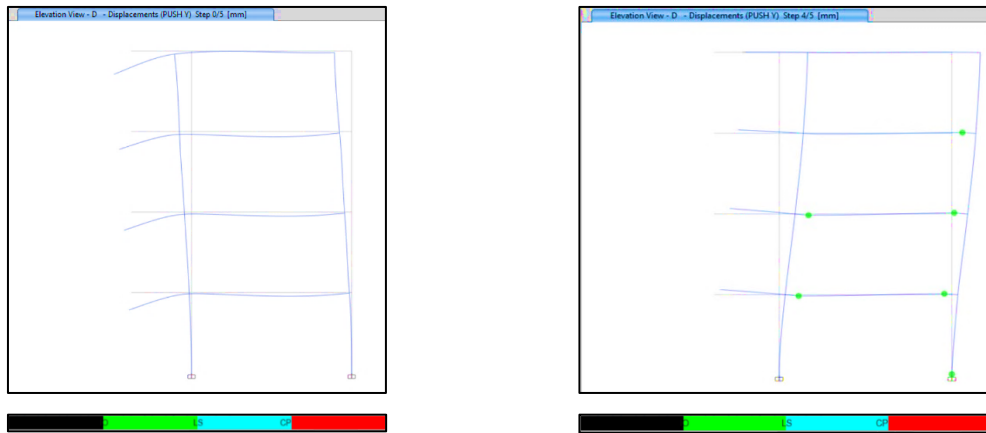


Figura 14: Desplazamientos y rótulas del bloque 1 – Pushover X

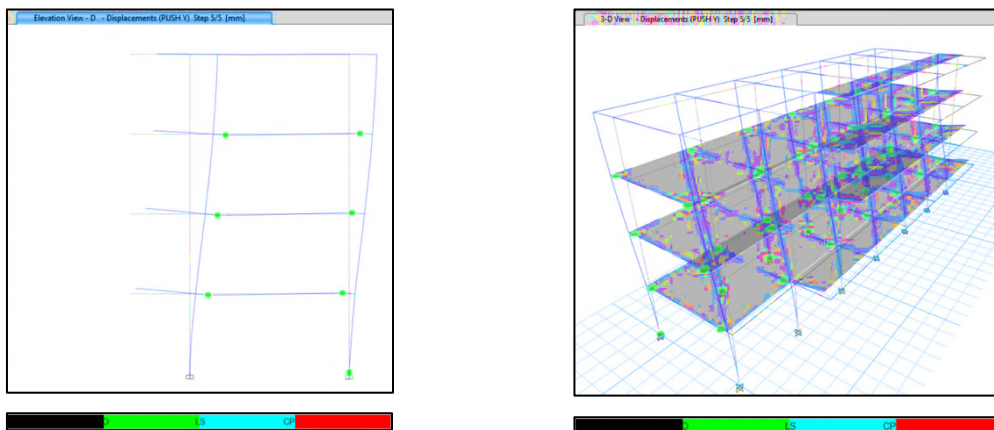
En el caso de las rótulas generadas en el pushover Y en el bloque 1, el software estableció 5 etapas o pasos de análisis. Durante el primer paso, **Figura 15 (a)**, se observaron deformaciones, aunque no alcanzaron magnitudes suficientes para generar rótulas en ningún elemento estructural. El paso 4, **Figura 15 (b)** marcó el momento en el que se formaron las primeras rótulas, ubicadas en las vigas de la primera y segunda planta, así como una en la tercera planta y en las bases de las columnas posteriores del edificio. En este punto, se contabilizaron un total de 48 rótulas, todas ellas dentro del rango (IO-LS). En el último paso del análisis, **Figura 15 (c)**, se observó la generación de una rótula adicional en la tercera planta. Esto se debió a una diferencia de 20 kN en cortante

aplicada entre el paso 5 y el paso 4. Dado que no hubo un aumento significativo en la fuerza aplicada en el edificio, no se generaron más rótulas en este punto. Al finalizar el análisis, **Figura 15 (d)**, se registró un total de 280 rótulas, de las cuales 231 se encuentran en el rango de A-IO y 49 se sitúan en el rango de IO-LS.



a) Primer paso del pushover en el eje Y

b) Cuarto paso del pushover en el eje Y



c) Paso final del pushover en el eje Y

d) Rótulas generadas en paso final del pushover – eje Y

Figura 15: Desplazamientos y rótulas del bloque 1 – Pushover Y

En el bloque 2 del estudio, se procedió a seleccionar el eje central de la estructura, el cual es el más representativo. Para este análisis, el software estableció 4 etapas o pasos de análisis para el pushover en el eje X. En el primer paso,

Figura 16 (a), *al igual que en el bloque anterior, las deformaciones son mínimas y no se observa la formación de rótulas en ningún elemento estructural. El paso 4,*

Figura 16 (b), *representa el punto en el que se generaron las primeras rótulas, siendo también el total de rótulas encontradas. Se pudo determinar que las rótulas se formaron en las vigas del primer piso y en ciertas columnas de la planta baja. Sin embargo, estas rótulas no representan un peligro significativo para la estructura. Al finalizar el análisis,*

Figura 16 (c), se contabilizaron un total de 580 rótulas, de las cuales 567 están en el rango de A-IO y 13 están entre el rango de IO-LS.

