

Evaluación De La Vulnerabilidad Sísmica De Una Edificación Con Tipología Mixta De Hormigón Armado Mediante Curvas De Fragilidad Analíticas

Evaluation Of The Seismic Vulnerability Of A Building With A Mixed Typology Of Reinforced Concrete Through Analytical Fragility Curves

Autores

Ing. Leandro González Pérez¹, Ing. José Alejandro Sariol Pérez², Dra. Ing. Janet Otmara Martínez Cid³

¹ Ingeniero Civil, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE), Calle 114 % Rotonda y Ciclovía, e-mail: leandrogonzalez9904@gmail.com.

² Ingeniero Civil, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE), Calle 114 % Rotonda y Ciclovía, e-mail: asariol@civil.cujae.edu.cu.

³ Ingeniera Civil, Profesora Titular, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE), Calle 114 % Rotonda y Ciclovía, e-mail: jcid@civil.cujae.edu.cu.

RESUMEN

En zonas de alto peligro sísmico las edificaciones con desempeños deficientes están expuestas a sufrir daños importantes en su estructura y consecuentemente alcanzar el estado de colapso lo que conlleva a las pérdidas de vidas humanas y económicas. Todo plan de prevención y mitigación de estos, parte del supuesto de que las edificaciones poseen un desempeño adecuado, antes, durante y después del evento sísmico. Lo anterior indica que es esencial realizar estudios de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones, mediante métodos que consideren la incertidumbre de los factores estructurales, sísmicos y geotécnicos. Las curvas de fragilidad se han convertido en una herramienta valiosa para la evaluación del riesgo sísmico, estableciendo el vínculo entre el peligro sísmico en un sitio y los efectos de los movimientos del terreno previstos en el entorno construido.

El presente trabajo de investigación contiene la evaluación de vulnerabilidad sísmica de una edificación de hormigón armado con tipología mixta de 12 niveles. Con este fin, se realiza el análisis estático no lineal (Pushover) mediante el software ETABS v.19 con el objetivo de verificar los requisitos de rigidez y resistencia de las estructuras. Se presentan las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño, con un enfoque probabilístico, para diversos estados de daño. Se concluye que la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones puede ser evaluada razonablemente con el empleo de curvas de fragilidad para diferentes parámetros sísmicos.

Palabras claves: análisis pushover, curva de fragilidad, interacción dinámica suelo estructura.

ABSTRACT

In areas of high seismic danger, buildings with deficient performance are exposed to significant damage to their structure and consequently reach a state of collapse, which leads to the loss of human lives and economic. Any prevention and mitigation plan of these, starts from the assumption that the buildings have an adequate performance, before, during and after the seismic event. This indicates that it is essential to carry out seismic vulnerability studies of buildings, using methods that consider the uncertainty of structural, seismic and geotechnical factors. Fragility curves have become a valuable tool for seismic risk assessment, establishing the link between the seismic hazard at a site and the effects of predicted ground motions on the built environment. This research work contains the seismic vulnerability assessment methodology of a reinforced concrete building with a mixed typology of 12 levels. To this end, the non-linear static analysis (Pushover) is carried out using the ETABS v.19 software in order to verify the rigidity and resistance requirements of the structures. Fragility curves and damage probability matrices are presented, with a probabilistic approach, for various damage states. It is concluded that the seismic vulnerability of buildings can be reasonably evaluated with the use of fragility curves for different seismic parameters.

Keywords: pushover analysis, fragility curves, soil structure dynamic interaction.

1. INTRODUCCIÓN

Los eventos sísmicos dan lugar a daños importantes en las edificaciones pues afectan su estabilidad y en muchos casos generan el colapso de las mismas con las consecuentes pérdidas de vidas humanas y económicas. Esto ha generado interés y preocupación en el ámbito de la ingeniería sísmica, siendo necesarios estudios del comportamiento estructural de las edificaciones con énfasis en los vinculados a la vulnerabilidad sísmica.

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica es imprescindible en estudios sobre riesgo sísmico, daños y para la mitigación de desastres por terremotos. Al permitir obtener el comportamiento sísmico estructural de las edificaciones por diversos métodos se puede comprender mejor el funcionamiento de las mismas e intervenir para trabajar en reducir dichas vulnerabilidades y consecuentemente, los daños físicos generados en las estructuras.

Las curvas de fragilidad analíticas y las matrices de probabilidad de daño son un ejemplo de métodos que permiten evaluar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones [1]–[5]. La característica principal de estas es que se determinan mediante procedimientos probabilísticos a partir de datos deterministas y expresan la probabilidad de igualar o superar un determinado estado de daño [6]. Por tal motivo, las curvas de fragilidad se han convertido en una herramienta valiosa para la evaluación del riesgo sísmico, estableciendo el vínculo entre el peligro sísmico en un sitio y los efectos de los movimientos del terreno previstos en el entorno construido.

Los códigos SEAOC: 1995 [7] y NC 46:2017 [8] establecen niveles de desempeño a partir del estado de servicio y de daños remanentes en la estructura luego de ocurrido el evento sísmico. La obtención de las curvas de fragilidad de una edificación permite determinar la probabilidad de alcanzar o superar un estado de daño en relación con distintos parámetros sísmicos así como verificar la correspondencia entre estos [6] y los niveles de desempeño establecidos en [7], [8].

