

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN EDIFICACIONES DE SISTEMAS COMBINADOS DE PÓRTICOS Y MUROS EN CONCRETO REFORZADO PARA AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA

Sergio Ladino ^a, Gabriel Bernal ^b, Maritzabel Molina ^c

^a Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D.C., sladinod@unal.edu.co

^b Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D.C., gbernalg@unal.edu.co

^c Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D.C., mmolinah@unal.edu.co

Palabras clave: Desempeño sísmico, Muros de concreto, Análisis dinámico cronológico no lineal

RESUMEN

El diseño sismorresistente en Colombia se rige por el reglamento NSR-10 para sistemas combinados de pórticos y muros de concreto, la normativa establece requisitos para muros de ductilidad moderada basados en adaptaciones de muros especiales, debido a la ausencia de lineamientos específicos en el ACI 318-08. Esta condición genera incertidumbre sobre su respuesta ante sismos de amenaza intermedia. En este contexto, el presente trabajo evalúa el desempeño sísmico de un arquetipo regular de ocho niveles diseñado conforme a la NSR-10 para la ciudad de Bogotá, empleando análisis cronológicos no lineales con acelerogramas sintéticos representativos de la amenaza local.

El desempeño se evaluó mediante indicadores de cortante basal, desplazamientos de techo, derivas de entrepiso y evaluación del daño. Para el análisis de los muros, se implementó una metodología alterna al modelo de columna ancha, adaptando el índice de daño de Park & Ang (1985) para cuantificar la plastificación. Los resultados de los índices de daño global indican que ante los eventos analizados la edificación satisface satisfactoriamente el objetivo de seguridad de vida.

ABSTRACT

Seismic design in Colombia is subject to the NSR-10 code, for RC frame-wall systems, national regulations define criteria for walls with moderate ductility (DMO) by adapting requirements for special walls, as ACI 318-08 lacks specific guidelines for this category. This leads to uncertainty regarding their structural response under intermediate seismic hazards. This study evaluates the seismic performance of RC frame-wall systems non-linear time-history analyses using synthetic accelerograms.

The structural performance was evaluated through base shear indicators, roof displacements, inter-story drift ratios, and damage assessment. For the wall modeling, an alternative methodology to the wide-column model was implemented, adapting the Park & Ang (1985) damage index to quantify plastic hinge formation. Global damage index results indicate that, under the evaluated seismic events, the building satisfactorily achieves the Life Safety performance objective.

INTRODUCCIÓN

Los sistemas estructurales combinados de pórticos resistentes a momento y muros de concreto reforzado constituyen uno de los sistemas estructurales más empleados en la construcción de edificaciones de altura media en Colombia. Su diseño se rige por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, donde el diseño de los muros está dado bajo criterios capacidad de disipación de energía moderada (DMO). Estos criterios corresponden a adaptaciones que se han hecho a los requisitos establecidos para muros especiales en el ACI 318-08 ante la ausencia de lineamientos específicos para este tipo de sistema estructural. Condición que genera incertidumbre sobre su desempeño frente a la amenaza sísmica intermedia característica de ciudades como Bogotá.

Esta brecha entre el enfoque prescriptivo normativo y la respuesta estructural motiva a la aplicación de metodologías de evaluación basadas en desempeño, que mediante análisis dinámicos no lineales permiten caracterizar con mayor precisión el desempeño de estos sistemas, permitiendo a la vez cuantificar el daño acumulado en sus elementos y estimar de forma probabilística el nivel de desempeño alcanzado ante diferentes niveles de demanda sísmica.

METODOLOGÍA

El caso de estudio mostrado en la Figura 1, corresponde a un arquetipo de edificación regular de ocho (8) niveles con sistema estructural combinado de pórticos resistentes a momento y muros de concreto reforzado en Ductilidad Moderada (DMO), diseñado conforme a los requisitos de la NSR-10.

La metodología desarrollada en el presente estudio se indica en la figura 2, y está compuesta por seis fases. 1 diseño estructural, 2 Estudio de la sismicidad y generación de acelerogramas, 3 Respuesta cronológica no lineal, 4 Evaluación del daño local y global, 5 Determinación de probabilidades del estado de daño, 6 Verificación objetivo de desempeño.

El arquetipo estructural presentado en la figura 1 corresponde a una edificación de uso de oficinas clasificada en el Grupo de Uso I conforme al reglamento NSR-10. Las dimensiones de los elementos estructurales se definieron de modo que satisfagan los requisitos de los estados límite de servicio y de resistencia establecidos por el reglamento para sistemas combinados de pórticos y muros en Ductilidad Moderada (DMO). Adicionalmente, se verificó que el periodo fundamental obtenido del análisis dinámico no superara el valor máximo admisible $C_u \cdot T_a$, de acuerdo con lo estipulado en el numeral A.4 en AIS (2010)

La evaluación del desempeño sísmico se desarrolló a partir de análisis no lineales estáticos de plastificación progresiva y análisis cronológicos no lineales (ACNL), empleando acelerogramas sintéticos representativos de la amenaza sísmica local para la ciudad de Bogotá.

En los ACNL, el comportamiento no lineal de vigas y columnas se representó mediante rótulas plásticas concentradas; para los muros se adoptó una metodología alterna a la columna ancha que permite una determinación más representativa de su estado de plastificación. La integración numérica de los ACNL se realizó mediante el método

implícito de Hilbert-Hughes-Taylor (HHT- α), con amortiguamiento de Rayleigh calibrado para los dos primeros modos dominantes en cada dirección principal para S_x ($T_1 = .68s$, $T_2 = .17s$) y para S_y ($T_1 = .67s$, $T_2 = .17s$).

