

Análisis No Lineal Estático De Una Estructura Esencial En La Provincia De El Oro

*Nonlinear Static Analysis Of An Essential Structure
In The Province Of El Oro*

Autores

Paúl André Añazco Campoverde

Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, panazco@utmachala.edu.ec
ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-8981-3769>

Josué Fernando Cun Gálvez

Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, jcun5@utmachala.edu.ec
ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-9176-488X>

Gilbert Adrián Añazco Campoverde

Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, ganazco@utmachala.edu.ec
ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-9071-1601>

Análisis No Lineal Estático De Una Estructura Esencial En La Provincia De El Oro

RESUMEN

La presente investigación surge de la necesidad de conocer el nivel de desempeño de una estructura de categoría esencial como es el edificio de uso clínico llamado "Clínica San Marcos" de la ciudad de Pasaje, Provincia de El Oro. Para ello, se comenzó realizando una modelación estructural del objeto de estudio empleando datos obtenidos por planos estructurales y datos tomados en campo con el que, posteriormente, se realizará un análisis no lineal estático para identificar la curva de desempeño de la edificación para ambas direcciones de análisis. Finalmente, se planteó analizar los niveles de desempeño aplicando diferentes rangos de objetivos en base a distintos periodos de retorno por nivel de amenaza sísmica según lo establece la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). Según los resultados obtenidos por la evaluación del nivel de desempeño se infiere que la edificación para uso clínico no cumple con los criterios establecidos según la matriz de objetivos establecida por la Asociación de Ingeniería Estructural de California (SEAC) ya que, debiendo alcanzar un nivel de objetivo de seguridad crítica, esta alcanzó un nivel de desempeño inaceptable ante la aplicación de cargas sísmicas para diferentes periodos de retorno. Además, se denota un comportamiento dúctil insuficiente y un factor de sobrerresistencia menor al requerido para edificaciones de concreto.

Palabras clave: análisis no lineal estático, comportamiento dúctil, nivel de desempeño, nivel de objetivo.

ABSTRACT

This research arises from the need to know the level of performance of a structure of essential category such as the building for clinical use called "San Marcos Clinic" in the city of Pasaje, Province of El Oro. For this purpose, we began by performing a structural modeling of our object of study using data obtained from structural plans and data taken on site with which, subsequently, a static nonlinear analysis will be performed to identify the performance curve of the building for both directions of analysis. Finally, it was proposed to analyze the performance levels by applying different target ranges based on different return periods by seismic hazard level as established by Federal Emergency Management Agency (FEMA). According to the results obtained from the evaluation of the performance level, it is inferred that the building for clinical use does not meet the required criteria according to the target matrix established by Structural Engineering Association of California (SEAC) since it should reach a critical safety target level and it reached an unacceptable performance level with the application of seismic loads for different return periods. In addition, insufficient ductile behavior and an over-resistance factor lower than that required for concrete buildings are denoted.

Keywords: Nonlinear static analysis, performance levels, target level, ductile behavior.

1. INTRODUCCIÓN

Al estar situada una estructura en una zona con una actividad sísmica alta, es importante realizar un análisis sismorresistente que determine las capacidades estructurales de los edificios ya que, en caso de que se manifieste uno de estos eventos, hay posibilidad de que algunas estructuras no presenten el desempeño eficiente debido a diversos factores que pueden llegar a aumentar la vulnerabilidad de la estructura [1], tales como la construcción informal, la mala selección de materiales, la inexistencia de licencias de construcciones rígidas y el incumplimiento de la Norma Ecuatoriana de Construcción perteneciente al año 2015 [2]. Existen varios métodos para evaluar el desempeño estructural, tanto estáticos como dinámicos. Sin embargo, el análisis no lineal estático, o análisis pushover, es uno de los más empleados y recomendados debido a su menor costo computacional en comparación con los análisis no lineales dinámicos, además de ofrecer resultados similares en los cálculos matemáticos [3].

El Cinturón de Fuego es una región de alto peligro sísmico que afecta a varios países, incluyendo Chile, Ecuador, Perú, países del norte y algunos de Centroamérica como Costa Rica, Nicaragua y El Salvador. Este cinturón se caracteriza por la actividad sísmica debido al movimiento constante de placas tectónicas. En el pasado, Chile experimentó uno de los terremotos más devastadores registrados el 22 de mayo de 1960, con una magnitud de 9,5 Mw. Este evento desencadenó erupciones volcánicas, destrucción de infraestructuras terrestres y un tsunami que afectó severamente la costa chilena y áreas costeras en Japón y Hawái [4] [5].

Ecuador se sitúa sobre la placa sudamericana, la cual está en continua interacción con las placas Nazca, Cocos y Caribe [6], provocando un desplazamiento anual estimado de 2 a 5 mm. A pesar de esta dinámica, el país no ha experimentado eventos telúricos con mayor frecuencia, pero si se tiene registro de los más significativos a lo largo de los años (Ver Fig. 1).

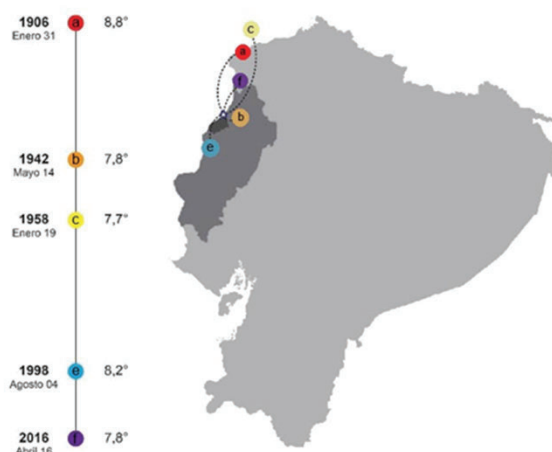


Fig. 1- Historia del pasado sísmico de Ecuador [7].

Esta situación ha resultado en una falta de atención hacia los estándares de diseño sismorresistente, a pesar de la existencia de la Norma Ecuatoriana de Construcción. Es por tal motivo que dicha normativa carece de información suficiente para asegurar un desempeño adecuado frente a cargas sísmicas de alta magnitud [8]. Dicho problema fue evidenciado el pasado 16 de abril del 2016 en la provincia de Manabí, cantón Pedernales donde se presenció uno de los mayores terremotos ocurridos en el país, evento que tuvo una magnitud de 7,8 Mw y dejó como resultado un saldo de 661 personas fallecidas, miles de heridos y afectados que perdieron sus viviendas, negocios y bienes debido al mal desempeño que tuvieron las estructuras ante un evento sísmico de gran magnitud [9][10][11].

Otro evento a tomar en cuenta fue el sismo ocurrido el 18 de agosto del 2023, el cual afectó fuertemente a la Provincia de El Oro con una magnitud de 6,5 Mw [12] donde trágicamente once personas perdieron la vida y cientos de persona se vieron afectadas por daños estructurales en sus viviendas siendo las ciudades de El Guabo, Machala y Pasaje las más afectadas. En la Provincia de El Oro, en años recientes se ha notado un aumento notorio de diseños sismorresistentes, especialmente en estructuras de carácter importante como edificaciones educativas, edificaciones de salud y edificios gubernamentales las cuales serán denominadas como estructuras especiales o esenciales dependiendo de su especificación dada por la NEC 2015 en el capítulo de peligro sísmico. Dicho aumento se evidencia en el estudio de Vulnerabilidad física realizado por el autor Morocho [6] donde se evaluó el comportamiento elástico de un bloque de aulas, frente a cargas sísmicas [13] concluyendo que la estructura a evaluar conformada por marcos especiales a momento no sufrirá riesgos estructurales.

1.1. Alcances Y Objetivos

La presente investigación tiene planteado como objetivo principal analizar el desempeño sísmico de una estructura empleando un análisis no lineal estático aplicando criterios de la Norma Ecuatoriana de Construcción 2015 para la obtención de la respuesta sísmica de un edificio de categoría esencial ante la aplicación de una carga sísmica significativa; Esto con la finalidad de precautelar y garantizar la seguridad de las personas que día a día acuden a dichas instalaciones frente al peligro sísmico potencial que se vive en el país. Como alcance del presente trabajo se obtuvo el desempeño sísmico de la Clínica “San Marcos” (Ver Fig. 2)., la cual fue el caso de estudio proporcionando la respuesta estructural con la que se pudo llegar a las conclusiones pertinentes.



Fig. 2- Clínica San Marcos de la Ciudad de Pasaje.