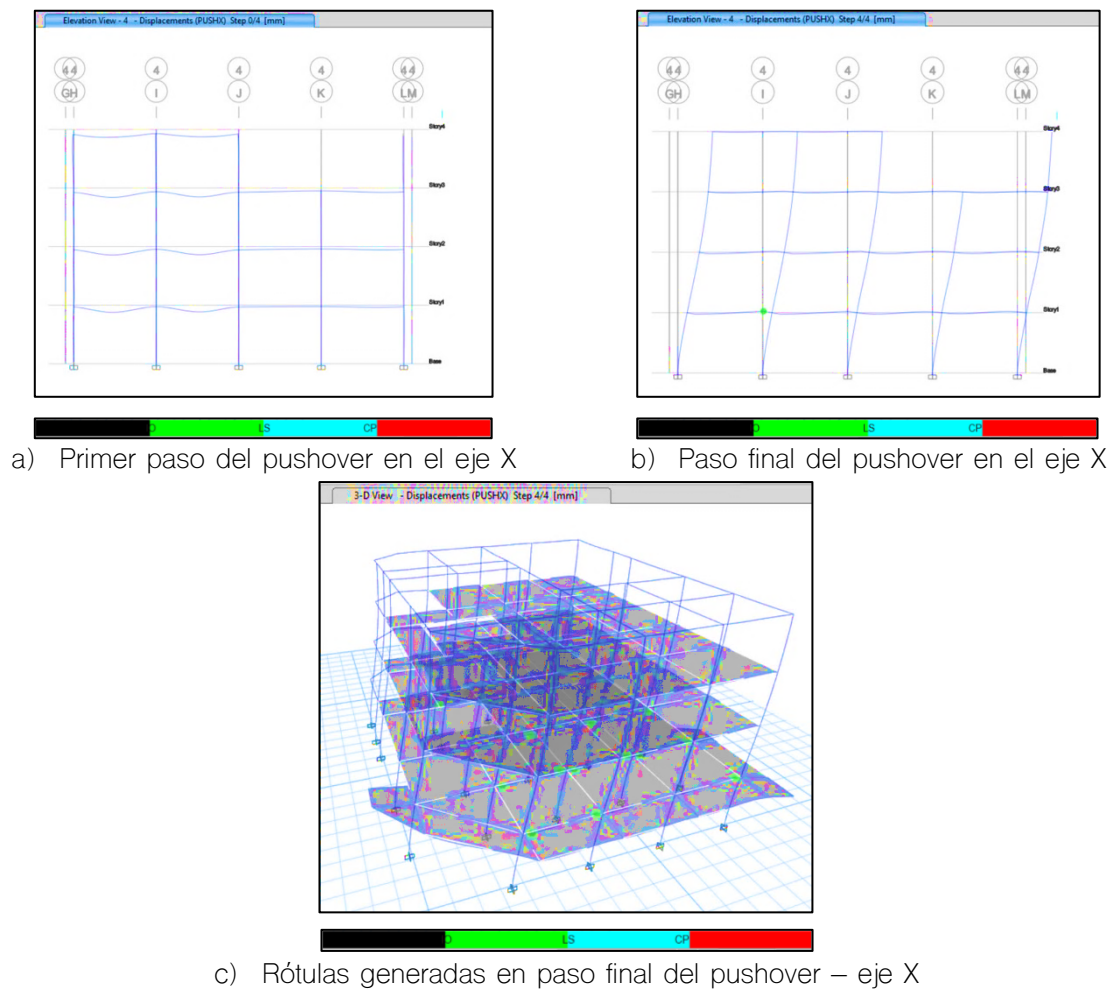


Figura 16: Desplazamientos y rótulas del bloque 2 – Pushover X

Para el pushover en el eje Y del bloque 2, el software estableció 4 pasos para su análisis. Durante el primer paso, **Figura 17 (a)**, las fuerzas que generan las deformaciones no son suficientes para generar rótulas en los elementos estructurales. El paso 3, **Figura 17 (b)**, es donde aparece la primera rótula, ubicada en la base de la columna de la primera planta. En este caso, la formación de la rótula no es deseada, ya que se produjo en las columnas y, según la nomenclatura, representa un peligro para la estructura y sus ocupantes, ya que está más allá del punto de prevención del colapso. En el último paso, **Figura 17 (c)**, se formaron más rótulas peligrosas en las columnas de la planta baja, siendo un total de 6. Al finalizar el análisis, **Figura 17 (d)**, se contabilizó un total de 580 rótulas, de las cuales 573 están en el rango de A-IO, 1 rótula se encuentra en el rango de IO-LS y 6 rótulas son de peligrosidad mayor y están en >CP.