La cuantificación del daño sísmico se realizó mediante índices de daño locales basados en una adaptación del modelo de Park & Ang (1985), el cual incorpora tanto la deformación alcanzada como la energía disipada durante los ciclos de respuesta inelástica de los elementos. A partir de la ponderación de los índices locales se obtuvo un índice de daño global bajo la metodología de Su (2019), con base en el cual se estimó la probabilidad de exceder cada estado límite de desempeño vinculando la probabilidad de ocurrencia del evento sísmico que lo induce.

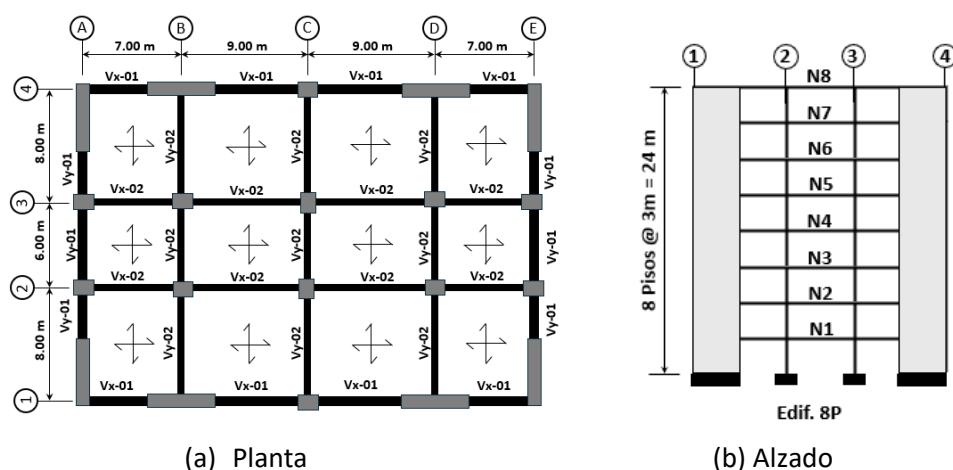


Figura 1 Configuración arquetipo edificio. Fuente Propia

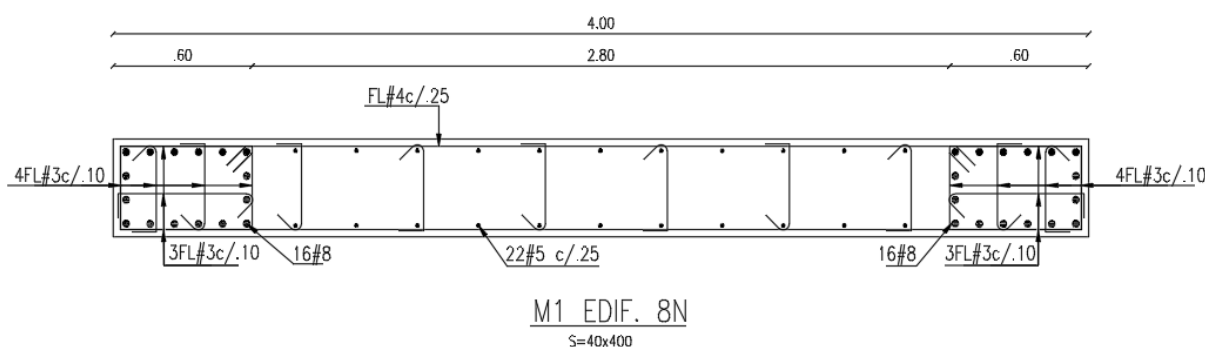


Figura 2 Configuración Muro analizado. Fuente Propia

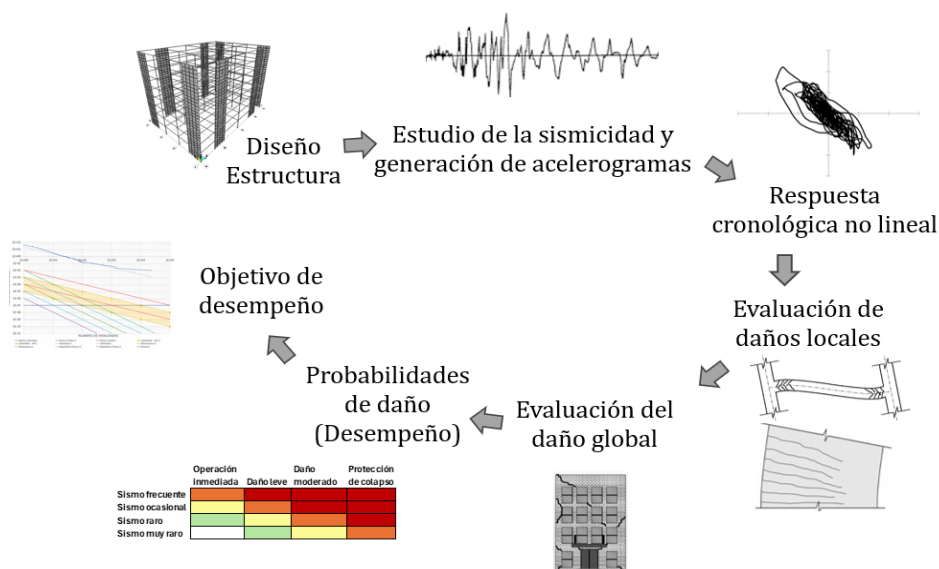


Figura 3 Metodología. Fuente Adaptada de Acevedo (2023)

CARACTERIZACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA LOCAL

La caracterización de la acción sísmica se realizó mediante la generación de acelerogramas sintéticos representativos de la amenaza local para la ciudad de Bogotá, empleando el software Strong Motion Analyst. El procedimiento se fundamenta en un modelo estocástico de falla finita, construido a partir de la caracterización de las fuentes sismogénicas regionales y de los parámetros asociados a eventos de magnitud relevante para la zona de estudio.