2. METODOLOGÍA

Como punto de partida, se optó por adoptar como universo a las estructuras esenciales las cuales la NEC 2015 define como estructuras que deben permanecer operativas después de un sismo para poder atender emergencias. Por tal motivo, Se requerirán verificaciones de comportamiento inelástico para los diferentes niveles de sismos con la finalidad de limitar los daños estructurales a la par de buscar un mayor nivel de protección por parte de las mismas. De las ciudades comprendidas en la Provincia de El Oro se tomará como muestra la Clínica San Marcos de la Ciudad de Pasaje, Parroquia Ochoa León, en la cual se obtendrá la información necesaria para determinar el desempeño ante una amenaza sísmica. En la **Fig. 3** se puede observar de manera detallada la zona del objeto de estudio comprendida entre las calles Sucre y Av. Quito.



Fig. 3- Delimitación del objeto de estudio.

El objeto de estudio está conformado por una estructura de concreto compuesta de marcos resistentes a momento y contará con un mezanine, tres plantas altas y una cubierta. El mezanine posee un área de 439,04 m² mientras que las tres plantas altas y la cubierta poseen un área de 666,85 m² y cada piso contará con una altura de 2,7m. Adicional a ello, contará con vigas peraltadas en el eje X, vigas banda en el eje Y, vigas en voladizo para ambas direcciones y diferentes secciones de columnas en base a la carga que reciben.

Dentro del campo de la investigación, se emplearon diversos tipos de ejecución. Uno de ellos es el enfoque documental, el cual implica obtener información a partir de fuentes confiables como bases de datos indexadas, revistas científicas y trabajos de posgrado, entre otros recursos. Por otro lado, está la investigación de campo, que se centra en recopilar datos mediante procesos de medición y dimensionamiento directamente en el lugar de estudio. Esta metodología utiliza herramientas de apoyo y evaluaciones visuales para obtener información precisa y detallada.

Para la metodología empleada en la evaluación del desempeño sísmico, se realizaron tres análisis detallados en la **Tabla 1** para determinar el nivel de desempeño de la estructura [3], tal como se aprecia en la investigación de los autores Martínez y Nungaray [14] en donde se determinó el nivel de tres estructuras y concluyendo que dos de estas entran en un rango aceptable.

Tabla 1- Descripción de la metodología aplicada [Elaboración propia].

Tipos de análisis	Procesos	Herramientas	Resultados
Análisis lineal dinámico [15]	- Sismo dinámico - Sismo estático - Masa reactiva	Espectro de diseño para un periodo de retorno de 475.	Análisis modal, periodo de vibración fundamental
Análisis lineal estático [16] [17] [18]	- Ajuste por cortante - Coeficiente sísmico C - Coeficiente relacionado con el periodo de vibración K	Análisis modal	Desplazamientos máximos, derivas elásticas e inelásticas
Análisis no lineal estático [19] [20] [21] [22] [23]	- Estados de cargas no lineales para ambas direcciones - Estado de carga gravitacional - Rótulas plásticas	- Curvas de peligro sísmico - Espectros de diseño en aceleraciones	- Curva de capacidad - Distribución de fuerzas laterales - Nivel de desempeño estructural

El software empleado para el modelamiento estructural fue el SAP 2000, donde se hizo uso de datos iniciales como distancias, materiales y secciones de vigas y columnas detallados en la **Tabla 2**. para poder realizar como análisis preliminar un análisis lineal dinámico que evaluará la respuesta estructural del edificio dando como resultado los periodos fundamentales y participación de masa, correspondientes a los diferentes modos de vibración. Se definió la masa reactiva como el 100% de carga muerta + 25% de carga viva.

Tabla 2- Resumen de las secciones de los elementos [Elaboración propia].

Tipo	Nombre	Sección (cm)	Acero long. (mm)	Acero transversal (mm)	Concreto (kg/m²)
VIGA	V1	40x25	5Φ18mm	Φ8mm c/14cm	240
	VA	30x45	5Φ18mm	Φ8mm c/14cm	240
	Vvol	25x25	5Φ18mm	Φ8mm c/14cm	240
COLUMN A	C1	20x25	4Φ18mm	Φ8mm c/15cm	240
	C2	30x30	6Φ18mm	Φ8mm c/15cm	240
	C3	35x35	6Φ18mm	Φ8mm c/15cm	240
	C4	40x40	6Φ18mm	Φ8mm c/15cm	240
	C5	45x45	6Φ18mm	Φ8mm c/15cm	240
	C6	50x50	6Φ18mm	Φ8mm c/15cm	240
LOSA	Losa	Espesor: 25 cm			240

Con la información previamente obtenida, se emplearon coeficientes sísmicos en ambas direcciones (C) y el coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura (K). Adicionalmente, se corroboran los valores del sismo estático y dinámico con el fin de determinar si se requiere un ajuste de cortante. Dichos requerimientos deben ser cumplidos antes de continuar con el análisis según lo establecido por la NEC 2015. Entrando al análisis lineal estático se evaluarán los desplazamientos máximos provocados por la acción de una fuerza externa con respecto al piso consecutivo y, posteriormente se determinará si dichos resultados cumplen con lo solicitado según la NEC 2015 la cual establece que las derivas inelásticas tendrán que ser menores al 2%.

Como punto final se realizará el análisis no lineal estático o Pushover en donde mediante la curva de capacidad se podrá determinar el punto de desempeño de la estructura y determinar si cumple o no con los objetivos de desempeño en base a los diferentes periodos de retorno que proporciona la FEMA 356, siendo estos los siguientes:

- Para un sismo *Frecuente* corresponderá un periodo de retorno de 72 años.
- Para un sismo *Ocasional* corresponderá un periodo de retorno de 225 años.
- Para un sismo *Raro* corresponderá un periodo de retorno de 475 años.
- Para un sismo *Muy Raro* corresponderá un periodo de retorno de 2500 años.

También se tomará en cuenta que, para cada periodo se deberá evaluar los rangos operacionales los cuales son: Inmediatamente operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida, prevención de colapso y colapso. Se empleará esta información junto con los periodos de retorno para así formar la matriz de objetivos proporcionada por la SEAC con la cual se podrá obtener el desempeño de una estructura.

Los objetivos de desempeño ordenados de mayor a menor importancia son:

- Objetivo de seguridad crítica
- Objetivo esencial o peligroso
- Objetivo básico
- Desempeño inaceptable

Según los rangos operacionales obtenidos en los diferentes periodos de retornos se determinarán los objetivos tal como se muestra en la siguiente Fig. (Fig. 4):

	Inmediatamente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Frecuente (72 años)				
Ocasional (225 años)				
Raro (475 años)				
Muy raro (2500 años)				

Desempeño inaceptable

Objetivo básico

Objetivo esencial o peligroso

Objetivo de seguridad crítica

Fig. 4- Matriz de objetivos de desempeño [24].

Además, se determinará el factor de sobre resistencia (Ω) el cual se define como la resistencia adicional que ha alcanzado una estructura de hormigón armado y el factor de reducción de resistencia sísmica (R) según la NEC, cumple con la función de reducir fuerzas sísmicas de diseño aplicadas en una estructura considerando un comportamiento adecuadamente dúctil. Dicho factor afectará directamente a un espectro elástico y, consecuentemente generando uno inelástico. Además, el valor que adoptará dependerá del tipo de sistema estructural dúctil que se vaya a emplear y estos valores pueden oscilar desde un valor de cinco hasta un máximo de ocho según la rigidez que aporte el sistema estructural. Para el presente caso se empleará como punto de partida el valor de 6 para el factor de reducción de resistencia sísmica.

La evaluación del desempeño estructural de edificaciones sometidas a cargas sísmicas es crucial para garantizar la seguridad de sus ocupantes. Este estudio se justifica por la necesidad de identificar cómo estas estructuras responderán ante eventos sísmicos, especialmente en zonas con suelos inestables. A través de una revisión bibliográfica exhaustiva en diferentes bases de datos, se analizaron los factores que influyen en la vulnerabilidad estructural y se propusieron procedimientos para mejorar la resistencia sísmica. Los hallazgos proporcionan una base sólida para el diseño de futuras edificaciones en áreas propensas a sismos, asegurando construcciones más seguras y resilientes, particularmente en suelos altamente saturados o con estratigrafía desfavorable.

3. RESULTADOS

Se modeló la edificación empleando planos estructurales y datos tomados en campo. No se tomó en cuenta la mampostería debido a que se desconoce qué tipo de desempeño tendrá por sus características. Además, se asignó factores de agrietamiento a los elementos estructurales siendo 0,8 para columnas y 0,5 para vigas con la finalidad de acercarse lo más posible al comportamiento que presentará la estructura física [2].