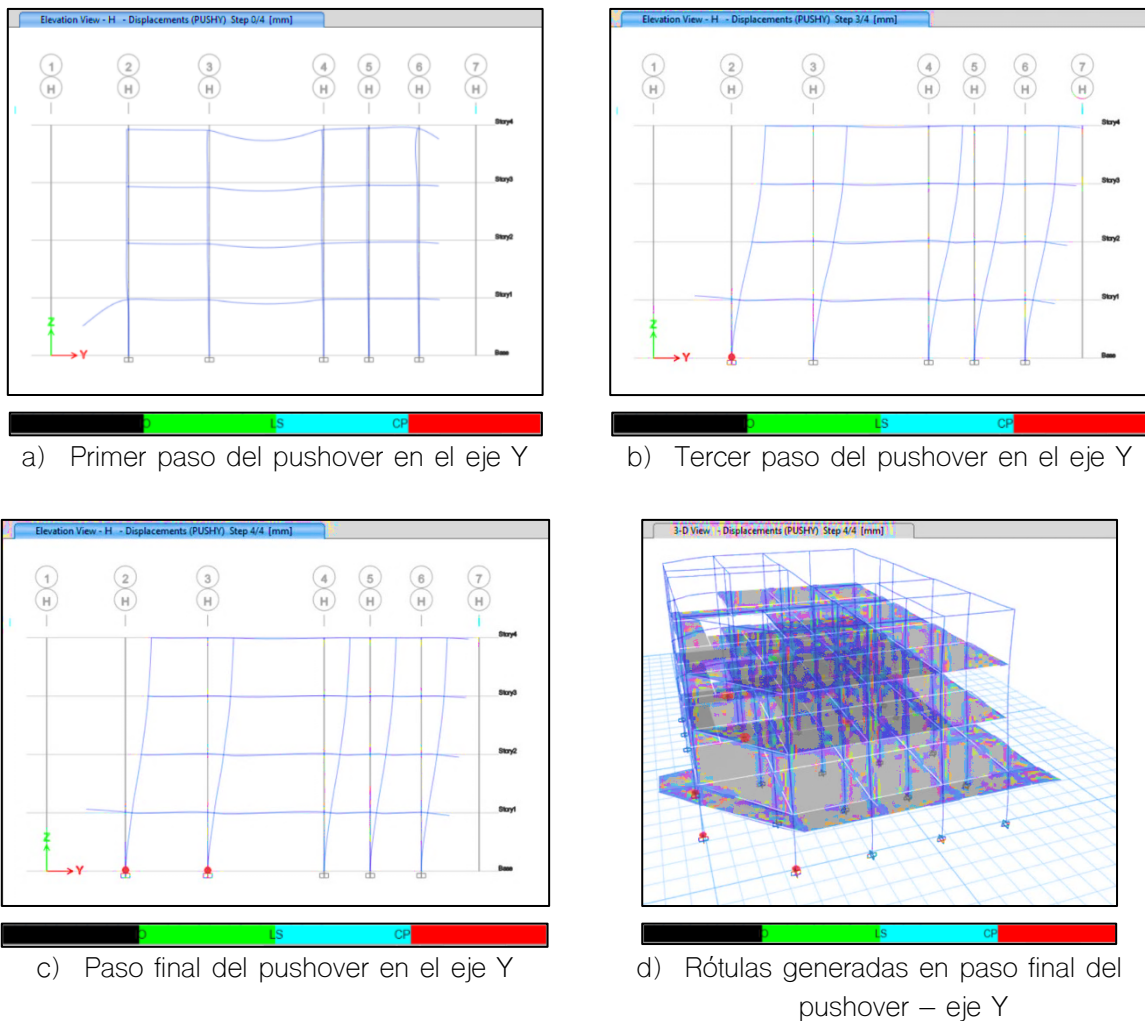


Figura 17: Desplazamientos y rótulas del bloque 2 – Pushover Y

En el marco del bloque 3 del estudio, se llevó a cabo la selección del eje más representativo de la estructura, identificado como eje 4. Para este análisis el software estableció un total de 9 etapas o pasos para el análisis de pushover en el eje X. Durante el primer paso, **Figura 18 (a)**, en la cual no se observaron deformaciones significativas, no se manifestaron rótulas en los elementos estructurales. No obstante, en el paso 4, **Figura 18 (b)**, se dieron las primeras rótulas. Se pudo constatar que estas rótulas se formaron en las vigas de la primera planta, así como en algunas vigas de la segunda planta. Cabe destacar que las rótulas identificadas se encuentran dentro del rango A-IO, por lo tanto, no representan ningún peligro. En el último paso, **Figura 18 (c)**, se detectó la formación de rótulas en las bases de las columnas de la primera planta, lo cual no es deseable, además, se observó la aparición de rótulas en las vigas de los voladizos. Al concluir el análisis, **Figura 18 (d)**, se contabilizó un total de 232 rótulas, de las cuales 183 se encuentran en el rango A-IO y 49 se ubican en el rango IO-LS

