

8

Diseño Sísmico Basado En Desempeño - Vivienda Unifamiliar

*Performance-based Seismic Design - Single-
Family Residence*

Autores

Gilbert Adrián Añazco Campoverde

Ing. Civil, Universidad Técnica de Machala, Ecuador

ganazco@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-9071-1601>

Paúl André Añazco Campoverde

Ing. Civil, Universidad Técnica de Machala, Ecuador

panazco@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0001-8981-3769>

8

Diseño Sísmico Basado En Desempeño - Vivienda Unifamiliar

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación, se realizó el diseño basado en desempeño de una vivienda unifamiliar en hormigón armado de 7 m x 15 m y tres pisos de altura (3,20 m/piso) a través de un análisis no lineal estático (pushover) en ambas direcciones X,Y, sobre suelo tipo "D" ubicada en la ciudad de Machala, Ecuador. Con este análisis se obtuvo la curva de capacidad, se calculó la ductilidad, la sobrerresistencia y el factor de reducción de respuesta "R". Además, se determinó la estabilidad global de la estructura utilizando el punto de desempeño y los espectros de respuesta elásticos ($R=1$) para el nivel de sismo frecuente (72 años), sismo ocasional (225 años), sismo raro (475 años) y sismo muy raro (2500 años) creados a partir de las curvas de peligro sísmico extraídas de la norma NEC-2015 para la ciudad en estudio. También se analizó la estabilidad local de la estructura con la generación de rótulas plásticas en los "pasos" donde se alcanza el desplazamiento objetivo. Dentro de los resultados principales, para la estabilidad global de la estructura a nivel de sismo raro en la dirección X, la estructura asegura la protección de vida, se obtuvo una ductilidad máxima de 6,63, una sobrerresistencia de 3,24 y un factor R calculado de 8,3; mientras que en la dirección Y la estructura también asegura la protección de vida, se obtuvo una ductilidad máxima de 10,49, una sobrerresistencia de 3,30 y un factor R calculado de 13,1.

Keywords: Análisis no lineal estático, diseño sísmico basado en desempeño, pushover.

ABSTRACT

In this research work, a performance-based design of a single-family reinforced concrete house measuring 7 m x 15 m with three stories (3,20 m/floor) was carried out through a nonlinear static analysis (pushover) in both X and Y directions, on type "D" soil located in the city of Machala, Ecuador. This analysis yielded the capacity curve, calculated the ductility, overstrength, and response reduction factor "R." Additionally, the global stability of the structure was determined using the performance point and elastic response spectra ($R=1$) for the frequent earthquake level (72 years), occasional earthquake level (225 years), rare earthquake level (475 years), and very rare earthquake level (2500 years), created from the seismic hazard curves extracted from the NEC-2015 standard for the city under study. The local stability of the structure was also analyzed with the formation of plastic hinges at the "steps" where the target displacement is reached. Among the main results, for the global stability of the structure at the rare earthquake level in the X direction, the structure ensures life safety, with a maximum ductility of 6,63, an overstrength of 3,24, and a calculated R factor of 8,3. In the Y direction, the structure also ensures life safety, with a maximum ductility of 10,49, an overstrength of 3,30, and a calculated R factor of 13,1.

Keywords: Nonlinear static analysis, performance-based seismic design, pushover

1. INTRODUCCIÓN

El diseño sismorresistente tradicional tiene como objetivo principal evitar el colapso de las construcciones, sin embargo, se ha observado que los daños provocados por grandes terremotos, así como las pérdidas económicas y los costos de reparación han sido excesivos e inesperadamente elevados. Esta situación ha generado una demanda de la sociedad para incorporar objetivos adicionales al diseño sismorresistente. Es así que en 1995 se presentó el documento Visión 2000 [1] el cual propone formalmente el uso del diseño basado en desempeño (DBD) y se define como una metodología donde los criterios de diseño estructural se expresan en función de alcanzar un grupo de objetivos.