La presente investigación abarca la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una edificación mediante el empleo de curvas de fragilidad. La misma se realiza a una edificación de viviendas de 12 niveles de tipología mixta de hormigón armado ubicada en una zona de alto peligro sísmico según la NC 46:2017 [8], mediante un análisis estático no lineal (Pushover). Para tal fin se consideraron todas las invariantes del proceso de modelación, la inclusión de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura (IDSE), la cual acerca más la respuesta estructural a la realidad del fenómeno que se analiza [9] y se obtiene a partir de lo establecido en [10] la definición de demanda sísmica e indicadores de daño estructural. A partir de lo anterior y considerando lo establecido en las normas NC 46:2017 [8], ACI 318:2019 [11], NC 207:2019 [12], se realizó el diseño estructural de la edificación para posteriormente determinar las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño por la metodología establecida en FEMA [6]. Se establece una equivalencia entre los niveles de desempeño establecidos en la NC 46: 2017 [8] y los estados de daño en FEMA [6].

2. DESARROLLO

La edificación objeto de estudio, destinada a viviendas, se encuentra ubicada en la cabecera provincial Santiago de Cuba, una de las zonas de mayor actividad sísmica del país. Posee 12 niveles donde el primero es de 3 m de altura y los restantes de 2,7m de puntal, para una altura total de 32,7m. Está conformada por plantas regulares con módulos de losa de 7,2m x 7,2m, con un sistema de soporte compuesto por pórticos resistentes a momento y muros tímpanos distribuidos uniformemente en ambos sentidos de análisis. Debido a esto la edificación no posee irregularidades en planta ni elevación.

2.1. Modelación De La Estructura

Se modela una estructura, apoyada sobre una losa de cimentación con resortes que simulan las propiedades del suelo para incorporar la IDSE a partir de lo establecido en [10]. Se realiza el análisis estático no lineal de la edificación mediante el software ETABS v.19. Será determinado el período de oscilación de la edificación, el cortante basal, la fuerza sísmica por piso, el punto y nivel de desempeño alcanzado.

2.1.1. Geometría De Los Elementos

Las columnas poseen una sección transversal de 65x65 cm y las vigas de 40x60 cm, cubriendo luces de 7,2m en la mayoría de los casos excepto las vigas consecutivas a cada lado de los muros.

Los muros tímpanos poseen un espesor de 30 cm y son continuos en todos los niveles de la edificación. Los muros exteriores poseen una longitud de 8m y los del núcleo de 4m.

Las losas de entrepiso y cubierta poseen un espesor de 20 cm y son consideradas diafragmas rígidos. La losa de cimentación es cuadrada de 33,3m de lado y 1 m de espesor.

Para todos los elementos se emplean las rigideces reducidas de las secciones transversales a partir de lo establecido en NC 46:2017 [8], ACI 318:2019 [11]. En la tabla 1 se muestran dichos valores, donde I_g representa la inercia de la sección bruta de los elementos.

Tabla 1: Rigideces equivalentes de los elementos

Elemento	Rigidez efectiva
Columnas	$0,7I_g$
Muros	$0,7I_g$
Vigas	$0,35I_g$
Losas	$0,25I_g$

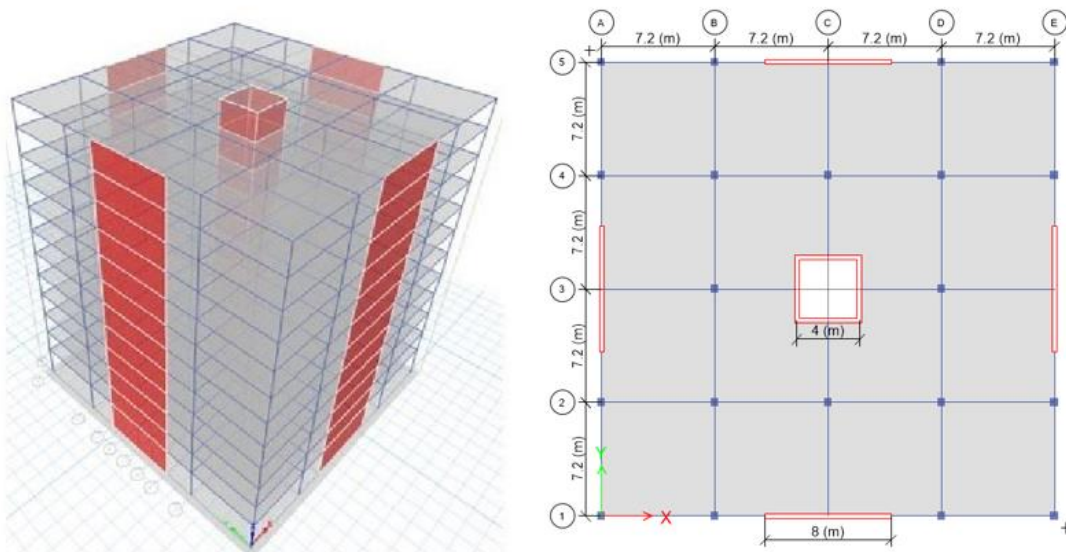


Figura 1: Modelo tridimensional y planta de la edificación

2.1.2. Materiales Empleados

En todos los elementos se empleó hormigón armado "in-situ". La resistencia característica a los 28 días es de $f_c' = 35 \text{ MPa}$, con una densidad de 24 kN/m^3 , un módulo de elasticidad $E = 27805 \text{ MPa}$ y un coeficiente de Poisson $\nu = 0,17$. Para considerar la no linealidad del material se emplea la curva tensión deformación asociada a Mander que acepta cargas estáticas o dinámicas, aplicadas monotónicamente o por ciclos, en secciones de hormigón rectangulares, cuadradas o circulares. El modelo de histéresis empleado es el "Takeda" que incluye la degradación de la rigidez en agrietamiento debido a la flexión así como las características de endurecimiento por deformación [13], [14].