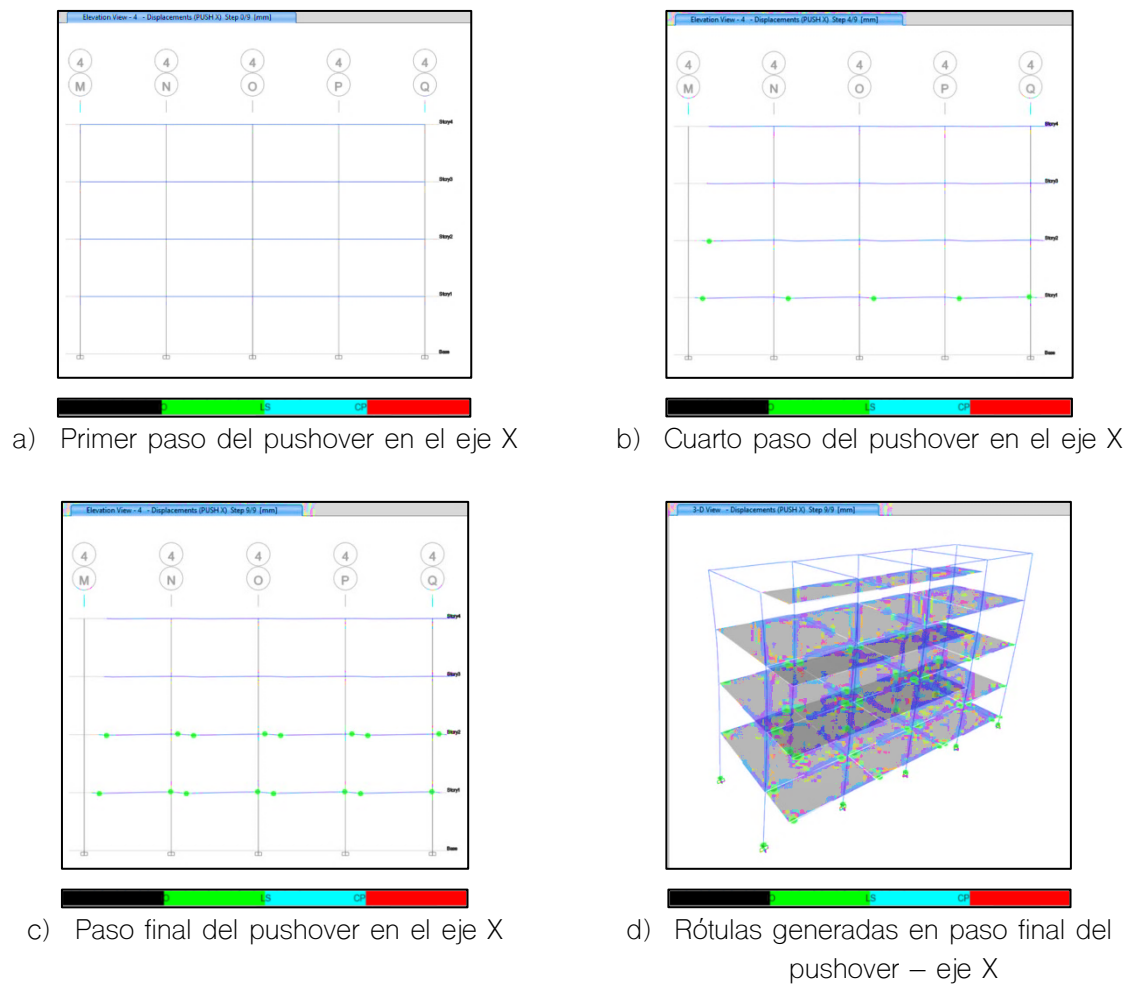


Figura 18: Desplazamientos y rótulas del bloque 3 – Pushover X

En relación a las rótulas generadas en el análisis pushover del bloque 3, es importante destacar que el software utilizado estableció un total de 15 etapas o pasos de análisis. Durante el primer paso, **Figura 19 (a)**, se observaron deformaciones, aunque estas no alcanzaron magnitudes significativas como para generar rótulas en ningún elemento estructural, sin embargo, en el paso 5, **Figura 19 (b)**, se produjo la formación de las primeras rótulas, las cuales se localizaron en las vigas de la primera y segunda planta. En este punto, se contabilizaron un total de 23 rótulas, todas ellas ubicadas en el rango de IO–LS. En el último paso del análisis, **Figura 19 (c)**, se identificó la generación de rótulas tanto en las vigas de toda la edificación como en las bases de algunas columnas de la planta baja. Al concluir el análisis, **Figura 19 (d)**, se registró un total de 232 rótulas, de las cuales 186 se encuentran en el rango de A–IO y 44 se sitúan en el rango de IO–LS