Visión 2000 [1] considera cuatro niveles de amenaza sísmica: Sismo Frecuente con un $T_r=72$ años, Sismo Ocasional con $T_r=225$ años, Sismo Raro con $T_r=475$ años, Sismo Muy Raro con $T_r=2500$ años, además, define cuatro objetivos de desempeño, los que se corresponden con distintos niveles de daño en la construcción. Estos objetivos se definen de forma cualitativa como:

- **Totalmente Operativo (TO):** La construcción se mantiene en servicio continuo. Daño despreciable en elementos estructurales y no-estructurales. Respuesta prácticamente elástica. Deformación remanente despreciable.
- **Operativo (O):** Daño ligero. La mayoría de las actividades y servicios pueden reanudarse luego del terremoto. Fisuración o fluencia menor en algunos elementos estructurales. Deformación remanente despreciable.
- **Seguridad de Vida (SV):** Daño moderado. La estructura permanece estable, pero con reducción en la resistencia y rigidez. Deformaciones remanentes. El edificio puede quedar fuera de servicio y ser evacuado. La reparación es posible, pero el costo puede ser elevado.
- **Prevención de Colapso (PC):** Daño severo, pero se evita el colapso. Los elementos no-estructurales pueden caer o fallar. Deformaciones remanentes apreciables.

Los niveles de amenaza sísmica, caracterizados en forma probabilística, se correlacionan mediante una matriz con el daño estructural y el desempeño. La Figura 1 muestra la matriz considerando tres tipos de construcciones básicas, según su importancia o destino.

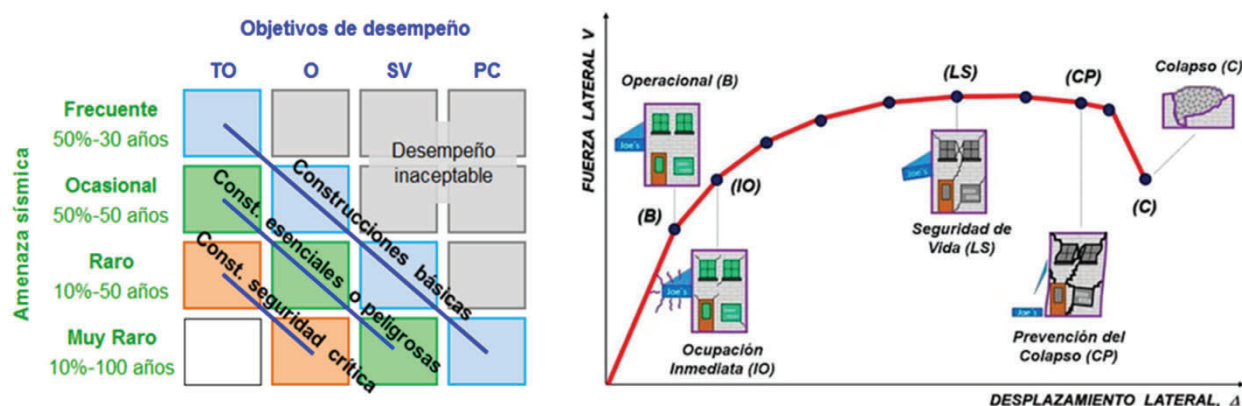


Fig. 1- Relación entre niveles de amenaza sísmica y objetivos de desempeño estructural. Fuente: [1]

Resulta conveniente relacionar el daño con indicadores vinculados al estado de deformación de la estructura, tales como desplazamientos o deformaciones específicas. Algunas propuestas de diseño por desempeño consideran como parámetro principal la distorsión de piso. Así, por ejemplo, en la Tabla 1 se presenta la relación entre niveles de desempeño y distorsión de piso propuestos por Biddah y Heidebrecht [2].