Comenzando con el análisis de los resultados obtenidos se irá detallando cada resultado y cada proceso hasta llegar al análisis no lineal estático o también conocido como análisis Pushover. Para ello, como punto de partida se deberá realizar un análisis lineal dinámico para poder obtener los periodos fundamentales de la edificación.

3.1. Análisis Dinámico Espectral

Como primer punto se define el espectro de diseño en aceleraciones mediante el uso de la Norma Ecuatoriana de Construcción para el sismo dinámico de la estructura [25]. Para ello, se asumió que la estructura se aloja en un suelo Tipo D con un periodo de retorno de 475 años y con una zonificación sísmica Tipo IV dando como resultado el espectro visionado en la **Fig. 5**.

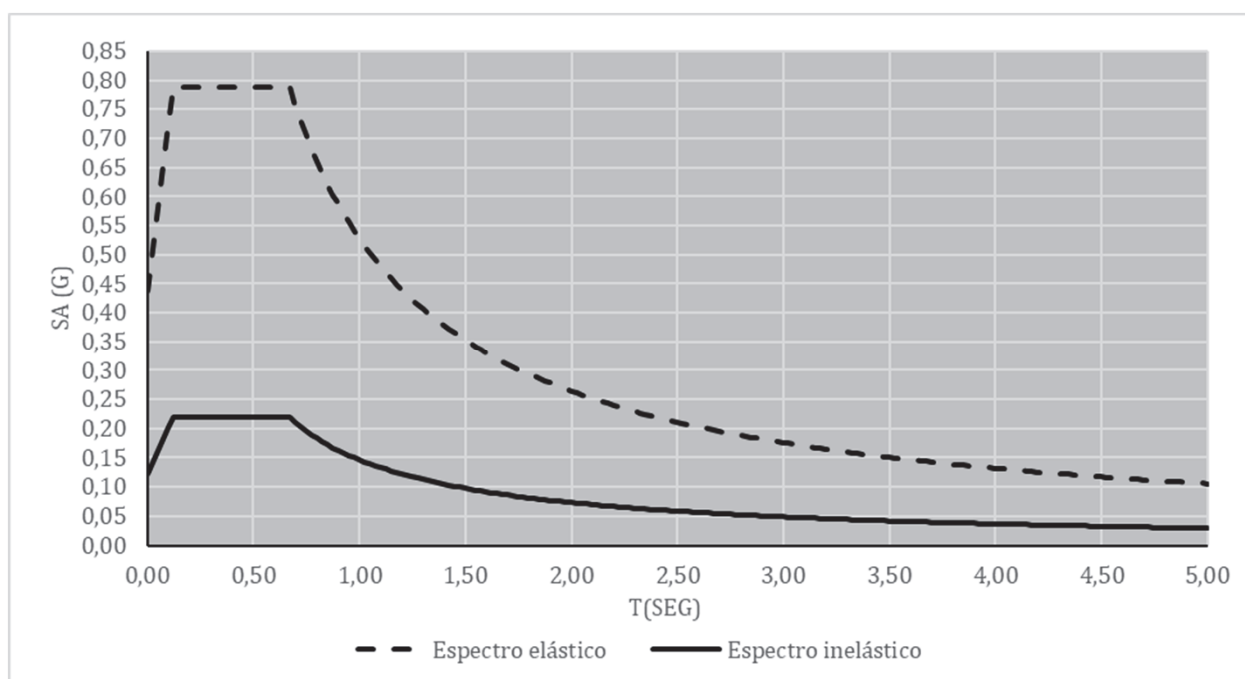


Fig. 5- Espectros de diseño para la ciudad de Pasaje con un periodo de retorno de 475 años [Elaboración propia].

Mediante la ejecución del análisis lineal se obtendrán los periodos correspondientes a los modos de vibración de la estructura (ver **Tabla 3**) tomando en consideración que para cada planta de la estructura se establecerán 3 modos, teniendo un total de 12 modos de vibración. En base a los resultados se determina que el modo fundamental de vibración que posee la estructura es de $T=0,9864$ seg y tiene una participación de masa del 73,16% en traslación en la dirección Y. Además, se puede apreciar que en el sexto modo se cumple el 90% de participación de masa en ambas direcciones de análisis.

Tabla 3- Periodos fundamentales y participación de masa [Elaboración propia].

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUx	SumUy
1	0,9864	0,0118	0,7316	0,0001	0,0118	0,7316
2	0,8650	0,0253	0,0798	0,0000	0,0371	0,8114
3	0,7992	0,7818	0,0036	0,0001	0,8189	0,8150
4	0,3418	0,0021	0,0918	0,0010	0,8210	0,9068
5	0,2991	0,0037	0,0074	0,0000	0,8248	0,9141
6	0,2809	0,1018	0,0003	0,0018	0,9266	0,9144
7	0,2385	0,0001	0,0014	0,0000	0,9267	0,9158
8	0,2348	0,0000	0,0032	0,0048	0,9267	0,9190
9	0,2283	0,0000	0,0174	0,0141	0,9268	0,9364
10	0,2107	0,0000	0,0047	0,0498	0,9268	0,9411
11	0,2071	0,0000	0,0000	0,0000	0,9268	0,9411
12	0,2011	0,0000	0,0000	0,0001	0,9268	0,9411

También se comprobará si las derivas inelásticas en ambas direcciones cumplen con los requisitos que establece la normativa:

Tabla 4- Cálculo de derivas elásticas e inelásticas en ambas direcciones.

Derivas para sismo dinámico en X						Derivas para sismo dinámico en Y					
Planta	Altura (cm)	Derivas elásticas		Derivas inelásticas		Planta	Altura (cm)	Derivas elásticas		Derivas inelásticas	
		X	Y	X	Y			X	Y	X	Y
Cubierta	270	0,15%	0,02%	0,69%	0,09%	Cubierta	270	0,03%	0,19%	0,13%	0,87%
3ra planta	270	0,29%	0,04%	1,31%	0,18%	3ra planta	270	0,05%	0,34%	0,22%	1,55%
2da planta	270	0,41%	0,06%	1,83%	0,26%	2da planta	270	0,07%	0,48%	0,30%	2,14%
1ra planta	270	0,36%	0,06%	1,62%	0,29%	1ra planta	270	0,06%	0,47%	0,29%	2,10%
Mezanine	270	0,23%	0,04%	1,04%	0,16%	Mezanine	270	0,02%	0,26%	0,11%	1,17%
Planta baja	0	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	Planta baja	0	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%

Se evidencia que para el eje X se obtuvo una deriva de 1,83% mientras que para el eje Y se obtuvo 2,14% por lo que se concluye que para el eje Y no cumple con el requisito mínimo del 2% en deriva inelástica. Este resultado es justificado por la configuración estructural de la edificación ya que en el eje X se utilizaron vigas peraltadas y se registró un comportamiento más favorable en términos de desplazamiento y deriva.

3.2.. Análisis sísmico estático

Una vez obtenidos los periodos correspondientes a los modos de vibración X y Y, se procede a calcular los diferentes coeficientes empleados para los patrones de carga pertenecientes al sismo estático haciendo uso de las ecuaciones empleadas por la NEC-SE-DS, siendo estos el coeficiente sísmico (C) y el coeficiente relacionado con el periodo de vibración (K). También se deberá realizar la verificación por ajuste de cortante para cada dirección de sismo, la cual dice que la relación existente entre el sismo dinámico y el estático será mayor o igual a 0,85 para el caso presentado a continuación:

Tabla 5- Verificación para ajuste de cortante.

Sismo	Eje X	Eje Y
Estático	-533,323	-432,1254
Dinámico	431,0064	339,5932
Relación SD/SE	-0,81	-0,79
Reajuste gravedad	-10,3145	-10,6070

Dado que el resultado fue menor al 85% requerido, se divide el valor de 85% entre la relación del sismo dinámica con el estático y dicho valor se lo multiplicará por la gravedad dando como resultado los siguientes valores:

Tabla 6- Valores del ajuste de cortante.

Sismo	Eje X	Eje Y
Estático	-533,323	-432,1254
Dinámico	453,3243	367,3065
Relación SD/SE	-0,85	-0,85

3.3. Distribución de fuerzas laterales por piso

Para poder determinar las fuerzas laterales que estarán sometiendo cada piso perteneciente a la edificación, se hará uso de datos previamente definidos como la carga sísmica, altura de entrepiso, número de plantas y cortante de diseño. Para el cortante de diseño se hará uso del coeficiente sísmico correspondiente al periodo de vibración fundamental y la carga reactiva como se puede ver a continuación:

$$C_s = 0,149$$

$$W_{\text{reactiva}} = 28721,32 \text{ kN}$$

$$V_{\text{diseño}} = 0,149 * 28721,32 \text{ kN} = 4268,64 \text{ kN}$$

Con el cortante de diseño se procede a realizar las fuerzas laterales por piso (**Tabla 4 y Tabla 5**) [26].