Los insumos requeridos comprenden la magnitud de momento sísmico (M_w), la localización del hipocentro y la geometría del plano de ruptura definida por los ángulos de dip, strike y rake. La fuente sísmica se representa mediante la discretización del plano de falla en una malla de subfuentes, a partir de las cuales se sintetiza el movimiento en el sitio mediante la superposición de las contribuciones individuales, simulando de forma consistente la propagación del movimiento fuerte desde la roca hasta la superficie, en concordancia con los modelos regionales de amenaza sísmica adoptados.

Para la selección de las señales en este trabajo se adoptó un criterio orientado a identificar aquellos sismos potencialmente más exigentes para el sistema estructural analizado. Para tal fin, la selección de los eventos se realizó a partir de las curvas de fragilidad específicas de la tipología estructural considerada, priorizando aquellos escenarios sísmicos asociados a una mayor probabilidad de colapso, con el objetivo de evaluar el desempeño estructural bajo condiciones críticas de demanda. De manera que se obtuvieron 11 señales

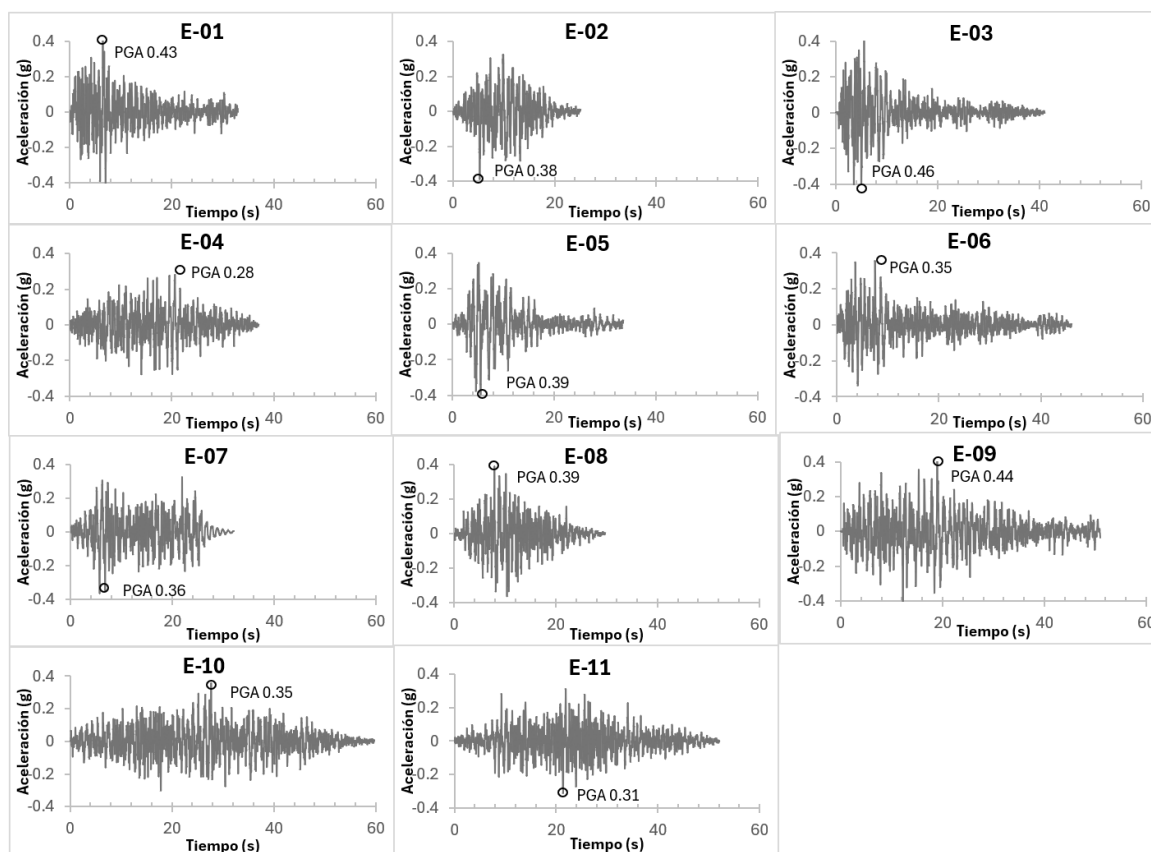


Figura 4 Acelerogramas sintéticos obtenidos. Fuente Propia

VALIDACIÓN DEL ANÁLISIS NO LINEAL EN LOS MUROS

Con el propósito de verificar que la técnica de análisis no lineal representa adecuadamente el comportamiento de los muros de concreto reforzado, se llevó a cabo una comparación del modelo numérico y los resultados experimentales obtenidos en ensayos cuasi-estáticos realizados por el Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Como referencia se utilizó el espécimen RW2, del cual se tomaron la distribución del refuerzo estructural y las propiedades mecánicas de los materiales.

Las curvas esfuerzo-deformación de los materiales se obtuvieron mediante el software XTRACT, a partir de los modelos constitutivos del concreto y del acero, los cuales constituyeron los insumos requeridos para la caracterización del modelo no lineal en SAP2000.

Se evaluaron dos metodologías de modelación para los muros: la primera consiste en utilizar el elemento Shell multi-layered, y la segunda corresponde a la aplicación conceptual de columna ancha.

En lo que respecta al elemento Shell multi-layered es un elemento tipo cascara de cuatro nodos que puede ser discretizado en capas, en el que a cada capa se le asigna una ley constitutiva no lineal del material que representa, en este caso se aplicaron tres tipos de capas: concreto confinado, concreto no confinado y acero de refuerzo.

Por su parte el método de columna ancha por fibras, consiste en que el muro sea representado mediante un elemento tipo barra con una rigidez efectiva en su centro y una articulación plástica de longitud finita en cada extremo, cuyas fibras reproducen la respuesta axial a partir de las relaciones constitutivas del concreto y el acero que componen el muro.

A continuación, se presenta la respuesta histerética del muro, en gris el ensayo experimental, en rojo el modelo de columna ancha y en azul el modelo multi-layered.