El acero empleado para el refuerzo de los elementos estructurales es del tipo G-40, posee una resistencia de fluencia $f_y = 300 \text{ MPa}$ y un módulo de elasticidad $E = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ con el modelo bilineal. Para considerar la no linealidad del material se emplea la curva tensión deformación asociada a Park. El modelo de histéresis empleado es el "kinematic" que disipa una significativa cantidad de energía y es apropiado para materiales dúctiles como el acero debido a que se basa en el comportamiento de endurecimiento cinemático que se observa comúnmente en los metales [15].

2.1.3. Condiciones De Borde

Todas las uniones entre elementos estructurales son continuas. La cimentación se une al suelo mediante resortes elásticos que simulan las propiedades del mismo, logrando así la implementación de IDSE.

2.1.4. Cargas Actuantes

2.1.4.1. Cargas Permanentes

A partir de la norma cubana NC 283:2003 [16] se obtienen las densidades de los materiales para la estimación de las cargas actuantes sobre la estructura. En los entrepisos se consideran 10 cm de relleno y 5 cm de losas cerámicas, también se emplea tabiquería divisoria. En la cubierta se considera igualmente un espesor promedio de 10 cm de relleno, con solución de impermeabilización de 3 capas de papel asfáltico. En la tabla 2 se resumen los valores de cargas.

Tabla 2: Cargas permanentes en la edificación.

Material	Peso específico	Carga (kN/m ²)	
		Entrepiso	Cubierta
Relleno	0,18 kN/m ² /cm	1,8 (10cm)	1,8 (10cm)
Losas cerámicas	0,2 kN/m ² /cm	1 (5cm)	-
Tabiquería ligera	0,5 kN/m ²	0,5	-
Impermeabilización	0,07 kN/m ²	-	0,07
Total		3,3	1,87

2.1.4.2. Cargas De Uso

Las cargas vivas fueron extraídas de la norma cubana NC 284:2003 [17]. La edificación se considera para uso de viviendas. La cubierta se considera con desagüe por tragante y no accesible al público. En la tabla 3 se muestran los valores de carga.

Tabla 3: Cargas de uso en la edificación

Nivel	Carga Q (kN/m ²)
Entrepiso	1,5
Cubierta	2

2.1.4.3. Carga Sísmica

Como fue mencionado la edificación se considera emplazada en el municipio Santiago de Cuba que clasifica como zona 5, de peligro sísmico muy alto, según la norma cubana NC 46:2017 [8]. El cálculo de la carga sísmica se realiza mediante el Método Estático Equivalente (MEE). Para la región de emplazamiento se definen los parámetros iniciales en la tabla 4.

Tabla 4: Parámetros iniciales para la zona de emplazamiento

	S_0 (g)	S_s (g)	S_1 (g)	T_1 (s)	Zona
Santiago de Cuba	0,513	1,035	0,428	6	5

Se consideró el sismo de diseño como ordinario y la edificación se clasifica como obra ordinaria con categoría ocupacional tipo II, por tanto la misma posee un nivel de protección sísmica D (NPS-D) según la norma cubana NC 46:2017 [8].

• Ajuste por clase de sitio e intensidades sísmicas especiales

Se emplean las expresiones (1) y (2), los valores de los coeficientes y las ordenadas espectrales se muestran en la tabla 5.

$$S_{CS} = S_S * F_a * N_a \quad (1)$$

$$S_{1S} = S_1 * F_v * N_v \quad (2)$$

Donde:

S_{CS} y S_{1S} – ordenadas espectrales para período corto y largo respectivamente, ajustadas por las características del sitio de emplazamiento

S_S y S_1 – ordenadas espectrales para período corto y largo respectivamente del sismo extremo considerado

F_a y F_v – coeficientes de sitio para períodos de vibración cortos y largos respectivamente

N_a y N_v – coeficientes por intensidades especiales para períodos de vibración cortos y largos respectivamente

Tabla 5: Coeficientes de corrección y ordenadas espectrales ajustadas

Suelo	F_a	F	N_a	N_v	$S_{CS}(g)$	$S_{1S}(g)$
D	1	1,608	1	1	1,035	0,688

- Construcción del espectro de diseño**

Para el sismo de diseño el factor de escala obtenido $K_d = 0,66$ obteniéndose los valores de aceleraciones espectrales para período corto (S_{DS}) y largo (S_{D1}) a partir de las expresiones (3) y (4).

$$S_{DS} = S_{CS} * K_d = 0,683g \quad (3)$$

$$S_{D1} = S_{1S} * K_d = 0,454g \quad (4)$$

Los períodos de esquina T_0 y son expresados en segundos y calculados a partir de las expresiones (5) y (6) donde es el período de transición del período largo.

$$T_0 = 0,2 * \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,133s \quad (5)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 5 * T_0 = 0,665s \quad (6)$$

El período natural de oscilación de la edificación se determina en el software ETABS a partir del análisis modal, obteniéndose un valor $T = 0,954s$. Dicho límite se acepta que cumple con la norma cubana NC 46:2017 [8].

Las ordenadas espectrales (S_a) para la formación del espectro de diseño (figura 2) se obtienen según las expresiones de la (7) a la (10).