Tabla 7- Datos iniciales para el cálculo de fuerzas laterales [Elaboración propia].

Cálculos sísmicos		
# Pisos	5	u
Altura	2,7	m
Tn	0,986	seg
Sa elástica	0,535	g
Cs	0,149	
W sísmico	28721,32	kN
V diseño	4268,63	kN

Tabla 8- Cálculo de fuerzas laterales para cada piso [Elaboración propia].

Fuerzas laterales / Piso						
Nombre del piso	# Piso	hi^k (m)	Wi (kN)	Wi*hi^k (kN-m)	%	Fi (kN)
Cubierta	5	25,425	5744,25	146047,56	36,5%	1556,21
3era planta alta	4	19,265	5744,25	110662,98	27,6%	1179,25
2da planta alta	3	13,472	5744,25	77386,54	19,3%	824,64
1era planta alta	2	8,138	5744,25	46746,71	11,7%	498,18
Mezanine	1	3,438	5744,25	19748,73	4,9%	210,45
			Σ	400592,51	Σ	4268,63

3.4. Análisis No Lineal Estático

Como paso previo, se realizó la representación de la curva de capacidad mediante modelos bidimensionales para ambas direcciones de análisis con la finalidad de emplear dichos resultados y determinar el punto de desempeño y los niveles de desempeño [27][28]. Para el comportamiento no lineal del concreto se empleó el modelo de Mander, el cual representa el comportamiento no lineal del concreto confinado, describiendo la relación tensión-deformación del hormigón, como se muestra en la Fig. 6.

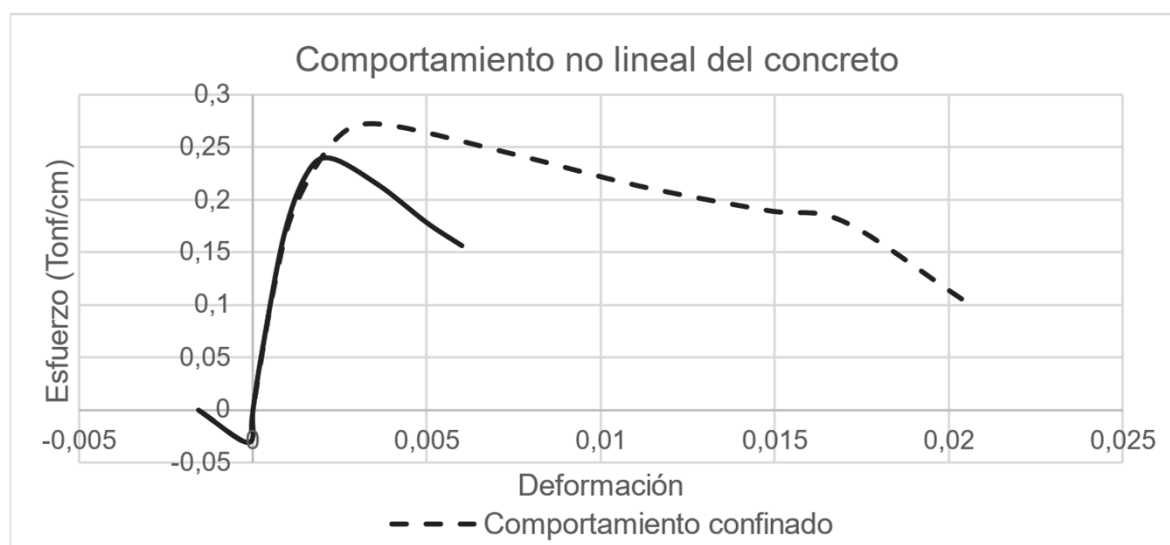


Fig. 6- Modelo de Mander [27]

Para el modelo estructural no se consideraron los efectos P-delta. El diseño de las rótulas plásticas se efectuó mediante los requerimientos establecidos por la ASCE 41-17 [29] evaluando el desempeño de la rótula a través de los diferentes rangos operacionales (Fig. 7).

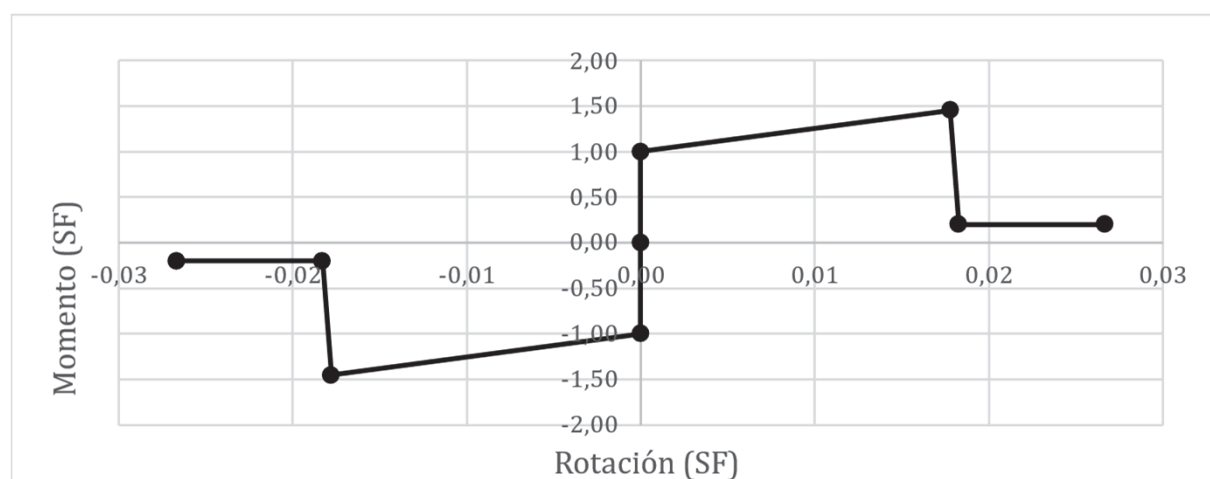


Fig. 7- Gráfica momento vs Rotación

Se utilizaron cuatro espectros de diseño correspondientes a diferentes periodos de retorno sísmico (72, 225, 475 y 2500 años) (Fig. 8). Si bien es cierto, la Norma Ecuatoriana de Construcción solo proporciona un espectro de aceleraciones correspondiente a un periodo de retorno de 475 años. Es por tal motivo que para la obtención de los espectros de los demás periodos de retorno se hizo uso de las curvas de peligro sísmico proporcionadas por la NEC 2015.

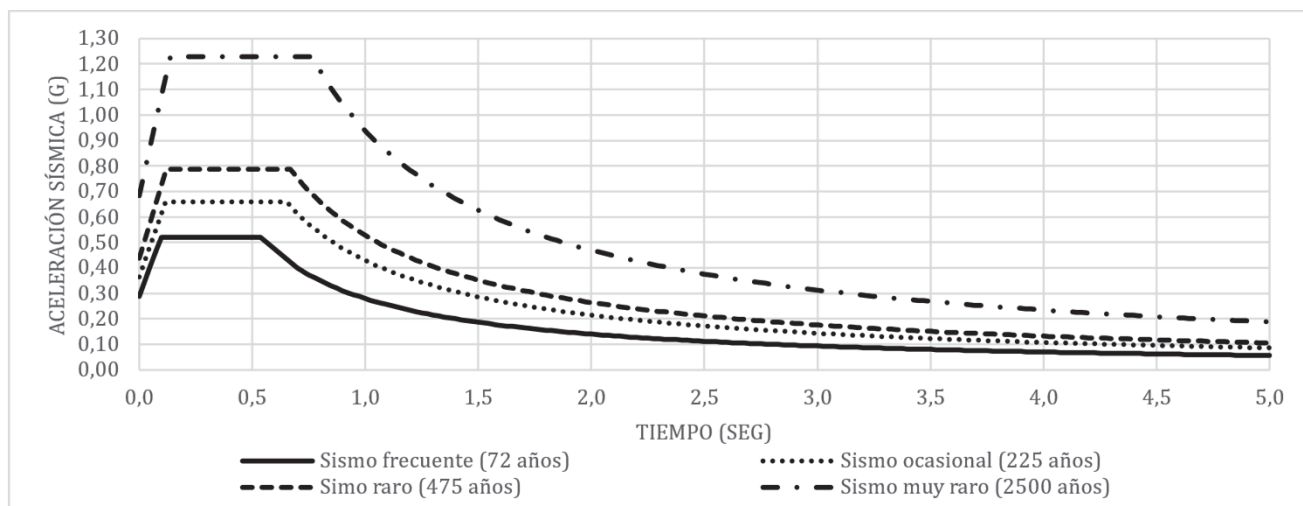


Fig. 8- Espectros de respuesta en aceleraciones para distintos periodos de retorno [Elaboración propia].