Tabla 1- Relación entre niveles de desempeño y distorsión de piso. Fuente: [2]

Nivel de desempeño	Distorsión de piso
Totalmente operativo	< 0,2%
Operativo	0,2% a 0,5%
Seguridad de vidas	0,5% a 1,5%
Prevención del colapso	1,5% a 2,5%

La ingeniería sísmica ha experimentado un cambio paradigmático en las últimas décadas, impulsado por lecciones aprendidas de terremotos devastadores y avances en el entendimiento del comportamiento no lineal de las estructuras [3]. Tradicionalmente, los códigos de construcción han adoptado enfoques prescriptivos, centrados en cumplir requisitos mínimos de resistencia mediante fórmulas simplificadas y factores de seguridad genéricos. Estos métodos, aunque útiles para estandarizar procesos, carecen de flexibilidad para adaptarse a las particularidades de cada proyecto y suelen subestimar la complejidad del comportamiento estructural bajo cargas extremas [4]. Por ejemplo, en viviendas unifamiliares, donde la geometría, materiales y condiciones del suelo varían ampliamente, un código rígido puede conducir a diseños sobredimensionados o, peor aún, insuficientemente resilientes.

El DBD, en contraste, surge como una filosofía holística que prioriza resultados específicos y cuantificables. Su objetivo no es solo evitar el colapso, sino garantizar que la estructura cumpla con niveles predefinidos de funcionalidad, seguridad y reparabilidad ante distintos escenarios sísmicos [5]. Este enfoque se alinea con la demanda creciente de construcciones sostenibles y adaptadas a riesgos locales. En el contexto de viviendas unifamiliares, el DBD permite a arquitectos e ingenieros tomar decisiones informadas, equilibrando costos, eficiencia y resiliencia, junto con la utilización de materiales tradicionales como el hormigón armado, el acero estructural o sistemas prefabricados [6].

El análisis pushover es una herramienta central en el DBD por su capacidad para evaluar el comportamiento estructural bajo cargas laterales incrementales en el rango plástico. A diferencia de los métodos lineales, que asumen un comportamiento elástico perfecto, el pushover revela cómo y dónde se forman rótulas plásticas, cómo se redistribuyen las cargas tras la fluencia y cuál es la capacidad máxima de deformación de la estructura [7]. La combinación del DBD con el análisis pushover adquiere un rol crítico en estructuras de hormigón armado, material que, aunque versátil y duradero, presenta desafíos únicos debido a su comportamiento frágil en tracción y su sensibilidad a fallas por cortante o falta de ductilidad. En viviendas unifamiliares, donde el uso de hormigón es común en cimentaciones, muros de cortante o marcos especiales, esta metodología permite superar limitaciones de los procesos normativos, garantizando un equilibrio entre seguridad, economía y desempeño sísmico [8].

El DBD en estructuras de hormigón armado abre múltiples líneas futuras de investigación que buscan optimizar su aplicación en ingeniería sísmica y resiliencia. Entre estas destacan la integración de materiales avanzados como hormigones de ultra-alto desempeño (UHPC) y refuerzos con compuestos (FRP), el desarrollo de sistemas híbridos con disipadores de energía o aislamiento basal, y la adaptación a multi-amenazas como sismos, incendios y efectos del cambio climático; además, se exploran métodos de inteligencia artificial para optimización automatizada y *digital twins* que permitan monitoreo en tiempo real [9].

Otras áreas clave incluyen la rehabilitación de estructuras existentes mediante DBD, la aplicación en contextos de bajos recursos con materiales locales y reciclados, y la actualización de normativas para sistemas innovadores [10]. Así mismo, en Chile se investiga el comportamiento sísmico de los muros estructurales de hormigón armado que son un sistema predominante en dicho país, especialmente en edificios de mediana y gran altura, debido a su alta rigidez, capacidad de disipación de energía y eficiencia en zonas sísmicas. Chile, ubicado en una de las regiones más sísmicas del mundo, ha desarrollado normativas y prácticas constructivas avanzadas que han sido puestas a prueba en terremotos recientes, como el de 2010 (8,8 Mw) [11]. El DBD se ha convertido en una herramienta clave para optimizar el comportamiento de estos muros, garantizando no solo la seguridad de los ocupantes, sino también la funcionalidad y reparabilidad de las estructuras tras eventos extremos.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