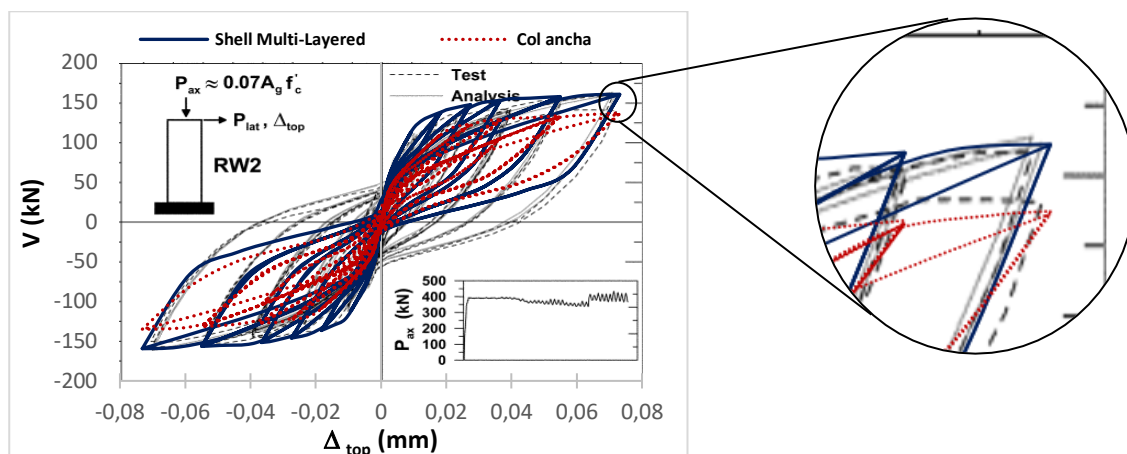


Figura 5 Respuesta cíclica modelo analítico vs experimental. Fuente Adaptada de Wallace et al. (2006)

La figura 5 presenta la comparación entre ambos modelos y los resultados experimentales de Wallace et al. (2006). El elemento Shell multi-layered reproduce con mayor precisión la respuesta cíclica del espécimen, capturando los valores pico de fuerza-desplazamiento y representando de forma más aproximada a la forma del lazo de histéresis. El modelo de columna ancha, en contraste, presenta discrepancias de hasta un 30% respecto al cortante registrado en el ensayo, con una reducción más pronunciada del área del lazo histerético. Con base en estos resultados, se adoptó el modelo Shell multi-layered en SAP2000 para el análisis no lineal de los muros de concreto reforzado, con lo cual los resultados de los análisis cronológicos no lineales se sustentan en una representación numérica contrastada con datos experimentales.

ANÁLISIS NO LINEALES DE LA EDIFICACIÓN

La caracterización del comportamiento inelástico estructural se realizó bajo dos metodologías numéricas: el análisis estático no lineal de plastificación progresiva (Pushover) y el análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo (Time-History) utilizando los acelerogramas representativos previamente seleccionados.

Para capturar la degradación de las propiedades mecánicas del daño de los elementos se asignaron rótulas en los extremos de los elementos tipo frame (vigas y columnas), mientras que con los elementos estructurales tipo shell (muros de cortante), se aplicó un modelo de plasticidad distribuida por capas.

Como condición previa a las solicitaciones laterales, se consideró el 100% de la carga muerta combinada con el 25% de la carga viva, configurando el escenario

gravitacional prescrito por la normativa ASCE 41-17.

Los análisis no lineales estáticos de plastificación progresiva indican que el punto de desempeño de la edificación se sitúa en el inicio del rango inelástico, lo que sugiere una respuesta estructural próxima al límite elástico bajo las demandas espectrales consideradas. En la figura 6 se presentan las curvas de capacidad de la edificación de 8 niveles en sus dos direcciones principales.

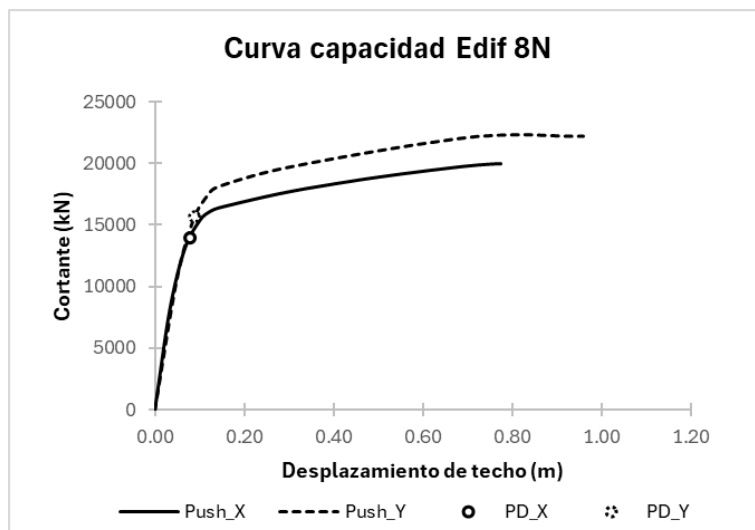


Figura 6 Pushover. Fuente propia

En la figura 7 se realiza una comparación entre el nivel de cortante y desplazamiento de techo de los ACNL y el punto de desempeño obtenido del análisis de plastificación progresiva, esta comparación se plantea como punto de referencia, reconociendo que ambos procedimientos difieren en sus fundamentos metodológicos y en la forma en que caracterizan la demanda sísmica.

Estos resultados presentan demandas de desplazamiento de techo y derivas de entrepiso superiores a las estimadas por el enfoque estático. Es razonable que ante eventos de alta intensidad los análisis cronológicos produzcan demandas de desplazamiento superiores al punto de desempeño, dado que incorporan el contenido frecuencial real del registro sísmico y el mecanismo de plastificación que se genera en la estructura. Esta comparación evidencia que ante eventos de alta intensidad la estructura incursiona en el rango inelástico más allá de lo estimado por el enfoque estático.