Adicional a ello, se calcularán las ductilidades de la estructura, el factor de sobrerresistencia Ω y el factor R bajo los procedimientos establecidos por la FEMA 356 y la NEC 2015. Para el caso de la sobrerresistencia Ω se calcula como la división del cortante máximo para el cortante de diseño, obteniendo los siguientes factores para ambas direcciones:

Para el sismo en X (dirección longitudinal): $\Omega=1,13$ y para el sismo en Y (dirección transversal): $\Omega=1,20$

Según los resultados se comprueba que la estructura posee poca sobre resistencia según los resultados del factor Ω teniendo como punto de referencia de que para estructuras de hormigón armado se tenga un factor de al menos tres [26].

Para un sismo de clasificación frecuente (72 años) se obtuvieron las siguientes gráficas (**Fig. 9** y **Fig. 10**) para ambas direcciones de análisis:

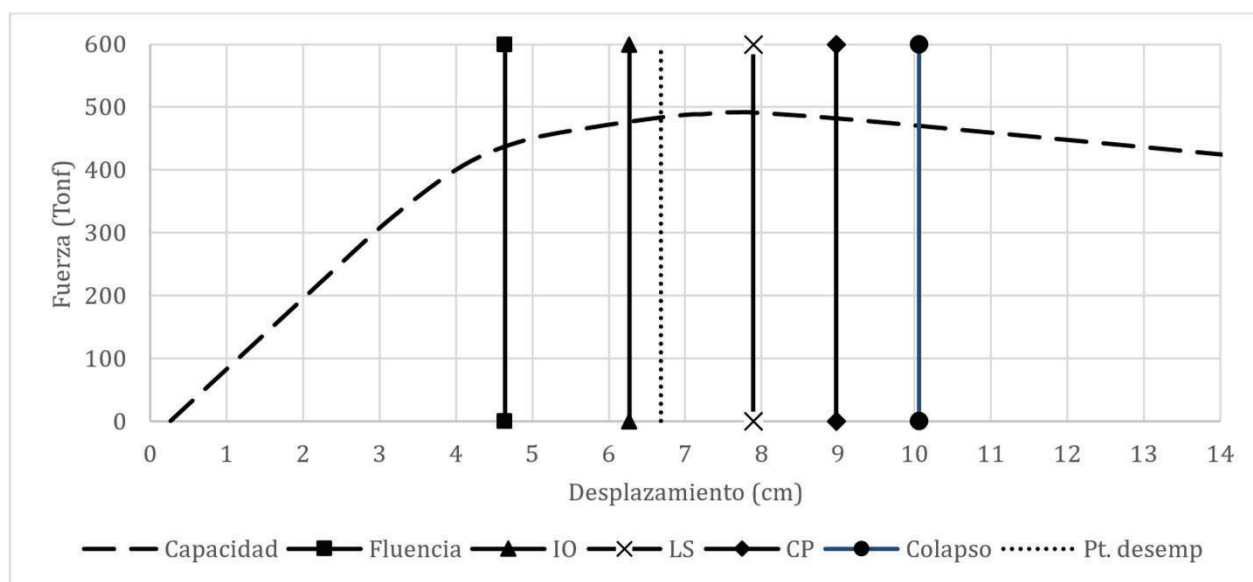


Fig. 9- Nivel de desempeño para un sismo frecuente (72 años) en dirección X [Elaboración propia].

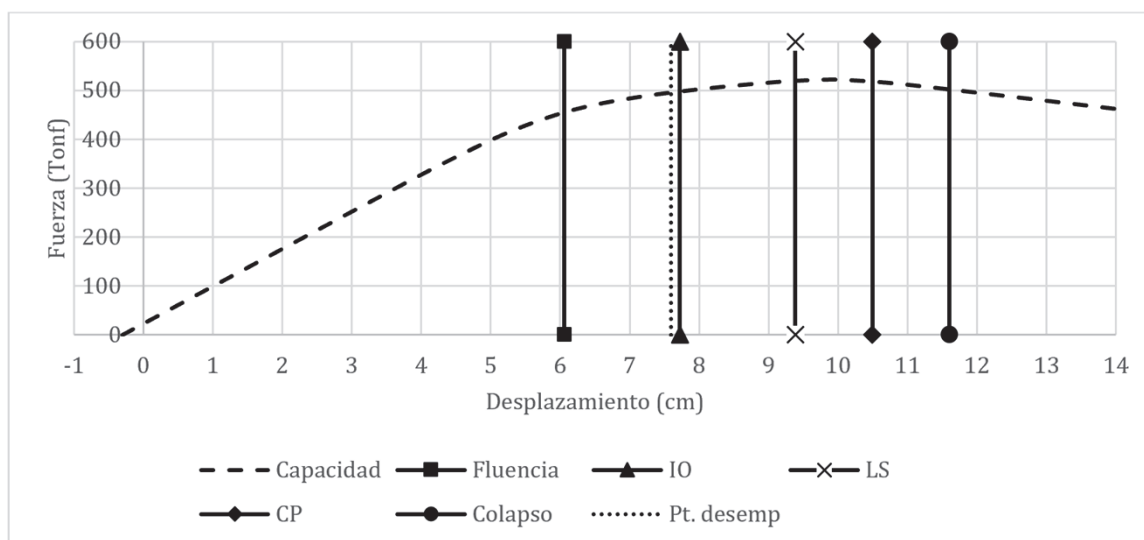


Fig. 10- Nivel de desempeño para un sismo frecuente (72 años) en dirección Y [Elaboración propia].
Para el mismo sismo se obtuvo los siguientes datos de ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica calculado (**Tabla 9**):

Tabla 9- Cálculo de las ductilidades de la estructura para un sismo frecuente [Elaboración propia].

Sismo en X		Sismo en Y	
Ductilidad μ máxima	2,17	Ductilidad μ máxima	1,91
Ductilidad μ demanda	1,44	Ductilidad μ demanda	1,25
Ductilidad μ Reserva	0,73	Ductilidad μ Reserva	0,66
Necesita reforzamiento		Necesita reforzamiento	
Factor R	2,711	Factor R	2,393

Para que una estructura se considere dúctil su ductilidad de reserva debe ser mayor a la mitad de la ductilidad máxima obtenida por lo que concluimos que la estructura necesita reforzamiento. Este criterio es reforzado con los resultados del factor R ya que los valores obtenidos fueron menores al factor de diseño ($R_{\text{diseño}} = 6$) siendo este último un valor considerado en un escenario de una estructura con comportamiento dúctil.

Para un sismo de clasificación ocasional (225 años) se obtuvieron las siguientes gráficas (**Fig. 11** y **Fig. 12**) para ambas direcciones de análisis:

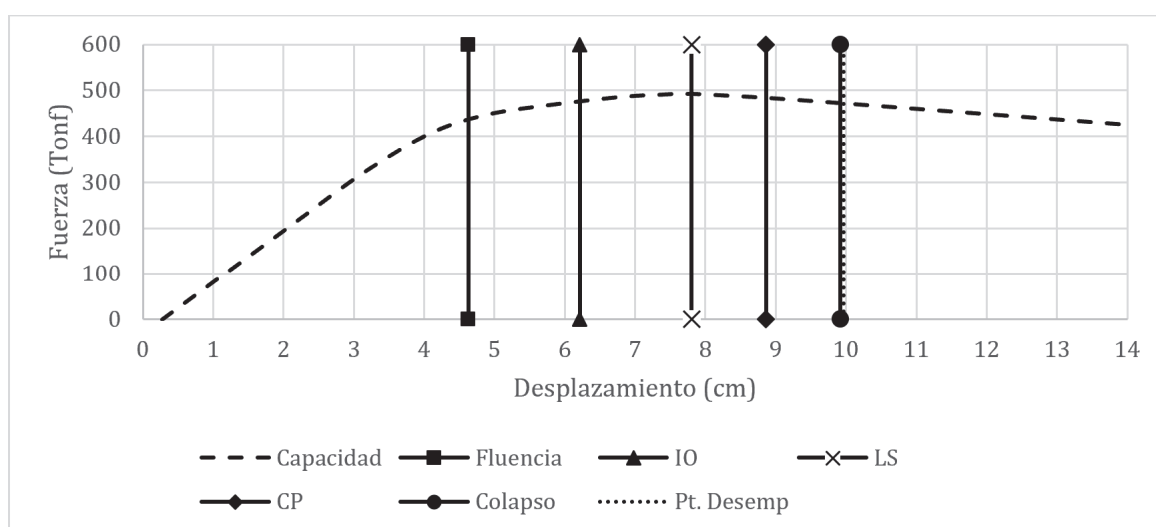


Fig. 11- Nivel de desempeño para un sismo ocasional (225 años) en dirección X [Elaboración propia].