En el presente trabajo de investigación, se utilizó el software SAP2000 para realizar el DBD de una vivienda unifamiliar en hormigón armado de 7 m x 15 m y tres pisos de altura (3,20 m/piso) a través de un análisis no lineal estático (pushover) en ambas direcciones X, Y, sobre suelo tipo "D" ubicada en la ciudad de Machala, Ecuador. Esta fase previa del DBD se llevó a cabo en base a lo solicitado por el cliente en posesión de dicho terreno manifestando la necesidad de construir su propia vivienda. La resistencia a la compresión del hormigón se especificó en 210 Kg/cm², mientras que el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal y transversal se definió en 4200 Kg/cm². Como se muestra en la Fig. 2, se utilizaron columnas de 50 cm x 50 cm colocadas de forma perimetral con una distribución de 16 Φ 16 mm para acero longitudinal y estribos Φ 12 mm espaciados cada 9,5 cm a lo largo de toda la altura del elemento. Se tienen 2 tipos de vigas principales, la primera con una longitud de 7 m en sentido X de 30 cm x 40 cm con acero superior 5 Φ 16 mm y acero inferior 3 Φ 16 mm, estribos Φ 10 mm cada 8,5 cm en una distancia 2h=80 cm; la segunda con una longitud de 2,5 m en sentido Y de 30 cm x 40 cm con acero superior 2 Φ 16 mm y acero inferior 2 Φ 16 mm, estribos Φ 10 mm cada 8,5 cm en una distancia 2h=80 cm.

Dado que la geometría de la vivienda en estudio no presenta columnas centrales y, para no considerar paños de losa muy grandes en la dirección X, se decidió colocar vigas secundarias en la dirección Y ubicadas justo en la mitad, de longitud 2,5 m y sección 30 cm x 40 cm; con esta consideración, se decide utilizar un sistema de losa nervada en dos direcciones.

Para obtener el diseño preliminar de los elementos, como carga muerta se consideró el peso propio de la losa nervada en dos direcciones + 8 bloques en 320 Kg/m^2 , enlucido y masillado en 80 Kg/m^2 , cerámica de piso en 40 Kg/m^2 , mampostería en 200 Kg/m^2 , arrojando un total de Carga Muerta de 640 Kg/m^2 , mientras que, para la Carga Viva, como se le dará un uso residencial, se adoptó 200 Kg/m^2 . La estructura posee un período fundamental de $0,60\text{ s}$, una aceleración espectral elástica de $0,864\text{ g}$, factor de importancia igual a 1, coeficientes de irregularidad en planta y elevación iguales a 1. Por tratarse del diseño preliminar, y por ser un pórtico resistente a momento, se adoptó un $R=8$ en ambas direcciones X, Y (valor que será corroborado al finalizar el análisis no lineal estático), lo que arroja un coeficiente sísmico $C_s=0,1080$; se utilizó un peso sísmico de 370 Ton ($100\%\text{ CM} + 25\%\text{ CV}$) y se calculó un corte basal de diseño de 40 Ton .