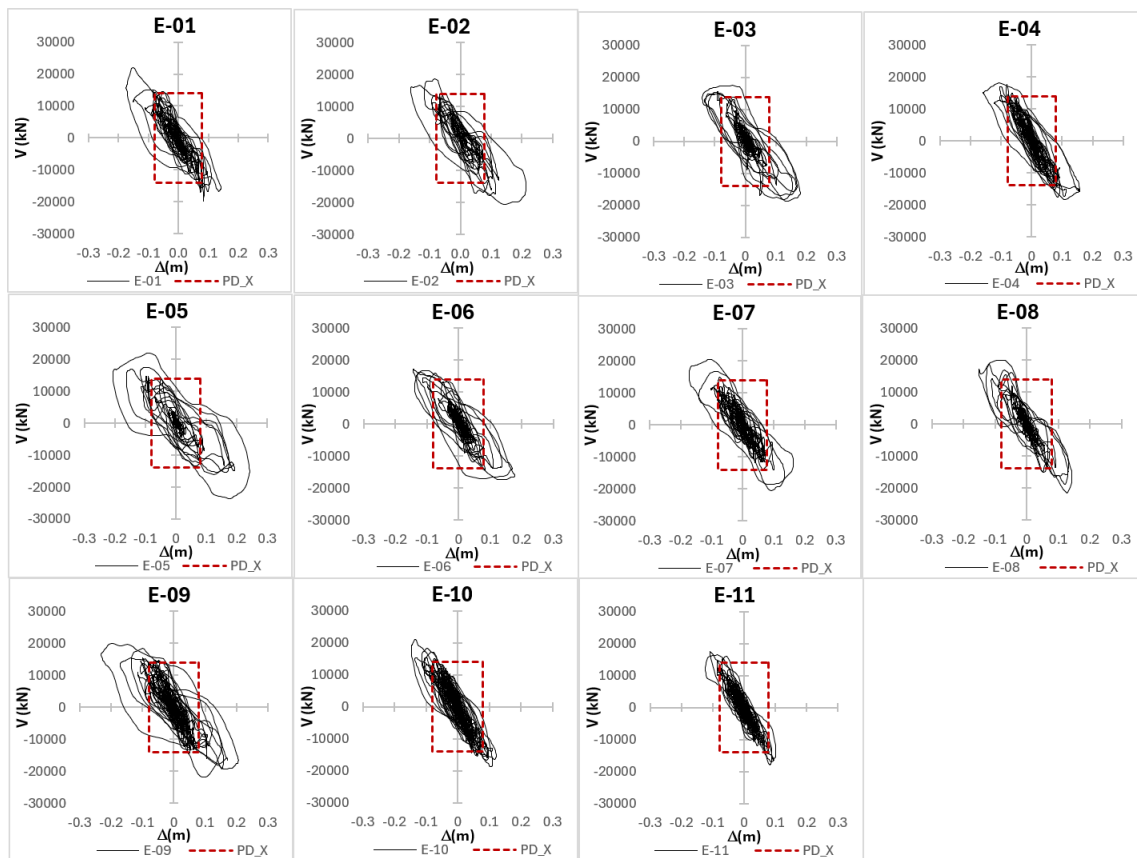
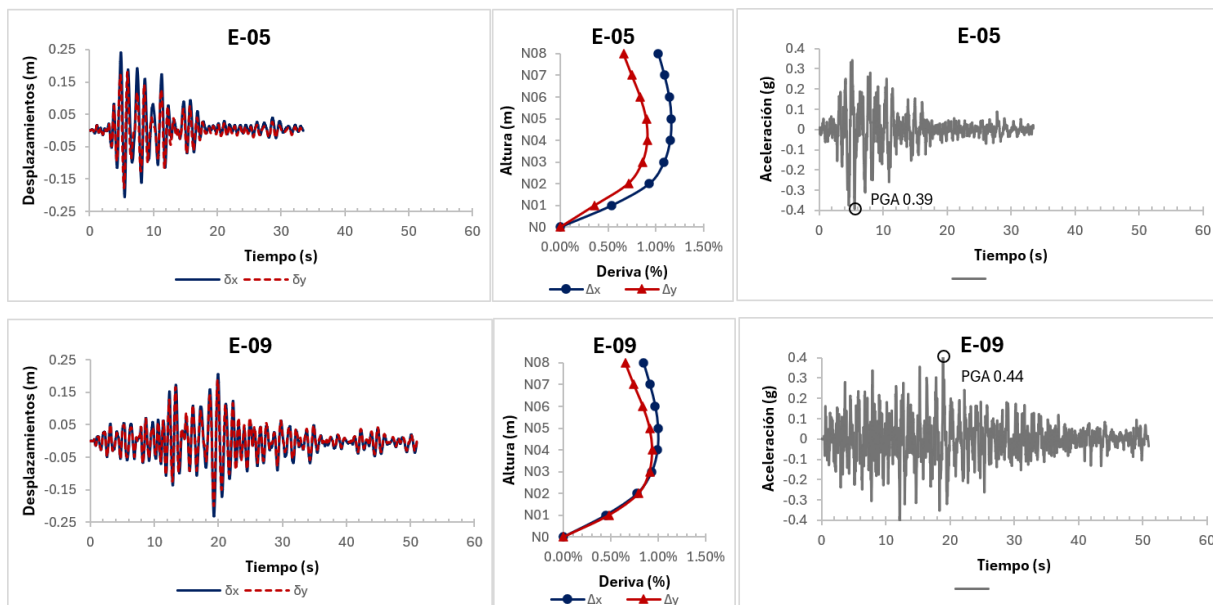


Figura 7 Ciclos de histéresis. Fuente propia



Organiza:

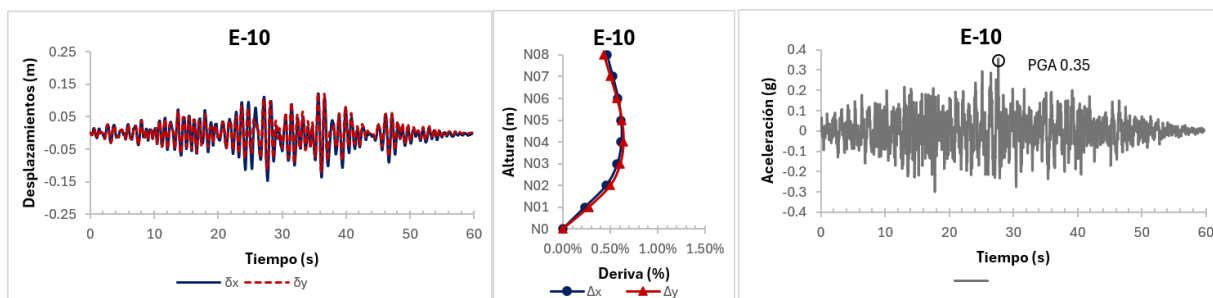


Figura 8 Desplazamiento y derivas máximas. Fuente propia

Los resultados presentados en la figura 8 indican que los eventos E05, E09 y E10 produjeron las mayores demandas de desplazamiento de techo y derivas de entrepiso en el arquetipo de ocho niveles. Este comportamiento evidencia que la aceleración pico del terreno (PGA) no constituye por sí sola un indicador suficiente para anticipar la magnitud de la respuesta estructural, dado que eventos con menor PGA pueden generar demandas de deformación superiores a las de registros de mayor amplitud. La explicación reside en la interacción entre el contenido frecuencial de los acelerogramas, y el mecanismo de plastificación que se genera en la estructura.

ANÁLISIS DEL DAÑO EN EL SISTEMA ESTRUCTURAL

La cuantificación del daño sísmico en los componentes estructurales representa un requisito fundamental dentro del enfoque de la evaluación del desempeño, en tanto que permite establecer una relación explícita entre la respuesta no lineal de los elementos y los estados límite definidos para cada nivel de daño.

Con este propósito, el presente estudio adopta la formulación propuesta por Jiang et al. (2011) para elementos tipo barra en sistemas aporticados (ver Ecuación 1), la cual corresponde a una modificación del modelo original de Park y Ang (1985) que mejora su estabilidad numérica en las condiciones de frontera. Esta formulación se aplicó exclusivamente para la evaluación del daño sísmico en vigas y columnas.

El índice de daño integra dos componentes: la deformación máxima alcanzada y la energía histerética acumulada durante la historia de carga cíclica, ponderadas mediante el parámetro β , cuyo valor depende de la relación de aspecto del elemento, la relación de carga axial y el nivel de confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal. Estos índices se clasifican según una escala de estados de daño predefinida, lo que permite identificar el nivel de deterioro de cada elemento frente a los eventos sísmicos considerados en el análisis.

$$Ds = (1 - \beta) \frac{\delta_m - \delta_c}{\delta_u - \delta_c} + \beta \frac{\int dE}{f_y(\delta_u - \delta_y)} \quad (1)$$

Donde:

D_s : Estado de daño alcanzado.

δ_u : Deformación última que resiste el elemento bajo la demanda sísmica.

δ_m : Deformación máxima que experimenta el elemento bajo la demanda sísmica.

δ_c : Deformación de agrietamiento.

δ_y : Deformación de fluencia.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero

β : Parámetro de degradación por carga cíclica cuantifica qué tan rápido se destruye el elemento estructural debido a la fatiga de bajo número de ciclos depende del detallamiento sismorresistente del elemento.

$\int dE$ Es la cantidad total de energía acumulada que el elemento disipa a través de daño físico e histéresis a lo largo de toda la historia del sismo.

La aplicación directa de esta formulación a muros estructurales no es procedente, dado que, estos elementos responden como elementos en voladizo y concentran sus incursiones inelásticas en la base, implicando mecanismos de deformación y disipación de energía distintos a los de vigas y columnas.

Con base en esta diferencia de comportamiento, Zhou et al. (2019) adaptaron el índice de daño acumulativo de Jiang et al. (2011) para muros de concreto reforzado, reformulando el parámetro β en función de variables propias de este tipo de elemento, conforme a la expresión indicada en la Ecuación 2. En esencia, la estructura del índice de daño es la misma para todos los elementos estructurales; la diferencia entre formulaciones reside exclusivamente en la definición del parámetro β , ajustado en cada caso a las variables que controlan el comportamiento de acuerdo con la caracterización mecánica y geométrica del elemento analizado.

$$\beta = \left(0.0854 \frac{L}{d} + 15.2916 n_0^{4.641} + 0.0031 \right) 0.6658^{\rho_v} \quad (2)$$

En cuanto a la distribución del daño sísmico como se evidencia en la figura 9, evidencian un comportamiento coherente con la filosofía de diseño adoptada. Los muros, como elementos de mayor rigidez, concentran la disipación de energía y actúan como protección de las columnas, reflejándose en índices de daño que alcanzan el estado de prevención de colapso para los eventos de mayor intensidad, mientras que las columnas permanecen en ocupación inmediata. Las vigas de pisos intermedios son los primeros elementos en plastificar, validando el mecanismo de viga débil–columna fuerte, y el daño en columnas y muros se concentra en la base de la estructura.