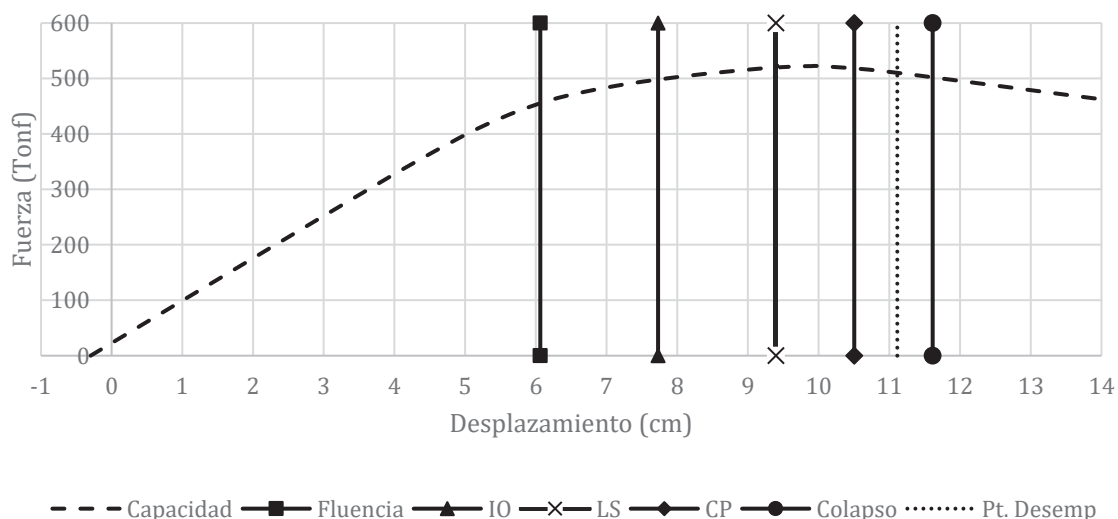


Fig. 12- Nivel de desempeño para un sismo ocasional (225 años) en dirección Y [Elaboración propia].

Para el mismo sismo se obtuvo los siguientes datos de ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica calculado (**Tabla 10**):

Tabla 10- Cálculo de las ductilidades de la estructura para un sismo ocasional [Elaboración propia].

Sismo en X		Sismo en Y	
Ductilidad μ máxima	2,14	Ductilidad μ máxima	1,92
Ductilidad μ demanda	2,15	Ductilidad μ demanda	1,83
Ductilidad μ Reserva	-0,01	Ductilidad μ Reserva	0,08
Necesita reforzamiento		Necesita reforzamiento	
Factor R	2,680	Factor R	2,394

Se concluye que la estructura necesita reforzamiento. Este criterio es reforzado con los resultados del factor R ya que los valores obtenidos fueron menores al factor de diseño ($R_{\text{diseño}} = 6$) siendo este último un valor considerado en un escenario de una estructura con comportamiento dúctil.

Para un sismo de clasificación Raro (475 años) se obtuvieron las siguientes gráficas (**Fig. 13** y **Fig. 14**) para ambas direcciones de análisis:

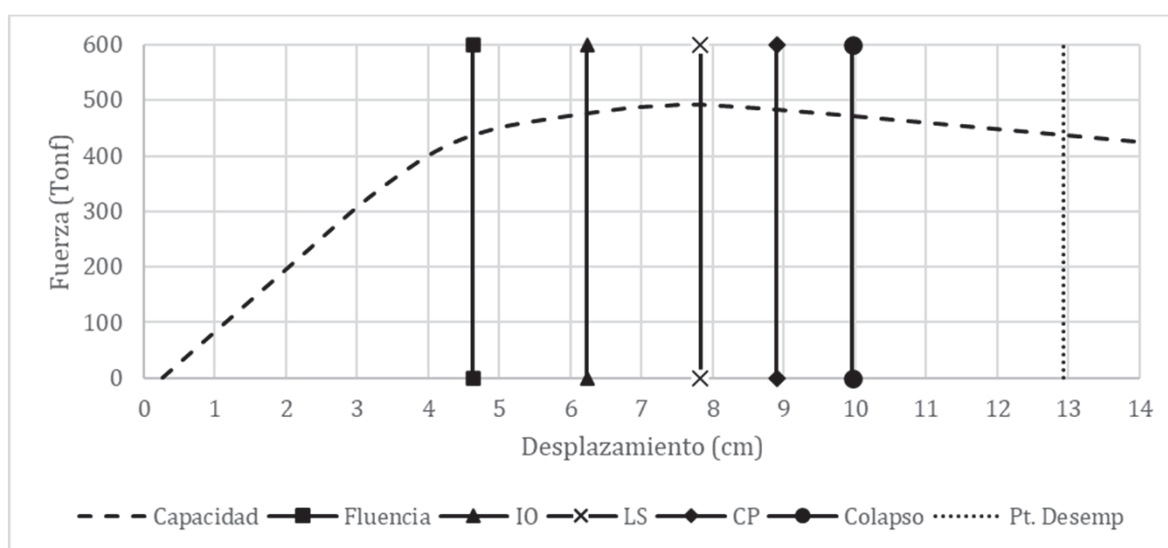


Fig. 13- Nivel de desempeño para un sismo raro (475 años) en dirección X [Elaboración propia].

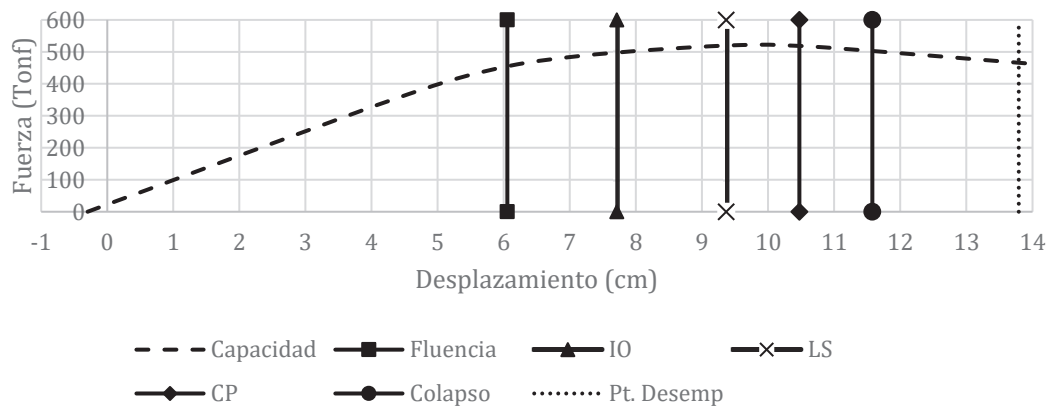


Fig. 14- Nivel de desempeño para un sismo raro (475 años) en dirección Y [Elaboración propia].

Para el mismo sismo se obtuvieron los siguientes datos de ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica calculado (Tabla 11):

Tabla 11- Cálculo de las ductilidades de la estructura para un sismo raro [Elaboración propia].

Sismo en X		Sismo en Y	
Ductilidad μ máxima	2,15	Ductilidad μ máxima	1,91
Ductilidad μ demanda	2,79	Ductilidad μ demanda	2,28
Ductilidad μ Reserva	-0,64	Ductilidad μ Reserva	-0,37
Necesita reforzamiento		Necesita reforzamiento	
Factor R	2,689	Factor R	2,390

Se concluye que la estructura necesita reforzamiento. Este criterio es reforzado con los resultados del factor R ya que los valores obtenidos fueron menores al factor de diseño ($R_{\text{diseño}} = 6$) siendo este último un valor considerado en un escenario de una estructura con comportamiento dúctil.