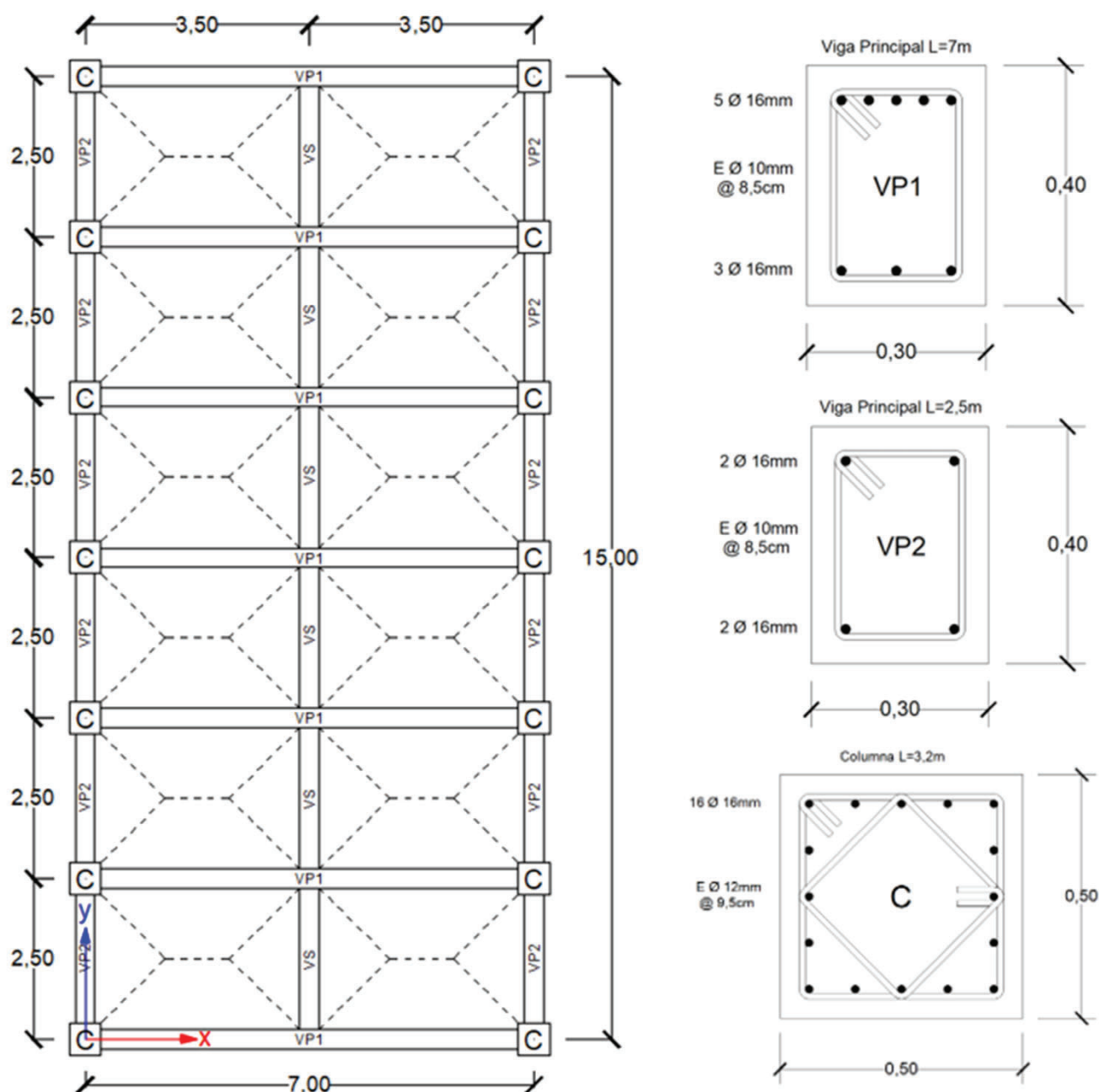


Fig. 2- Vista en planta de la vivienda y detalle de las secciones transversales de columnas y vigas principales

Para llevar a cabo el análisis no lineal estático, únicamente se modeló en el Software SAP2000 las columnas y los dos tipos de vigas principales. Las vigas secundarias fueron consideradas como cargas puntuales que actúan sobre las vigas principales. La carga muerta y viva que soporta la losa incluido su peso propio fue colocado directamente sobre las vigas que conforman el perímetro de cada paño considerando una distribución triangular y trapezoidal según corresponda, tal como se muestra en las Fig.s 2-3-4. Se asignó nudo fuerte a las conexiones entre elementos principales y se asignó diafragma rígido por piso. Se creó un patrón de carga lateral F_x, F_y en función del corte basal de diseño, siendo estas fuerzas $F_3 = 20,32 \text{ Ton}$, $F_2 = 13,27 \text{ Ton}$, $F_1 = 6,41 \text{ Ton}$. Se colocó el acero longitudinal y transversal en las vigas principales y columnas dentro del modelo de SAP2000, así como también se creó el caso de carga gravitacional no lineal CGNL (100% CM+25% CV). Se creó el caso de carga Pushover X y Pushover Y especificando que empezará luego de cargar gravitacionalmente la estructura. Se definió un nodo de techo el cual será monitorizado hasta un desplazamiento lateral correspondiente al 10% la altura de la estructura. Finalmente se asignaron las rótulas plásticas a los elementos principales procurando que estas queden en la cara de la conexión.