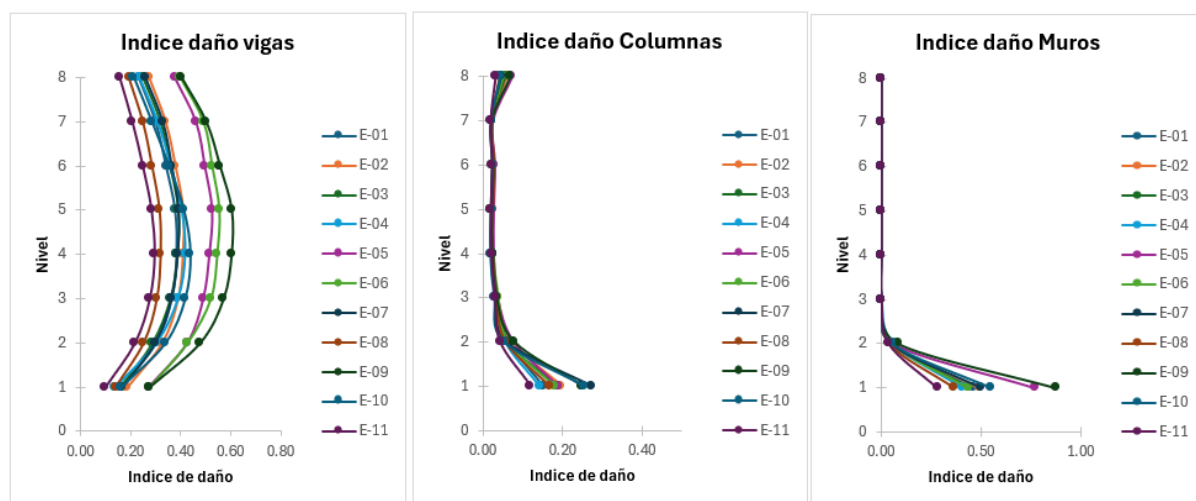


Figura 9 Índices de daño local. Fuente propia

Los resultados presentados en la figura 6 indican que los eventos sísmicos que producen los mayores índices de daño coinciden con aquellos que generaron los desplazamientos de techo más elevados, identificados en la figura 5 como los eventos E05, E09 y E10. Esta correspondencia confirma que el nivel de daño en la estructura está directamente correlacionado con la demanda de desplazamiento, lo cual es coherente con la formulación del índice adoptado, en el que la deformación máxima constituye una de las variables de entrada determinantes.

Por otra parte, el índice de daño global obtenido de la ecuación 3 cuantifica el deterioro acumulado de la estructura considerada como sistema, y se obtiene mediante la ponderación de los índices de daño local de cada elemento conforme al procedimiento propuesto por Su et al. (2019). La metodología asigna pesos diferenciados a partir de dos criterios: el tipo de elemento, otorgando mayor relevancia a las columnas respecto a las vigas mediante el coeficiente λ , y la posición vertical del elemento en la estructura, ponderando con mayor importancia los niveles inferiores a través del coeficiente ξ , en reconocimiento de su mayor incidencia sobre la estabilidad global del sistema.

$$D_{total} = \frac{\lambda_h * \sum_{j=1}^N \xi_j D_j^b + \lambda_v * \sum_{j=1}^N \xi_j D_j^c + \lambda_v \sum_{j=1}^N \xi_j D_j^M}{\lambda_h + \lambda_v + \lambda_v} \quad (3)$$

Donde:

λ_h : Coeficientes de importancia 0.5 elementos horizontales

λ_v : Coeficientes de importancia 1.25 elementos verticales (muros y vigas)

ξ_j : Coeficientes de ponderación por piso

D_j^b : Índice de daño por piso vigas

D_j^c : Índice de daño por piso columnas

D_j^m : Índice de daño por piso muros

A partir de la aplicación de este procedimiento a los once eventos sísmicos analizados, los índices de daño global obtenidos abarcan un rango de estados comprendido entre daño leve y daño severo, en correspondencia con la intensidad de cada evento. Esta variación en los resultados refleja la influencia del contenido frecuencial de los registros sobre la respuesta estructural, dado que los eventos que produjeron mayores demandas de desplazamiento son, a su vez, los que generaron los índices de daño global más elevados.

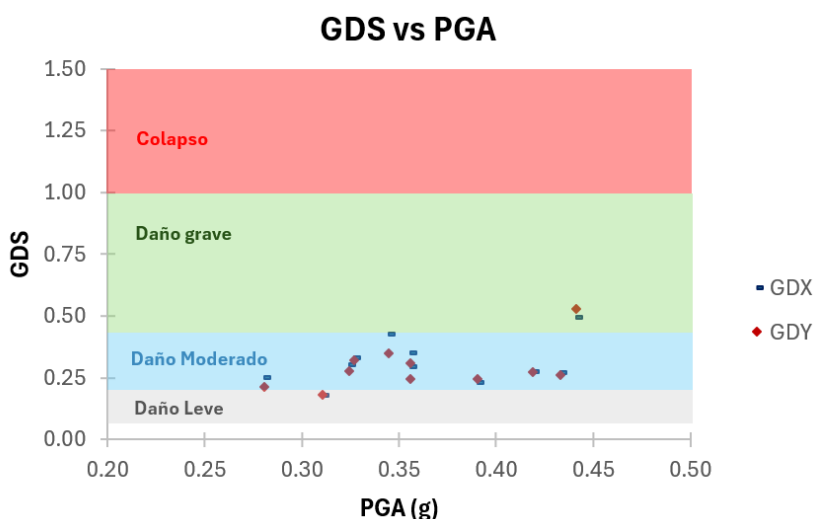


Figura 10 Índices de daño global vs PGA. Fuente propia

ANÁLISIS PROBABILIDADES DE COLAPSO

En el marco de la evaluación del desempeño sísmico, los parámetros de demanda de ingeniería (EDP, por sus siglas en inglés) pueden transformarse en medidas de probabilidad de daño o colapso, y constituyen indicadores de utilidad directa para la toma de decisiones.