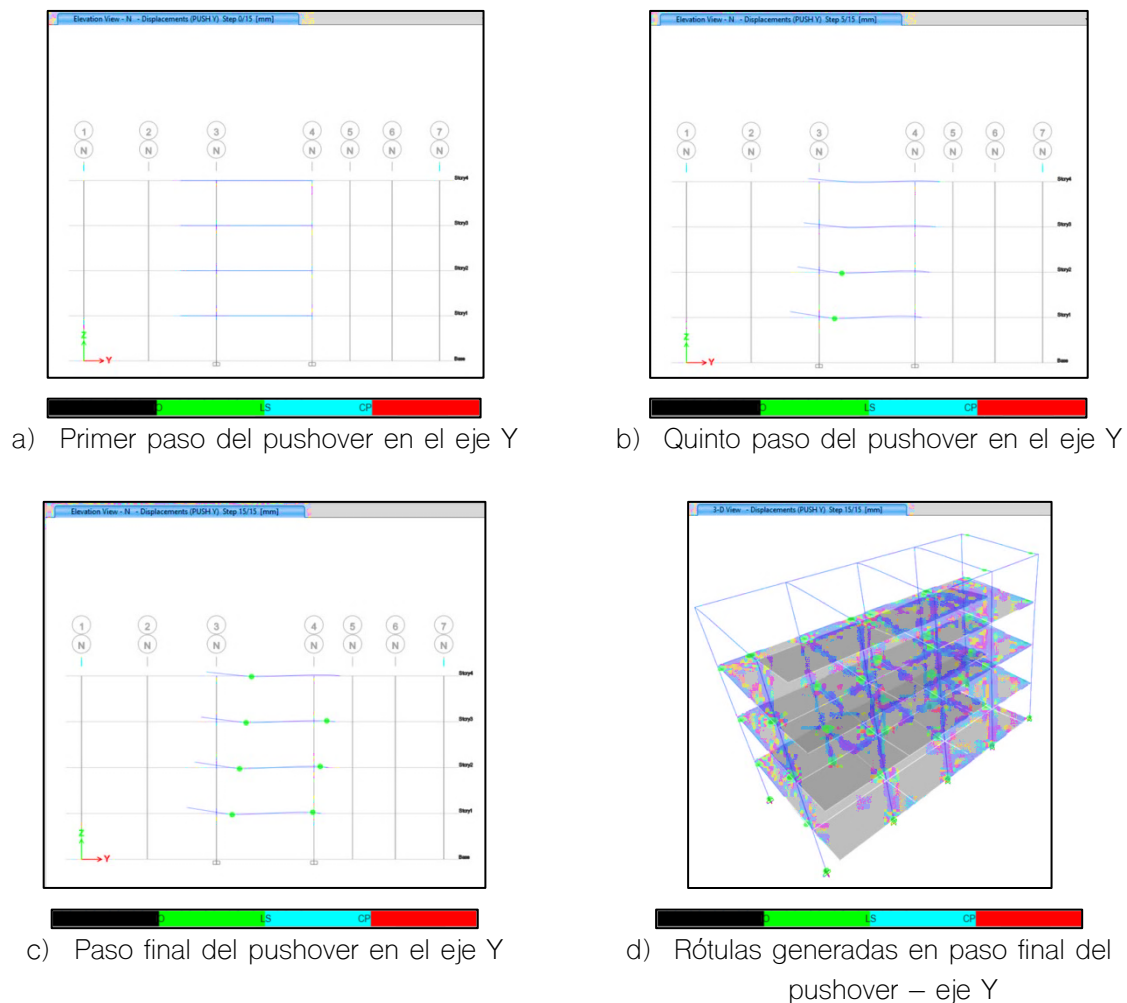


Figura 19: Desplazamientos y rótulas del bloque 3 – Pushover Y

3.8 Evaluación del desempeño sísmico

La evaluación del desempeño de una estructura implica el cumplimiento del objetivo de resistir a diversos tipos de amenazas sísmicas, en función de su periodo de excedencia. En el presente caso, al tratarse de una institución educativa, dicha estructura se clasifica como una estructura especial, por consiguiente, se lleva a cabo un análisis específico para el sismo designado por la normativa correspondiente como raro (severo). Se espera que, ante dicho sismo, el nivel de desempeño de la estructura sea completamente operativo.