Para un sismo de clasificación muy raro (2500 años) se infiere que la estructura tiende a un colapso puesto que para el sismo anterior de un periodo de retorno de 475 años el punto de desempeño cayó en el área de colapso, por lo tanto, se obvia dicho sismo.

Una vez obtenido los puntos de desempeño para los diferentes sismos de diseño y, posteriormente haber ubicado el nivel ocupacional que tendrá la estructura para cada sismo se procede a elaborar la matriz de objetivos de desempeño (Tabla 12 y Tabla 13) proporcionada por la SEAC (Structural Engineering Association of California).

Tabla 12- Matriz de objetivos de desempeño para el sismo X [24].

	Inmediatamente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Frecuente (72 años)				
Ocasional (225 años)				
Raro (475 años)				
Muy raro (2500 años)				

Desempeño inaceptable

Objetivo básico

Objetivo esencial o peligroso

Objetivo de seguridad crítica

Tabla 13- Matriz de objetivos de desempeño para el sismo Y [24].

	Inmediatamente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Frecuente (72 años)	<i>Objetivo de seguridad crítica</i>	<i>Objetivo esencial o peligroso</i>	<i>Objetivo básico</i>	<i>Desempeño inaceptable</i>
Ocasional (225 años)				
Raro (475 años)				
Muy raro (2500 años)				

La matriz de objetivos de desempeño indicó que la estructura no cumple con su objetivo básico de seguridad crítica, necesario para una estructura de ocupación esencial. Finalmente se corroboran los resultados obtenidos con la evidencia fotográfica tomada del sismo ocurrido el 18 de agosto del 2023 que, con una magnitud de 6,5 Mw afectó fuertemente la ciudad de Pasaje, lugar donde se ubica el objeto de estudio. Realizando una comparación con los resultados obtenidos en el programa SAP 2000 se puede corroborar que uno de los puntos más críticos se ubica en la zona donde comienza el voladizo, ya que en dicho punto hubo daños significativos debido a la generación de rótulas plásticas tal como se puede apreciar a continuación (Ver Fig. 15, Fig. 16 y Fig. 17):

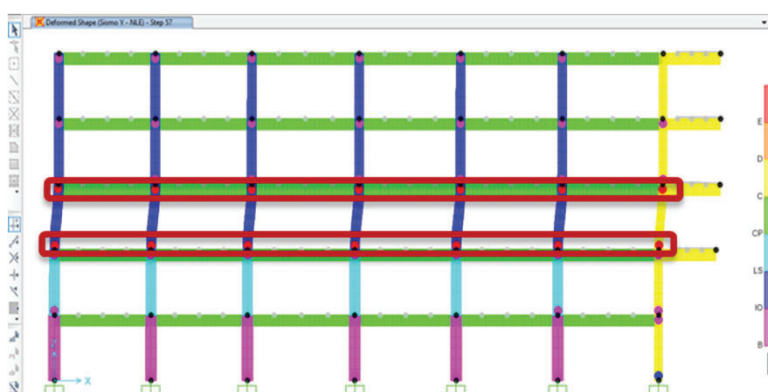


Fig. 15- Formación de rótulas plásticas en el software SAP 2000 [Elaboración propia].



Fig. 16- Daños evidenciados en fachada de la clínica San Marcos [Elaboración propia].



Fig. 17: Daños en la parte interna de la zona de voladizo. a) Fallo por corte en viga
b) Colapso de pared interior [Elaboración propia].

El sismo ocurrido en marzo de 2023 en Ecuador causó daños significativos en la Clínica San Marcos de la ciudad de Pasaje, Provincia de El Oro. En la Fig. 13, se observan rótulas plásticas formadas en la zona de voladizo, lo que indica un punto crítico de la estructura donde se concentraron las deformaciones inelásticas. La Fig. 14 muestra daños evidenciados en la fachada de la clínica, con grietas visibles en las áreas de mayor estrés. Finalmente, la Fig. 15 presenta fallos en la parte interna de la zona de voladizo, incluyendo un fallo por corte en una viga y el colapso de una pared interior, evidenciando la falta de capacidad de los elementos estructurales para resistir las cargas sísmicas aplicadas.

Para abordar los daños presentados en la Clínica San Marcos, se propone reforzar los voladizos, dado que esta zona mostró formación de rótulas plásticas y fallos por corte, se recomienda la instalación de refuerzos adicionales como vigas de acero para aumentar la capacidad de carga y mejorar la distribución de esfuerzos. Se pueden colocar placas de acero en las zonas de conexión para aumentar la rigidez y resistencia.

También se deberá reparar las grietas en la fachada utilizando morteros de reparación de alta resistencia y productos epóxicos que permitan restituir la continuidad estructural y evitar la propagación de las fisuras. Es fundamental evaluar la profundidad y extensión de las grietas para aplicar el método de reparación adecuado.

Para las columnas y vigas se recomienda el uso de encamisados de acero o fibras de carbono (FRP) en las columnas y vigas más afectadas. Estos materiales incrementan la capacidad de carga y ductilidad de los elementos, permitiendo que la estructura disipe mejor la energía sísmica. Adicionalmente, se pueden aplicar métodos de confinamiento mediante el uso de mallas de acero o envoltentes de concreto reforzado. Es importante mencionar que el uso de estos materiales como reforzamiento de la estructura también aumentaría el peso de la edificación, llegando a afectar a la cimentación, por tanto, es necesario chequear también su comportamiento en el proceso de elaboración del proyecto de rehabilitación.

Es esencial revisar y mejorar las conexiones entre los distintos elementos estructurales, como las uniones entre vigas y columnas. Se pueden utilizar pernos de alta resistencia, anclajes adicionales y soldaduras mejoradas para asegurar una transferencia adecuada de cargas y evitar fallos prematuros.

Estas medidas de reforzamiento y reparación no solo buscan restaurar la integridad estructural de la Clínica San Marcos, sino también mejorar su capacidad para resistir futuros eventos sísmicos, asegurando la seguridad de los usuarios y prolongando la vida útil de la edificación. El método de reforzamiento a aplicar deberá ser escogido en base a un análisis económico y al desempeño objetivo deseado según la normativa ecuatoriana.

4. CONCLUSIONES

La estructura evaluada no cumple con el límite máximo de derivas inelásticas establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, superando el umbral del 2%. Este comportamiento indica excesos de deformaciones laterales, una deficiente capacidad de disipación de energía sísmica y una potencial pérdida de funcionalidad estructural ante eventos severos.

Aunque se alcanzó un nivel adecuado de participación modal (superior al 90% en el sexto modo de vibración), los resultados del análisis revelan que la fuerza sísmica de diseño está siendo subestimada, dado que el factor de reducción sísmica R obtenido fue consistentemente inferior a 6 para todos los sismos analizados. Esto compromete la seguridad estructural y pone en evidencia la necesidad de revisión en el dimensionamiento de elementos estructurales.

Los resultados del análisis Pushover demostraron que la edificación no logra satisfacer la ductilidad demandada en ninguno de los niveles de amenaza sísmica definidos por FEMA. En particular, los valores de ductilidad de reserva fueron negativos o muy bajos, evidenciando un comportamiento que no es admisible para estructuras esenciales.

Se identificó una zona crítica de formación de rótulas plásticas en el voladizo del edificio. Esto se pudo corroborar con el sismo ocurrido el 18 de marzo del 2023, evento que tuvo una magnitud de 6,5 Mw y afectó fuertemente a cientos de edificaciones, incluyendo la estructura de análisis escogida para el presente trabajo. Esta coincidencia confirma que el modelo estructural refleja las debilidades del sistema resistente, y valida la necesidad de una intervención estructural.

La matriz de objetivos de desempeño elaborada conforme a la SEAC (Structural Engineering Association of California) evidencia que la edificación no alcanza el objetivo de seguridad crítica exigido para edificaciones de categoría esencial, quedando en un nivel de desempeño inaceptable incluso bajo escenarios de amenaza moderada (sismo ocasional de 225 años).

El bajo nivel de sobre resistencia estructural indica que la capacidad excedente del sistema frente a la demanda sísmica es insuficiente. Esta característica muestra la vulnerabilidad estructural e impone la necesidad de incorporar elementos de reforzamiento sísmico, tales como encamisados, refuerzos o sistemas disipadores de energía.

El análisis integral sugiere que la intervención estructural debe contemplar no solo la mejora de secciones resistentes, sino también la revisión de las conexiones estructurales, condiciones de cimentación, y sistemas no estructurales para garantizar la integridad global de la edificación.