En el presente estudio, el índice de daño global se emplea como EDP para estimar la probabilidad de exceder cada estado límite de daño. Para ello, se asume que la probabilidad de alcanzar un nivel de daño específico es equivalente a la probabilidad de ocurrencia del evento sísmico que lo induce, lo que vincula directamente cada estado de daño con la tasa anual de excedencia del nivel de demanda correspondiente. Bajo este supuesto, la ocurrencia de sismos y los niveles de daño asociados se modelan como un proceso estocástico de tiempo continuo mediante un modelo de Poisson, el cual permite estimar la probabilidad de exceder cierto estado de daño para un periodo de exposición. Como se muestra en la ecuación 4

$$P(D_{g,x} > X) = 1 - e^{-\lambda t} \quad (4)$$

$P(D_{g,x} > X)$: es la probabilidad de excedencia del índice de daño global

λ : es la tasa de excedencia del índice de daño X ,

t : es el tiempo de exposición

La Tabla 1 presenta las probabilidades de exceder cada estado de daño en función del periodo de exposición considerado. Los resultados indican que, para periodos de exposición de 25, 50 y 100 años, la probabilidad de colapso ante los eventos sísmicos de mayor intensidad asociados a la amenaza local de Bogotá es nula. Para el estado de daño leve, las probabilidades de excedencia se encuentran en el rango entre 1% y 4%, en función del periodo de exposición analizado. En términos globales, estos resultados confirman que la edificación satisface el objetivo de seguridad de vida establecido por la NSR-10 para el conjunto de eventos sísmicos considerados en el análisis.

Estado de daño	Rango de Ds	Periodo de exposición		
		25	50	100
Daño leve	0.1	1.21%	2.40%	4.74%
Daño medio	0.25	0.97%	1.93%	3.82%
Daño severo	0.4	0.25%	0.50%	0.99%
Colapso	1	0.00%	0.00%	0.00%

Tabla 1 Índices de daño global vs PGA. Fuente propia

Conclusiones

Se concluye que el elemento Shell multi-layered que usa el modelo de plasticidad distribuida por capas reproduce con mayor fidelidad la respuesta cíclica de los muros en comparación con el método de columna ancha el cual presenta discrepancias de hasta un 30% respecto la validación realizada con el ensayo experimental.

Los análisis no lineales estáticos de plastificación progresiva indican que el punto de desempeño de la estructura en estudio se sitúa en el inicio del rango inelástico, lo que refleja una respuesta estructural próxima al límite elástico bajo las demandas espectrales de diseño. Sin embargo, los análisis cronológicos no lineales presentan demandas de desplazamiento de techo y derivas de entrepiso superiores a las estimadas por el enfoque estático.

Los eventos E05, E09 y E10 generaron las mayores demandas de deformación, sin que estos correspondan necesariamente a los registros de mayor aceleración pico (PGA), esto evidencia que la respuesta estructural está condicionada por la interacción entre el contenido frecuencial de los acelerogramas, y el mecanismo de plastificación que se genera en la estructura.

La distribución del daño sísmico obtenida es consistente con la jerarquía de resistencia prevista en el diseño. Los muros estructurales, al ser los elementos de mayor rigidez lateral, concentran las demandas de ductilidad en su base y alcanzan estados de daño correspondientes a prevención de colapso, lo que limita las demandas sobre el sistema de pórticos. En consecuencia, las columnas registran índices de daño dentro del estado de ocupación inmediata en todos los eventos analizados. Las vigas presentan un comportamiento variable según la intensidad del sismo: para los eventos más demandantes alcanzan el estado de prevención de colapso, mientras que para los restantes se ubican en el estado de seguridad de vida. Este patrón confirma la operatividad del mecanismo de viga débil–columna fuerte establecido en los criterios de diseño en Ductilidad Moderada.

La restricción del periodo fundamental menor al valor admisible $C_u \cdot T_a$, es un criterio que limita la flexibilidad de la estructura. Esto indirectamente reduce las derivas de entrepiso, haciendo que para zonas de riesgo sísmico intermedio el diseño de los elementos estructurales este regido más por control de rigidez que por demanda.

La estimación probabilística del desempeño, desarrollada mediante un modelo de Poisson de tiempo continuo a partir del índice de daño global como parámetro de demanda de ingeniería, indica que la probabilidad de colapso es nula para periodos de exposición de 25, 50 y 100 años ante los eventos sísmicos de mayor intensidad asociados a la amenaza local de Bogotá para el edificio en estudio. Este resultado es consistente con el objetivo de seguridad de vida definido por la NSR-10.

Referencias

- [1] AIS. (2010). Reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10).
- [2] Acevedo Moreno, Y. F. (2023). Desempeño de edificaciones en pórticos de concreto reforzado con base en su respuesta dinámica no lineal, ante acelerogramas sintéticos representativos de la amenaza sísmica. Universidad Nacional de Colombia.
- [3] Wallace, J. W., Massone, L. M., & Orakcal, K. (2006). Analytical Modeling of Reinforced Concrete Walls for Predicting Flexural and Coupled-Shear-Flexural Responses Kutay Orakcal.
- [4] Park, Y., & Ang, A. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*. 111(4), Pp. 722-739.
- [5] Jiang, H. J., Chen, L. Z., & Chen, Q. (2011). Seismic damage assessment and performance levels of reinforced concrete members. *Procedia Engineering*, 14, 939–945. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.118>
- [6] Su, J., Liu, B., Xing, G., Ma, Y., & Huang, J. (2019). Seismic damage and collapse assessment of reinforced concrete frame structures using a component-classification weighted algorithm. *Mathematical Problems in Engineering*, 2019. <https://doi.org/10.1155/2019/6438450>
- [7] Zhou, Z., Qian, J., & Huang, W. (2019). Application of Modified Park-Ang Damage Model to RC Shear Wall. *Chinese Quarterly of Mechanics*, 40(1), 97–105. <https://doi.org/10.15959/j.cnki.0254-0053.2019.01.011>