En el bloque 1, se aprecia que en el análisis push X, **Figura 20 (a)**, el desempeño de la estructura se encuentra en estado totalmente operativo, ya que estaría funcionando dentro del rango elástico. En este sentido de análisis, no generaría ningún problema en caso de ocurrir un sismo. En cuanto al análisis en el sentido push Y, **Figura 20 (b)**, se observa que la estructura se mantiene en el rango elástico, lo cual expresa que ante un sismo el bloque estará completamente funcional.

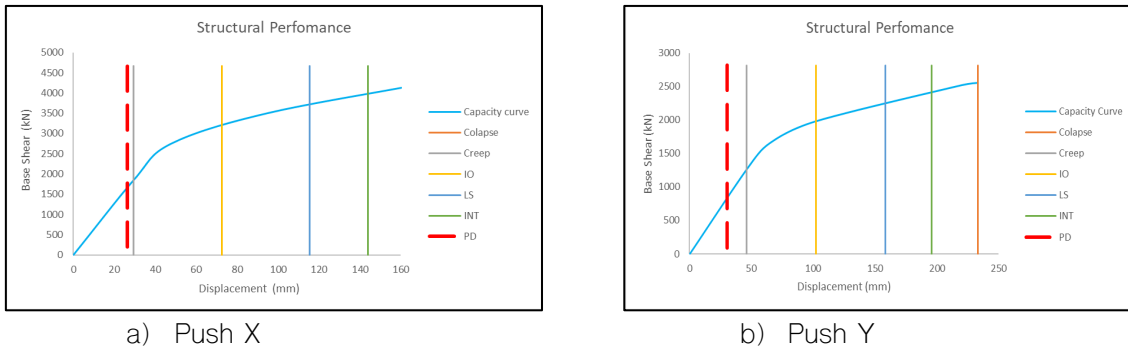


Figura 20: Punto de desempeño para un sismo raro - Bloque 1

En el bloque 2, se visualiza que en el sentido X del análisis pushover, **Figura 21 (a)**, el punto de desempeño se alejó del rango de fluencia y su desempeño se encuentra la zona de ocupación inmediata. Para el análisis pushover en el sentido Y, **Figura 21 (b)**, el punto de desempeño se encuentra en la zona de ocupación inmediata. A pesar de esto, no se genera ningún problema en términos de seguridad tanto para la edificación como para los usuarios durante un sismo raro. Las deformaciones presentes en ambos sentidos varían en menor medida, ya que el bloque 2 tiene una geometría regular, similar a la de un cuadrado.

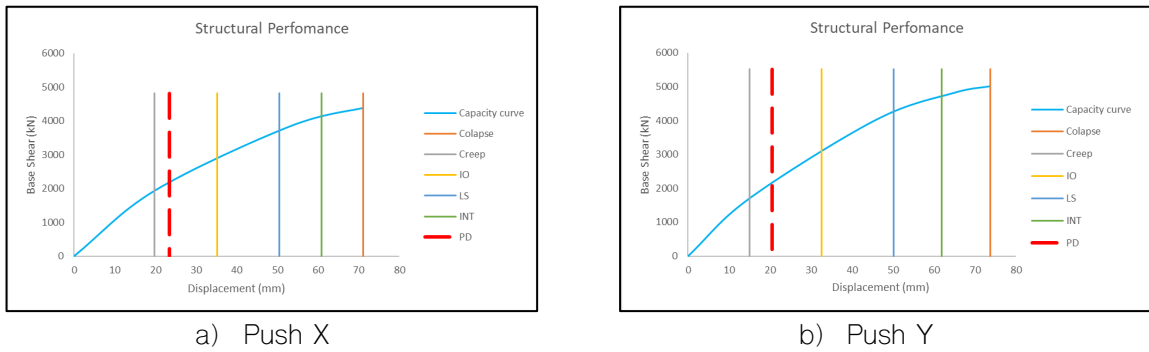


Figura 21: Punto de desempeño para un sismo raro - Bloque 2

En el bloque 3, se observa que el comportamiento del análisis pushover en el eje X, **Figura 22 (a)**, se encuentra dentro de la zona de ocupación inmediata. De igual manera, el comportamiento del análisis pushover en el eje Y, **Figura 22 (b)**, se ubica en la zona de IO. Sin embargo, es importante destacar que esto no representa ningún peligro para la integridad de la estructura ni para la seguridad de sus ocupantes.