$$S_a(T) = (0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}) S_{DS} \quad \text{para } T \leq 0,133s \quad (7)$$

$$S_a(T) = S_{DS} \quad \text{para } 0,133s \leq T \leq 0,665s \quad (8)$$

$$S_a(T) = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{para } 0,665s \leq T \leq 6s \quad (9)$$

$$S_a(T) = \frac{S_{D1} * T_L}{T^2} \quad \text{para } T > 6s \quad (10)$$

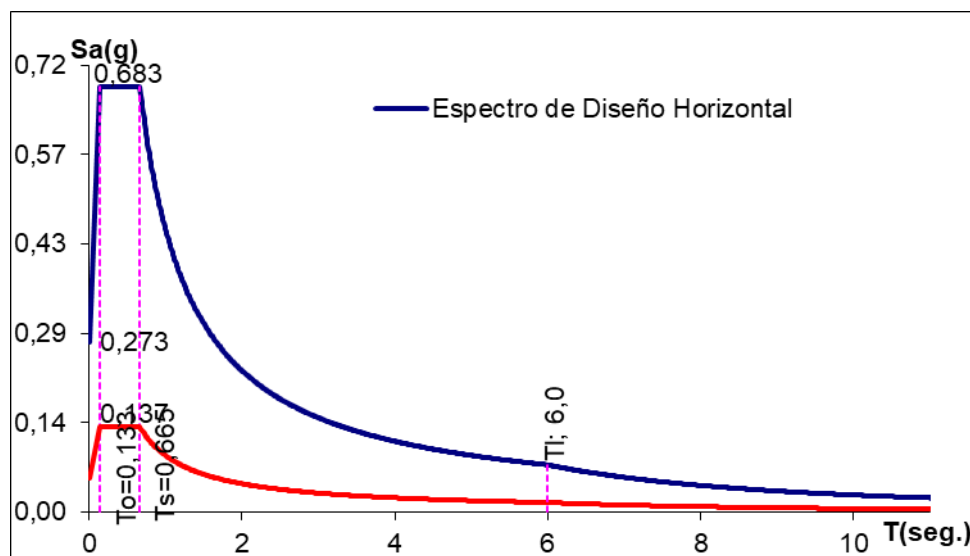


Figura 2: Espectro de demanda del sismo de diseño

A partir del espectro se obtuvo una ordenada espectral de 0,48g para el período fundamental de la estructura.

- Características del sistema estructural**

La edificación se clasifica conforme a lo especificado en la norma cubana NC 46:2017 [8] como sistema estructural E3 debido a que está formada por diafragmas horizontales rígidos sostenidos verticalmente por la combinación de pórticos y tímpanos de hormigón armado. Para este sistema se establecen los coeficientes de diseño mostrados en la tabla 6.

Tabla 6: Coeficientes de diseño del sistema estructural.

Factor genérico de reducción de la respuesta sísmica R	5
Factor de amplificación de desplazamientos post-elásticos Ω_r	5

- Obtención de la carga sísmica**

A partir del MEE descrito en la norma cubana NC 46:2017 [8] se obtiene el valor de cortante basal y fuerza por piso que genera el sismo como se muestra en la tabla 7.

Tabla 7: Cortante basal y fuerza sísmica por piso

Nivel	$Vb_{x,y} (kN)$	$F_{x,y} (kN)$
12	10926	1543
11		1684
10		1503
9		1326
8		1153
7		985
6		822
5		665
4		514
3		372
2		238
1		121

2.2. Combinaciones De Cargas

Para el análisis y diseño de la edificación se utilizan las normas cubanas NC 46:2017 [8], NC 207:2019 [12], partir de estas se obtiene:

- $1,2G + 1,6Q + 0,5Q_c$
- $1,2G + 1,6Q_c + 0,5Q$
- $1,2G + Q_t + S_v \pm S_h$
- $0,9G - S_v \pm S_h$
- $G + Q_t - S_v \pm S_h$

Donde:

G – Carga permanente

Q – Carga de uso de entepiso

Q_c – Carga de uso de cubierta

Q_t – Carga de uso total

S_v – Componente vertical del sismo

S_h – Componente horizontal del sismo

La NC 46:2017 [8] establece que la componente vertical del sismo se toma en cuenta como una porción de la carga permanente, la cual se obtiene a partir de la expresión (11).

$$S_v = 0,2S_{DS} * G = 0,137G \quad (11)$$

2.3. Implementación De La IDSE

A través de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de varias edificaciones se demostró que esta aumenta con la inclusión de la Interacción Dinámica Suelo – Estructura (IDSE) respecto a una base rígida ya que aumentan los períodos de oscilación y luego las demandas de desplazamiento de los edificios [9].

En la presente investigación para la inclusión de la IDSE se calculan los valores de rigideces equivalentes del suelo de apoyo según las formulaciones de A. E. Sargsian recogidas en [10]. Se determinan seis valores para igual número de grados de libertad que posee la balsa de cimentación. En la tabla 8 se muestran los valores de rigideces.

Tabla 8: Rigideces equivalentes del suelo en los resortes

Tipo de suelo	Rigidez equivalente del suelo			
	$K_x = K_y (kN/m)$	$K_z (kN/m)$	$K_{\phi x} = K_{\phi y} (kNm)$	$K_{\phi z} (kN/m)$
D	946 797	964 140	140 521 120	132 226 403

Donde:

K_x y K_y – coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme

K_z – coeficiente de rigidez de compresión elástica

$K_{\phi x}$ y $K_{\phi y}$ – coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico no uniforme

$K_{\phi z}$ – coeficiente de rigidez de compresión elástica no uniforme.

2.4. Diseño Estructural

Se incorpora el refuerzo de los elementos estructurales a partir de las cargas actuantes y acorde a lo establecido en las normas ACI 318:2019 [11], NC 207:2019 [12], cumpliendo además con el requisito de columna fuerte-viga débil que las mismas establecen con la ecuación (12).

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nv} \quad (12)$$

Donde:

M_{nc} – sumatoria de las resistencias a flexión de las columnas que convergen a un nudo medidas en la cara del nudo

M_{nv} – sumatoria de las resistencias a flexión de las vigas que convergen a un nudo medidas en la cara del nudo

2.5. Disposición De Las Rótulas Plásticas

En la presente investigación se emplea un modelo de plasticidad concentrada en los extremos de los elementos de vigas y columnas. La región de plastificación, asociada a la zona del elemento del pórtico en la cual se busca que ocurra la fluencia a flexión debida a los desplazamientos sísmicos de diseño, fue declarada a una distancia igual al 5% y 95% de la longitud de vigas y columnas para inducir la fluencia por flexión fuera de las conexiones [18]. Esta distancia es medida desde las caras de vigas y columnas, sección crítica donde se inicia la fluencia del acero de refuerzo como consecuencia de los desplazamientos laterales NC 207:2019 [12]. En las vigas el esfuerzo dominante de diseño es el momento flector y en las columnas, la interacción entre la carga axial y los momentos flectores en ambas direcciones.