La metodología empleada demuestra ser replicable y efectiva para la evaluación de otras estructuras esenciales en zonas de alta sismicidad del país, sentando un precedente técnico y metodológico para futuros estudios de vulnerabilidad sísmica en edificaciones de salud y servicio público.

1. M. A. Jaimes, M. Niño, I. Franco, S. Trejo, F. A. Godinez, and A. D. Garcia-Soto, "Seismic Risk of Weak First-Story RC Structures with Inerter Dampers Subjected to Narrow-Band Seismic Excitations," *Buildings*, vol. 13, no. 4, Apr. 2023, doi: 10.3390/buildings13040929.
2. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), "Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente". Quito, Ecuador, 2015, <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>
3. E. M. Flores Vega, "Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso," *Journal Boliviano de Ciencias*, vol. 17, no. 50, 2021, doi: 10.52428/20758944.v17i50.20.
4. C. N. Panduro Saavedra, "Evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis no lineal Pushover y propuesta de reforzamiento estructural del Hotel SuiSui Tarapoto, 2021," 2021. Accessed: Feb. 11, 2023. [Online]. Available: <https://hdl.handle.net/20.500.12692/66552>
5. M. D. Joyner and M. Sasani, "Building performance for earthquake resilience," *Eng Struct*, vol. 210, p. 110371, May 2020, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110371>.
6. F. Cunalata and P. Caiza, "Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador," *Revista Politécnica*, vol. 50, no. 1, pp. 55–64, Aug. 2022, doi: 10.33333/rp.vol50n1.06.
7. Lara, M. L., Aguirre, H., & Gallegos, M. "Estructuras aporticadas de hormigón armado que colapsaron en el terremoto del 16 de abril de 2016 en Tabuga-Ecuador". *Revista Politécnica*, 42(1), 37–46, 2018, https://revistapolitecnica.epn.edu.ec/ojs2/index.php/revista_politecnica2/article/view/961/pdf
8. P. D. Quinde Martínez and E. Reinoso Angulo, "Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca," *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 94, 2016, doi: 10.18867/ris.94.274.
9. C. Castillo Peñaherrera and J. Santillán Berrones, "¿Qué aprendimos del terremoto de abril de 2016? Respuesta del Gobierno ecuatoriano a la emergencia," *Estudios de la Gestión. Revista Internacional de Administración*, pp. 33–53, 2021, doi: <https://doi.org/10.32719/25506641.2021.10.2>.
10. K. Chunga, F. Ochoa-Cornejo, M. Mulas, T. Toulkeridis, and E. Menéndez, "Characterization of seismogenic crustal faults in the gulf of Guayaquil, Ecuador," *Andean Geology*, vol. 46, no. 1, 2019, doi: 10.5027/andgeov46n1-2991.
11. L. P. Viera Arroba, D. M. Quizanga Martínez, and J. L. Andino Carranco, "Análisis estático no lineal de edificios aporticados de hormigón armado aplicando normativa ecuatoriana, colombiana y peruana," *FIGEMPA: Investigación y Desarrollo*, vol. 1, no. 1, 2020, doi: 10.29166/revFig.v1i1.2186.
12. J. R. Orellana, Informe Evento Sísmico N. 2023-036, Instituto Geofísico, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador, Mar. 2023. [En línea]. Disponible en: <https://www.igepn.edu.ec>
13. J. C. Morocho Orellana, C. L. Inca Balseca, P. J. Cornejo Reyes, and Á. P. Mena Reinoso, "Vulnerabilidad sísmica en edificaciones educativas ecuatorianas evaluadas mediante modelos matemáticos de análisis dinámico," *Polo del conocimiento*, vol. 7, pp. 2073–2092, 2022, doi: 10.23857/pc.v7i4.3937.
14. V. Martínez Reyes and C. Nungaray Pérez, "Evaluación del desempeño sísmico de edificaciones compuestas de marcos rígidos de acero en zonas hondureñas de alto peligro sísmico," *Informes de la Construcción*, vol. 71, no. 556, p. 314, Dec. 2019, doi: 10.3989/ic.64333.
15. R. Mata, E. Nuñez, M. Hernández, C. Correa, and G. Bustamante, "Seismic Performance of RC Moment Frame Buildings Considering SSI Effects: A Case Study of the New Venezuelan Seismic Code," *Buildings*, vol. 13, no. 7, 2023, doi: 10.3390/buildings13071694.

16. L. J. García Vines, J. Palacios Rodríguez, A. M. Escobar Molina, and L. D. Zambrano Cevallos, "Análisis Estructural y propuesta de reforzamiento del edificio de Facultad de Ciencias Humanísticas de la Universidad Técnica de Manabí," *Revista de Investigaciones en Energía, Medio Ambiente y Tecnología: RIEMAT* ISSN: 2588-0721, vol. 6, no. 1, 2021, doi: 10.33936/riemat.v6i1.3686.
17. K. P. Yaguana Torres, B. D. Borja Sánchez, D. P. Guerrero Cuasapaz, and D. M. Sánchez Oñate, "Análisis de vibraciones por acción de caminado en edificios metálicos empleando pórticos resistentes a momento," *Green World Journal*, vol. 4, no. 2, p. 17, May 2021, doi: 10.53313/gwj42017.
18. Y. Huang, Q. Wu, and T. Tang, "Seismic Performance and Design of the Fully Assembled Precast Concrete Frame with Buckling-Restrained Braces," *Buildings*, vol. 12, no. 11, 2022, doi: 10.3390/buildings12111818.
19. J. S. García Carrera and E. Tapia Hernández, "Respuesta inelástica de marcos dúctiles con contraviento excéntrico," *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 100, 2019, doi: 10.18867/ris.100.478.
20. H. A. Abass y H. K. Jarallah, "Comparative Study of the Seismic Assessment According to ATC-40, FEMA-356 and FEMA-440 for Existing Hospital Building Located at Baghdad City," *International Journal of Civil Engineering*, vol. 1, no. 1, pp. 1–10, 2021. https://www.acapublishing.com/dosyalar/baski/PACE_2021_342.pdf
21. D. P. Guerrero Cuasapaz and G. J. Maza Diaz, "Análisis no lineal de estructuras regulares de acero con pórticos especiales resistentes a momento utilizando OpenSees y Ceinci-Lab," *Green World Journal*, vol. 5, no. 1, p. 013, Mar. 2022, doi: 10.53313/gwj51013.
22. S. G. Abd-Elhamid, R. M. G. E. El-Tahawy, and M. N. El-Din Fayed, "Dynamic behavior of multi-story concrete buildings based on non-linear pushover & time history analyses," *Advances in Science, Technology and Engineering Systems*, vol. 5, no. 2, 2020, doi: 10.25046/aj050219.
23. A. Abdi Hassan and A. Adan Yasin, "Pushover Analysis of Multi-Story Reinforced Concrete Frame Structure," *J Econ Managem Res*, vol. 4, no. 2, pp. 1–8, 2023, doi: 10.47363/JESMR/2023(4)175.
24. Structural Engineers Association of California, *Vision 2000: Performance-Based Seismic Engineering of Buildings*, Sacramento, CA, 1995. <https://www.scribd.com/document/416420604/seaoc-vision-2000-pdf>
25. C. Medina, C. Medina, P. Cobos, and S. Medina, "Espectro de amenaza sísmica específico para el campus Huachi de la Universidad Técnica de Ambato en función de fallas ciegas inversas," *Ciencia*, vol. 20, no. 1, pp. 84–104, Mar. 2018, doi: 10.24133/ciencia.v20i1.558.
26. G. Añazco, P. Añazco, L. Carrión, "Static Non-linear Analysis (Pushover) Of Composite Special Moment Frames (C-SMF)," *Revista Ciencia y Construcción*, vol. 4, no. 2, 2023, Accessed: Mar. 14, 2024. [Online]. Available: <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/201>
27. R. Aguayo, J. Carvallo, and J. C. Vielma, "Evaluating Seismic Performance in Reinforced Concrete Buildings with Complex Shear Walls: A Focus on a Residential Case in Chile," *Buildings*, vol. 14, no. 3, p. 761, Mar. 2024, doi: 10.3390/buildings14030761.
28. A. Naeem, K. Koichi, and J. Lee, "Seismic Performance Evaluation of Reinforced Concrete Building Structure Retrofitted with Self-Centering Disc-Slit Damper and Conventional Steel Slit Damper," *Buildings* 2024, vol. 14, p. 795, 2024, doi: 10.3390/buildings14030795.
29. American Society of Civil Engineers, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17)*, Reston, VA: ASCE, 2017. <https://pubs.asce.org/Product?isbn=9780784414859>