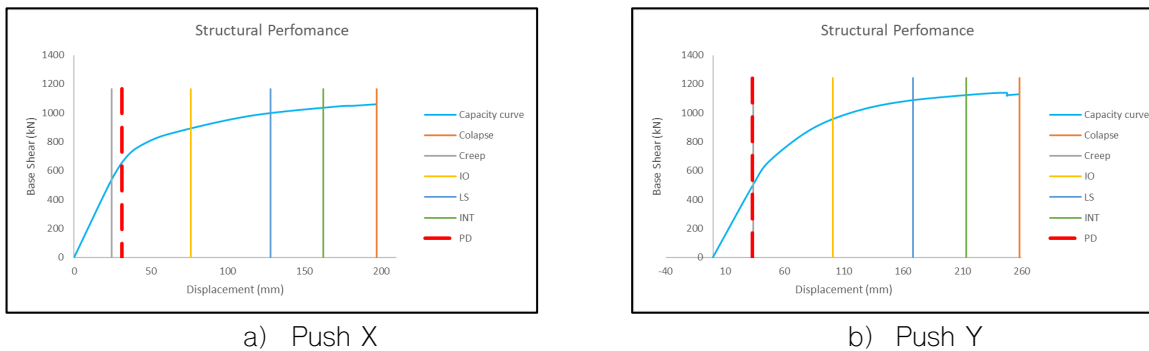


Figura 22: Punto de desempeño para un sismo raro - Bloque 3

3.9. Aplicabilidad del análisis estático no lineal

Para conocer si este estudio es aplicable, es necesario emplear la verificación dado por la ASCE 41-17 [21], en donde se hace uso de la relación de resistencia, en esta se compara la $\mu\text{strength} < \mu_{\text{max}}$, donde μ es la ductilidad alcanzada por la estructura.

Se aprecia que, en todos los bloques evaluados, **Tabla 10**, se cumple con la condición propuesta por la ASCE, lo cual confirma la validez de la aplicación de la metodología del pushover en ambos sentidos y para todos los bloques analizados. Esto respalda la confiabilidad de los resultados obtenidos y refuerza efectividad de dicha metodología para evaluar el desempeño de la estructura frente a eventos sísmicos.

Tabla 10: Verificación de la aplicabilidad del método Pushover para cada bloque

	Bloque 1		Bloque 2		Bloque 3	
	X	Y	X	Y	X	Y
Δd (mm)	26.495	30.473	18.264	16.327	23.733	23.52
Δy (mm)	29.529	46.063	19.768	14.982	24.324	33.65
μ_{max}	0.90	0.66	0.92	1.09	0.98	0.70
μ_{strength}	0.43	0.26	0.45	0.51	0.11	0.12
Cond.	OK	OK	OK	OK	OK	OK

4. Discusión

El presente estudio muestra resultados interesantes, los bloques 1 y 3 muestran mayor desplazamiento en el eje Y, este comportamiento se atribuye a su diferencia en inercia en planta y la redundancia de pórticos de concreto reforzado. Se observó una variación de desplazamientos entre ejes de 2.06% en el bloque 1, una variación del 1.11% en el bloque 2 y una variación del 1.25% en el bloque 3.

En cuanto a sus desplazamientos en el eje X, para un sismo raro, se registró un desplazamiento 26.5mm en el bloque 1, 18.26mm en el bloque 2 y 23.73mm en el bloque 3. Si los desplazamientos de las estructuras ocurrieran en el mismo sentido, las edificaciones no tendrían riesgo de golpeteo, sin embargo, si la respuesta dinámica de los edificios frente a un sismo raro es diferente y genera desplazamientos en direcciones opuestas a la edificación adyacente, es probable que existan colisiones entre las estructuras, debido a la junta sísmica existente tiene una separación de 5cm. Recordar que se tomaron valores mínimos recomendados de la normativa actual, para las cuantías de acero de refuerzo longitudinal y sobre todo transversal.

5. Conclusión

A pesar de que estas estructuras fueron diseñadas en el año 1993, con el código de construcción de ese entonces, su desempeño frente a las cargas sísmicas que el reglamento actual considera es adecuado. Según la normativa ASCE 41-17, se determinó que el bloque central de ingenierías del campus Azogues presenta una respuesta estructural IO (Ocupación Inmediata) frente a un sismo raro, como se evidencia en las **Figura 20**, **Figura 21** y **Figura 22**. Esto significa que después de un evento sísmico de esa magnitud, es posible una ocupación inmediata, con posibles daños en elementos no estructurales que no comprometerían la estabilidad global de la edificación. Este resultado brinda la seguridad a todos los usuarios que hacen uso de la edificación a diario. Pero importante mencionar que este estudio se asumen las distribuciones de acero de refuerzo, para poder dar un punto de desempeño con certeza, tocaría levantar información a detalle del acero de refuerzo.

Los elementos no estructurales que estarían directamente afectados son las mamposterías, las mismas que no se consideraron en el presente estudio. Para continuar esta línea de investigación, se recomienda realizar una evaluación sísmica que contemple la variación de resistencia y rigidez del edificio con la acción de las paredes trabajando en rango elástico a compresión.