2.6. Control Del Desplazamiento En El Tope Y Derivas De Piso

Se obtiene el desplazamiento en el tope y las derivas de piso para la combinación de carga del estado límite de servicio y luego se comparan con los valores admisibles establecidos en la norma cubana NC 46:2017 [8]. En la tabla 9 se muestran los valores admisibles de desplazamiento en el tope y derivas de piso.

Tabla 9: Desplazamiento en el tope y deriva de piso admisible

Altura de la edificación (m)	Desplazamiento admisible (mm)	Deriva de piso admisible (%)
32,7	54,5	2

En las figuras 3-4 respectivamente se muestran el desplazamiento en el tope y las derivas de piso obtenidas para la edificación.

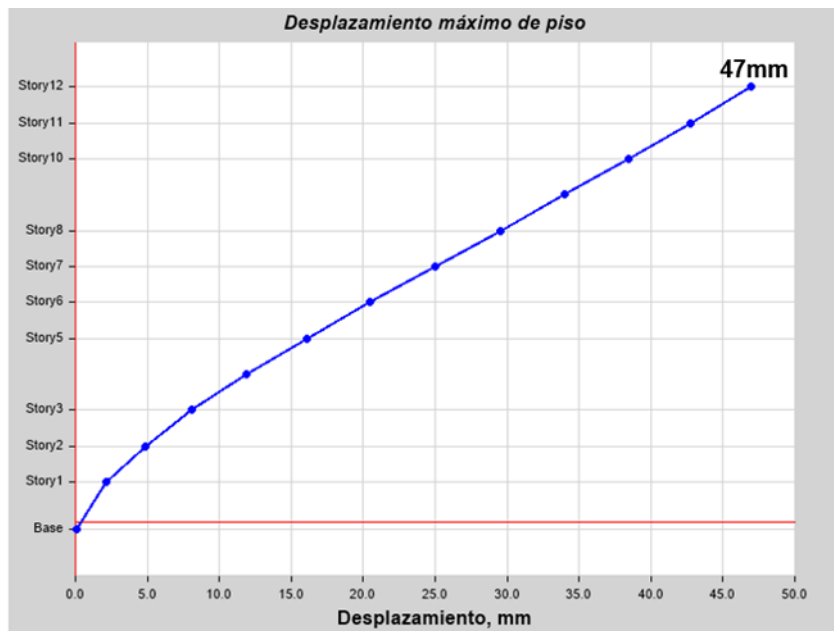


Figura 3: Desplazamiento máximo de piso de la edificación

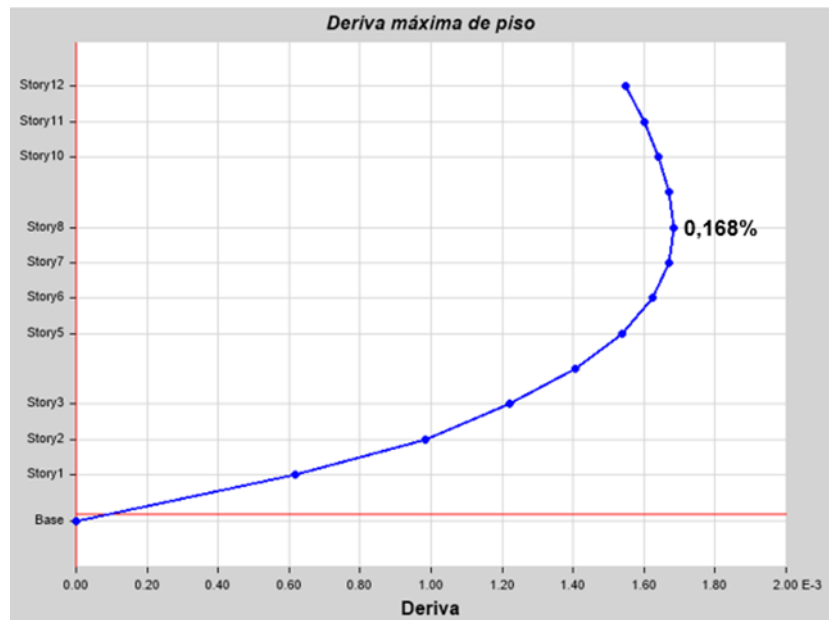


Figura 4: Derivas de piso de la edificación

Al comparar los valores obtenidos con los admisibles se observa que todos cumplen lo establecido por la norma cubana.

3. RESULTADOS

3.1. Curva De Capacidad

El análisis estático no lineal tiene como objetivo principal la generación de la curva de capacidad, la cual representa el desplazamiento lateral en el tope de la edificación en función de la carga aplicada a la estructura. En la figura 5 se muestra la curva de capacidad obtenida para la edificación estudiada.