Por otra parte, cielos falsos, mamparas de vidrio y mueblería en general, pudieran ser afectados por el sismo severo. Se recomienda una evaluación sísmica de estos elementos para reducir el probable daño que estos pueden ocasionar a los usuarios durante y después de un evento telúrico.

El estudio del edificio presenta daños de rótulas plásticas en vigas y columnas, en un proceso que se desarrolla desde la planta inferior hacia las plantas superiores, tal como la teoría del análisis por desempeño lo menciona. Esto muestra que el análisis desarrollado es adecuado. Además, el análisis presentado en la **Tabla 10**. muestra que se ha cumplido con los estándares de revisión internacional como recomienda ASCE 41-17.

Un punto importante es que la edificación no presenta problemas de columnas cortas, piso débil en su primera planta, situaciones que generalmente están presente en edificaciones dedicadas a educación.

Contribución de autores: Conceptualización, C.T. e J.T.; metodología, C.T.; software, J.T.; validación, X.N y P.N.; análisis formal, C.T.; investigación, C.T. e J.T.; recursos, C.T.; curaduría de datos, J.T.; revisión, X.N y P.N.; redacción y edición, J.T.; visualización, C.T.; supervisión, X.N.; administración de proyecto, X.N.

Financiamiento: Los autores financiaron a integridad el estudio.

Agradecimientos: Se agradece al Ing. Ricardo Romero por la gestión para conseguir los planos de la institución, al Laboratorista Pablo Sáenz por su acompañamiento con el manejo del esclerómetro.

Conflictos de interés: Los autores declaran no tener ningún conflicto de intereses.

Referencias

- [1] R. Aguiar, "Análisis sísmico de edificios," 2008. [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/279188057>
- [2] E. Porras, "Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de ingeniería de la universidad señor de Sipán, actualizada a la norma E-030 2016," Pimentel, 2018.
- [3] Senplades, Evaluación de los costos de reconstrucción. Sismo en Ecuador - abril 2016. Resumen ejecutivo. Quito: Secretaría nacional de Planificación y Desarrollo, 2016.
- [4] NEC-SE-DS, "Cargas sísmicas-diseño sismo resistente," 2015.
- [5] A. Madan, "Seismic vulnerability of masonry infilled reinforced concrete frame structures," International Journal of Safety and Security Engineering, vol. 3, no. 3, pp. 174–183, Sep. 2013, doi: 10.2495/safe-v3-n3-174-183.
- [6] M. Bhandari, S. Bharti, M. Shrimali, and T. Datta, "Assessment of proposed lateral load patterns in pushover analysis for base-isolated frames," Eng Struct, vol. 175, pp. 531–548, Nov. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.08.080.
- [7] R. Ainul Hakim, Mohammed Sohaib Alama, and Samir A. Ashour, "Application of pushover analysis for evaluating seismic performance of RC building." [Online]. Available: www.ijert.org
- [8] ATC 40, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings."
- [9] N. Lagaros and M. Fragiadakis, "Evaluation of ASCE-41, ATC-40 and N2 static pushover methods based on optimally designed buildings," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 31, no. 1, pp. 77–90, Jan. 2011, doi: 10.1016/j.soildyn.2010.08.007.

- [10] E. Flores Vega, "Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso," *Jornal Boliviano de Ciencias*, vol. 17, no. 50, pp. 56–90, Jun. 2021, doi: 10.52428/20758944.v17i50.20.
- [11] FEMA, "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures FEMA 440," 2005.
- [12] A. Yasin Yusuf, "Static & dynamic analysis of highrise building(b+g+35) by using response spectrum, time history & pushover analysis", doi: 10.13140/RG.2.2.32077.61929.
- [13] ASTM, "Método de ensayo. Determinación del número de rebote en concreto endurecido." [Online]. Available: www.mineco.gob.gt
- [14] Sreening Eagle, "The silverSchmidt reference curve."
- [15] NEC-SE-HM, "Estructuras de hormigón armado," 2015.
- [16] A. Hakim, S. Alama, and S. Ashour, "Seismic assessment of RC building according to ATC 40, FEMA 356," *Arab J Sci Eng*, vol. 39, no. 11, pp. 7691–7699, Oct. 2014, doi: 10.1007/s13369-014-1395-x.
- [17] FEMA, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings," Nov. 2000.
- [18] I. Giannopoulos, "Seismic assessment of a RC building according to FEMA 356 and Eurocode 8," Oct. 2009.
- [19] NEC-SE-CG, "Cargas no sísmicas," 2015.
- [20] K. López, J. Ramírez, X. Vera, Ochoa Ignacio, D. Dávila, and R. Etcheverry, "Estudios geológicos-geotécnicos en terrenos destinados a la construcción de una infraestructura universitaria en la ciudad de Azogues-Ecuador," 2013.
- [21] ASCE, "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings," pp. 1–500, 2017.



© 2024 by the authors. Submitted for possible open access publication under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC BY) license <http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>