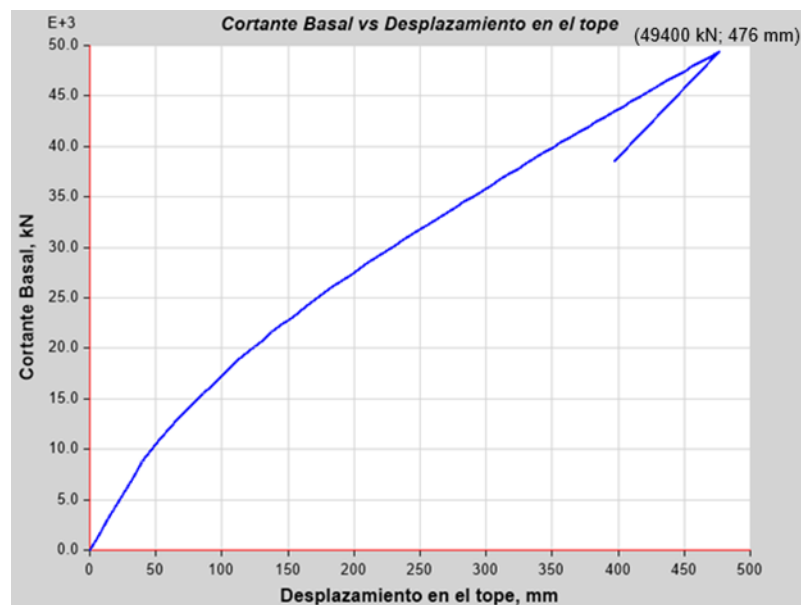


Figura 5: Curva de capacidad de la edificación

En la curva se puede observar como la edificación se comporta de manera elástica, sin generar daños estructurales, hasta alcanzar el punto de fluencia. A partir de este punto los daños generados quedarían remanentes en la estructura incluso luego de cesar las acciones sísmicas. Finalmente, al alcanzar el punto del límite de capacidad resistente, provocaría el colapso de la estructura.

3.2. Punto Y Nivel De Desempeño

Se sectoriza la curva de capacidad para definir los estados límites del comportamiento estructural según el criterio de [7]. En la tabla 10 se muestran los valores límites de los sectores en la curva de capacidad a partir del desplazamiento.

Tabla 10: Límites de desplazamiento según el nivel de desempeño

Desplazamientos máximos límites de niveles de desempeño (mm)				
Operacional	Funcional	Seguridad	Pre-colapso	Colapso
71	192,5	314	395	476

En la figura 6 se muestra el punto de desempeño alcanzado para la edificación a partir de lo establecido en [15].

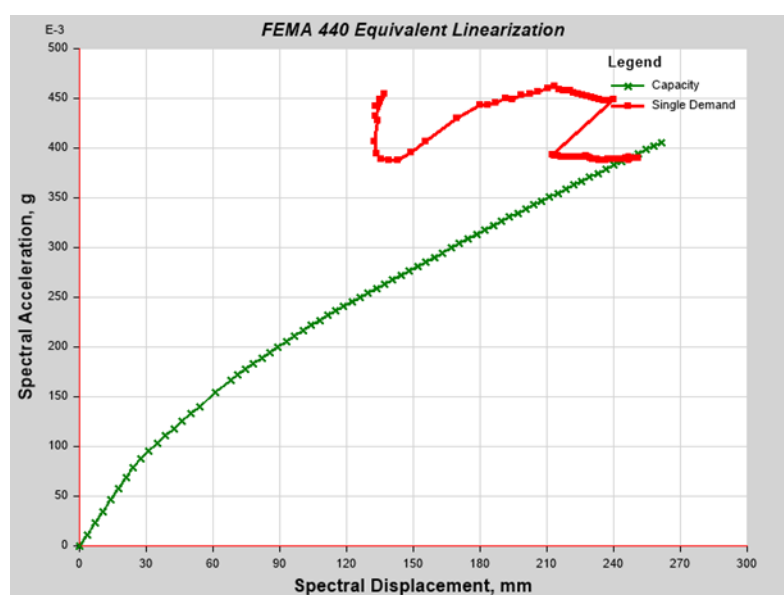


Figura 6: Curva de capacidad y demanda de la edificación

El punto de desempeño se obtiene en la edificación para un desplazamiento en el tope de 448 mm. En la tabla 11 se muestra el nivel de desempeño alcanzado por la edificación según SEAOC [7], NC 46:2017 [8].

Tabla 11: Nivel de desempeño alcanzado por la edificación

Nivel de desempeño alcanzado	
SEAOC [7]	NC 46: 2017 [8]
Colapso	Colapso*
Nota: (*) La norma cubana [8] no define un nivel de colapso, pero se estima que luego del nivel de prevención del colapso la edificación debe entrar en colapso.	

3.3 Curva De Fragilidad

Las curvas de fragilidad permitirán la estimación de las probabilidades de daños a alcanzar por cada edificación estudiada en base al desplazamiento espectral. En la tabla 12 se muestran los umbrales de daño establecidos en FEMA [6], obtenidos para la edificación estudiada y expresados en desplazamiento espectral.

Tabla 12: Umbrales de daño de la edificación expresados en desplazamiento espectral

Estado de daño	Umbrales de daño $Sd_i (i = 1, 2, 3 \text{ y } 4)$	Desplazamiento espectral (mm)
Leve	$Sd_1 = 0,70Dy$	29,17
Moderado	$Sd_2 = Dy$	40,12
Severo	$Sd_3 = Dy + 0,25(Du - Dy)$	93,93
Completo	$Sd_4 = Du$	261,80

Para obtener la probabilidad de que la respuesta de la edificación exceda un estado de daño en función del desplazamiento espectral se emplea la ecuación (13) establecida en FEMA [6]. Para ello se determinaron la mediana del desplazamiento espectral en que la edificación alcanzó los determinados umbrales de daño así como la desviación estándar del logaritmo natural del espectro de desplazamiento por cada estado de daño.

Donde:

$$P(ED \geq ED_i \parallel Sd = Sd_i) = \Phi \left[\frac{1}{\beta d_s} * \ln \left(\frac{Sd}{S_{d,ds}} \right) \right] \quad (13)$$

ED_i – es el estado discreto de daño

$S_{d,ds}$ – es la mediana del desplazamiento espectral en que el edificio alcanza el umbral de un determinado estado de daño, ds .

βd_s – es la desviación estándar del logaritmo natural del espectro desplazamiento por estado de daño, ds .

Φ – es la función de distribución acumulativa normal estándar.

A partir de lo anterior, la curva de fragilidad de la edificación obtenida se muestra en la figura 7.

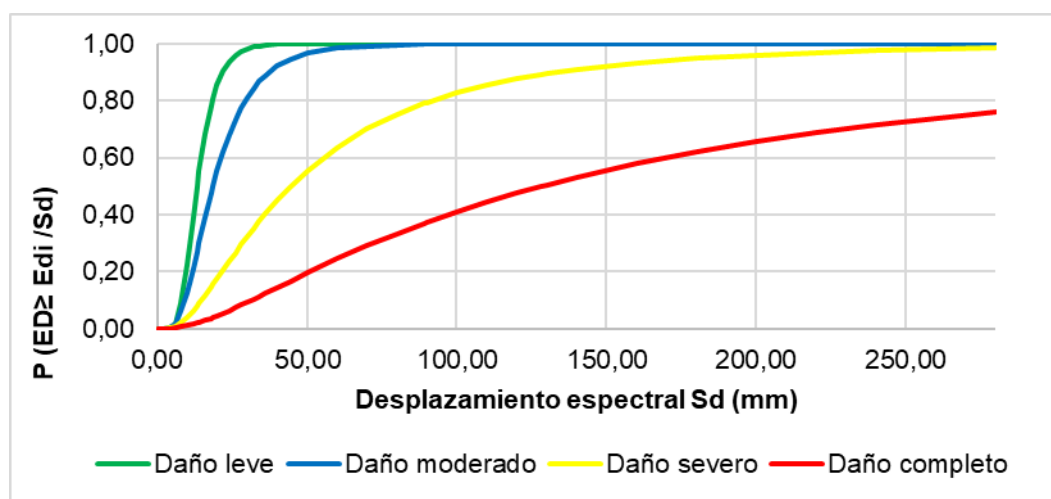


Figura 7: Curva de fragilidad de la edificación

3.4. Matriz De Probabilidad De Daño

Se obtienen las matrices de probabilidad de daño mediante la intersección de los puntos de desempeño con las curvas de fragilidad para cada estado de daño, haciendo uso del parámetro que caracteriza la respuesta estructural, es decir, el desplazamiento espectral. Para tal fin se hace uso de la expresión (14):

$$P(ED = ED_i / PIS_j) = P(ED > ED_i) - P(ED \geq ED_{i+1}) \quad (14)$$

Donde:

ED_i – es el estado discreto de daño

PIS – es el parámetro de intensidad sísmica

En la tabla 13 se presenta la matriz de probabilidad de daño para los desplazamientos espectrales asociados al punto de cedencia, la formación de las primeras rótulas plásticas y al punto de desempeño alcanzado de la edificación analizada.

Tabla 13: Matriz de probabilidad de daño para el punto de cedencia, formación de rótulas plásticas y punto de desempeño.

Desplazamiento espectral S_d (mm)	Descripción	Valores de probabilidad de daño (%)			
		Estado de daño			
		Leve	Moderado	Severo	Completo
39,2	Punto de cedencia	8	48	30	14
99,2	Formación de rótula plástica	0	18	41	41
246,4	Punto de desempeño	0	2	25	73

Se observa que la mayor probabilidad de daño para el desplazamiento de cedencia es alcanzada en el estado de daño moderado. Al analizar las probabilidades de daño en el punto de formación de las primeras articulaciones plásticas se obtiene mayores probabilidades de daño severo y moderado. En el punto de desempeño predomina notablemente la probabilidad de daño completo. Dicho estado de daño completo es una equivalencia al estado de colapso establecido en SEAOC [7], la edificación posee una probabilidad de 73% de alcanzar el estado de colapso.

Es posible establecer una equivalencia entre los umbrales de daño establecidos en FEMA [6], y los niveles de desempeño que define la NC 46:2017 [8], atendiendo a la equivalencia entre los desplazamientos absolutos en el tope y los desplazamientos espectrales tal como se muestra en la figura 9.

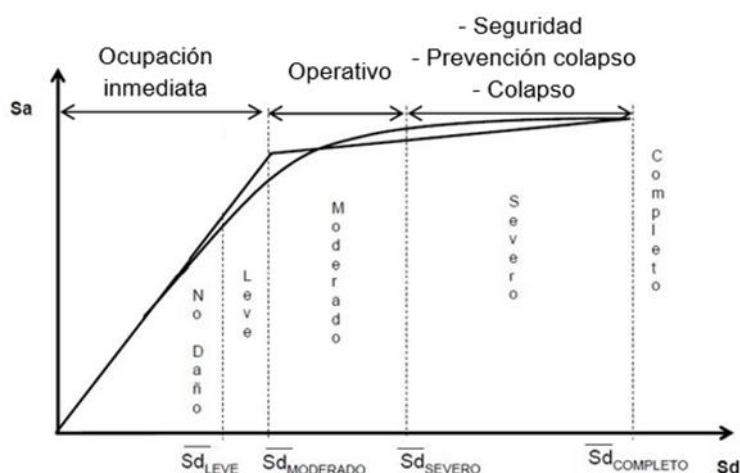


Figura 9: Equivalencia entre los niveles de desempeño de [8] y los umbrales de daño de [6]

En la tabla 14 se muestra el nivel de desempeño obtenido para la edificación según NC 46: 2017 [8] y el nivel de daño alcanzado según FEMA [6], los cuales son equivalentes.

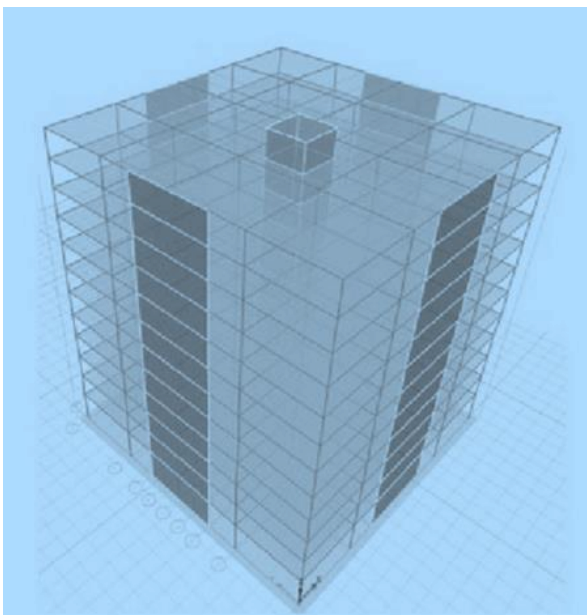
Tabla 14: Nivel de desempeño y estado de daño de la edificación.

Nivel de desempeño	Estado de daño
Colapso	Completo

4. CONCLUSIONES

La edificación no alcanzó el nivel de desempeño requerido según la NC 46: 2017 [8]. Con la generación de la curva de fragilidad se logró realizar la estimación de la probabilidad de daños en la edificación a partir del desplazamiento espectral del punto de desempeño, así como del punto de cedencia y la formación de la primera articulación plástica.

Para el sismo estudiado existe una probabilidad de 73% de daño completo en la edificación. El nivel de desempeño reportado de la edificación, correspondiente a Colapso, equivale al estado de daño Completo, lo que demuestra un alto grado de equivalencia entre los niveles de desempeño establecidos en la NC 46: 2017 [8] y los estados de daño en FEMA [6]. De esta forma, se demuestra que las curvas de fragilidad permiten evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones con un enfoque probabilístico.



1. M. M. Kassem, F. Mohamed Nazri, and E. Noroozinejad Farsangi, "The seismic vulnerability assessment methodologies: A state-of-the-art review," *Ain Shams Eng. J.*, vol. 11, no. 4, pp. 849–864, Dec. 2020, doi: 10.1016/J.ASEJ.2020.04.001.
2. J. Kohns, L. Stempniewski, and A. Stark, "Fragility Functions for Reinforced Concrete Structures Based on Multiscale Approach for Earthquake Damage Criteria," *Buildings*, vol. 12, no. 8, 2022, doi: 10.3390/buildings12081253.
3. L. Manuel, B. Sánchez, and E. R. Angulo, "Análisis de los daños en viviendas y edificios comerciales durante la ocurrencia del sismo del 19 de septiembre del 2017," *Rev. Ing. Sísmica No*, vol. 101, pp. 19–35, 2019.
4. K. Torisawa, M. Matsuoka, K. Horie, M. Inoguchi, and F. Yamazaki, "Development of Fragility Curves for Japanese Buildings Based on Integrated Damage Data from the 2016 Kumamoto Earthquake," *J. Disaster Res.*, vol. 17, no. 3, pp. 464–474, 2022, doi: 10.20965/jdr.2022.p0464.
5. U. H. Sáenz, "Vulnerabilidad sísmica en edificaciones esenciales mediante curvas de fragilidad analíticas – edificio administrativo de la Universidad Nacional del Centro del Perú," Universidad Nacional del Centro del Perú, 2019. [Online]. Available: http://repositorio.uncp.edu.pe/bitstream/handle/UNCP/5268/SáenzAzorsa.pdf?sequence=1&isAllowed=y%0Ahttp://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/urp/98/basurto_rp.pdf?sequence=1&isAllowed=y
6. FEMA Hazus, *Hazus Earthquake Model Technical Manual 4.2*, no. October. 2020.
7. SEAOC, "Performance based seismic engineering of buildings," Sacramento (CA), USA, 1995.
8. NC-46, "Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y la construcción," 2017. [Online]. Available: www.nc.cubaindustria.cu
9. I. Oz, S. M. Senel, M. Palanci, and A. Kalkan, "Effect of soil-structure interaction on the seismic response of existing low and mid-rise RC buildings," *Appl. Sci.*, vol. 10, no. 23, pp. 1–21, 2020, doi: 10.3390/app10238357.
10. G. Villarreal Castro, "Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con plateas de cimentación," Lima. 2017.
11. ACI 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)," 2019.
12. NC-207, "Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigón," 2019. [Online]. Available: www.nc.cubaindustria.cu
13. J.-K. Son and C.-H. Lee, "Evaluation of appropriate hysteresis model for nonlinear dynamic analysis of existing reinforced concrete moment frames," *Materials*, vol. 14, no. 3, p. 524, 2021.
14. J. Kent, C. Zhong, and C. Christopoulos, "Steel flexure and shear yielding base-mechanism for enhanced seismic resilience of RC core wall high-rise structures," *Earthquake Spectra*, vol. 39, no. 1, pp. 148-170, 2023.
15. P. Saingam et al., "Composite behavior in RC buildings retrofitted using buckling-restrained braces with elastic steel frames," *Engineering Structures*, vol. 219, p. 110896, 2020.
16. NC-283, "Densidad de materiales naturales, artificiales y elementos de construcción como carga de diseño," 2003. [Online]. Available: www.nc.cubaindustria.cu
17. NC-284, "Edificaciones. Cargas de uso," 2003. [Online]. Available: www.nc.cubaindustria.cu
18. FEMA 440, "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures," 2005.