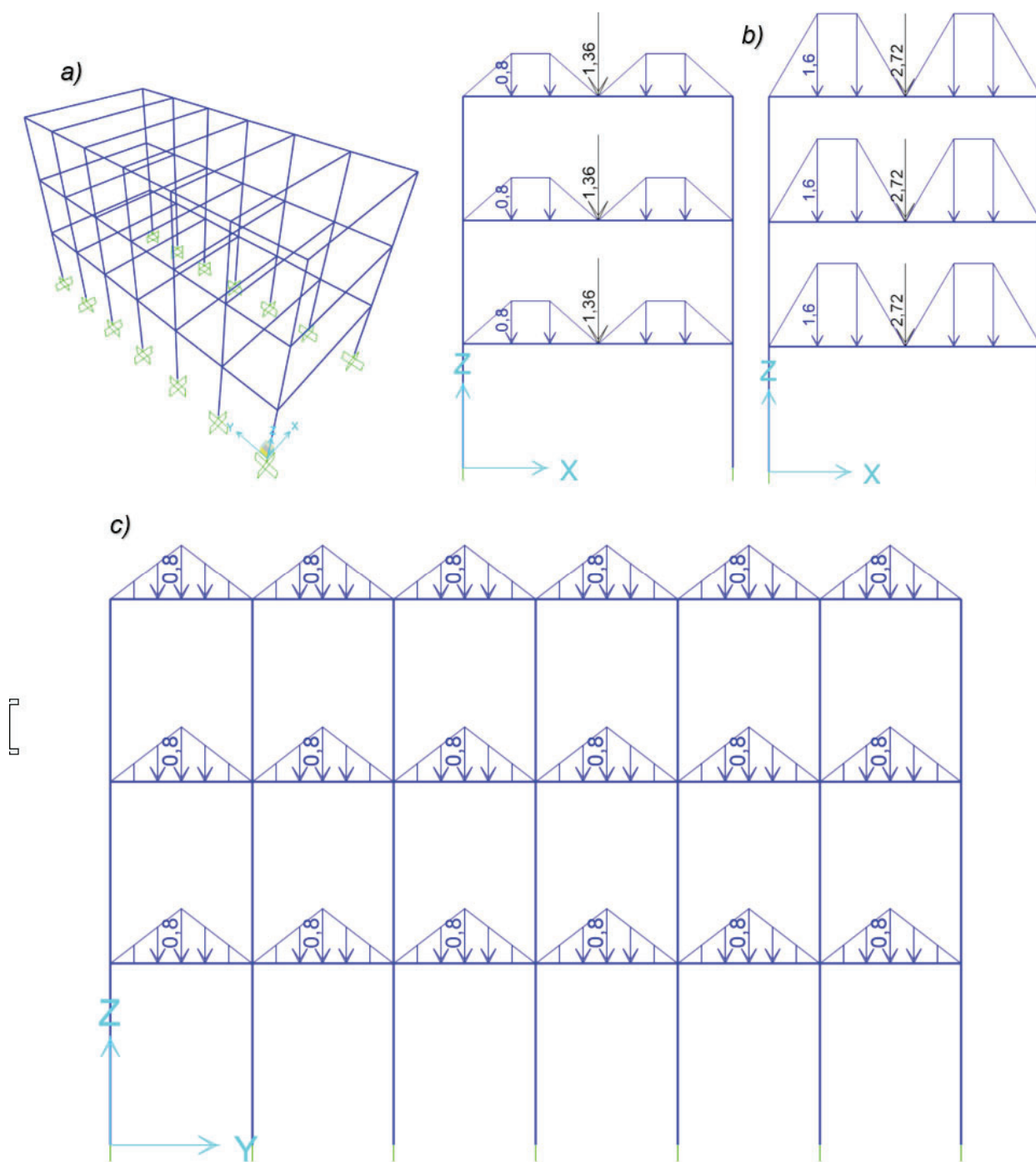


Fig. 3- a) Modelo 3D de la vivienda unifamiliar b) Vista frontal XZ de pórticos internos y externos junto con la distribución de carga muerta en toneladas sobre las vigas principales. c) Vista lateral YZ de pórticos externos junto con la distribución de carga muerta en toneladas sobre las vigas principales.

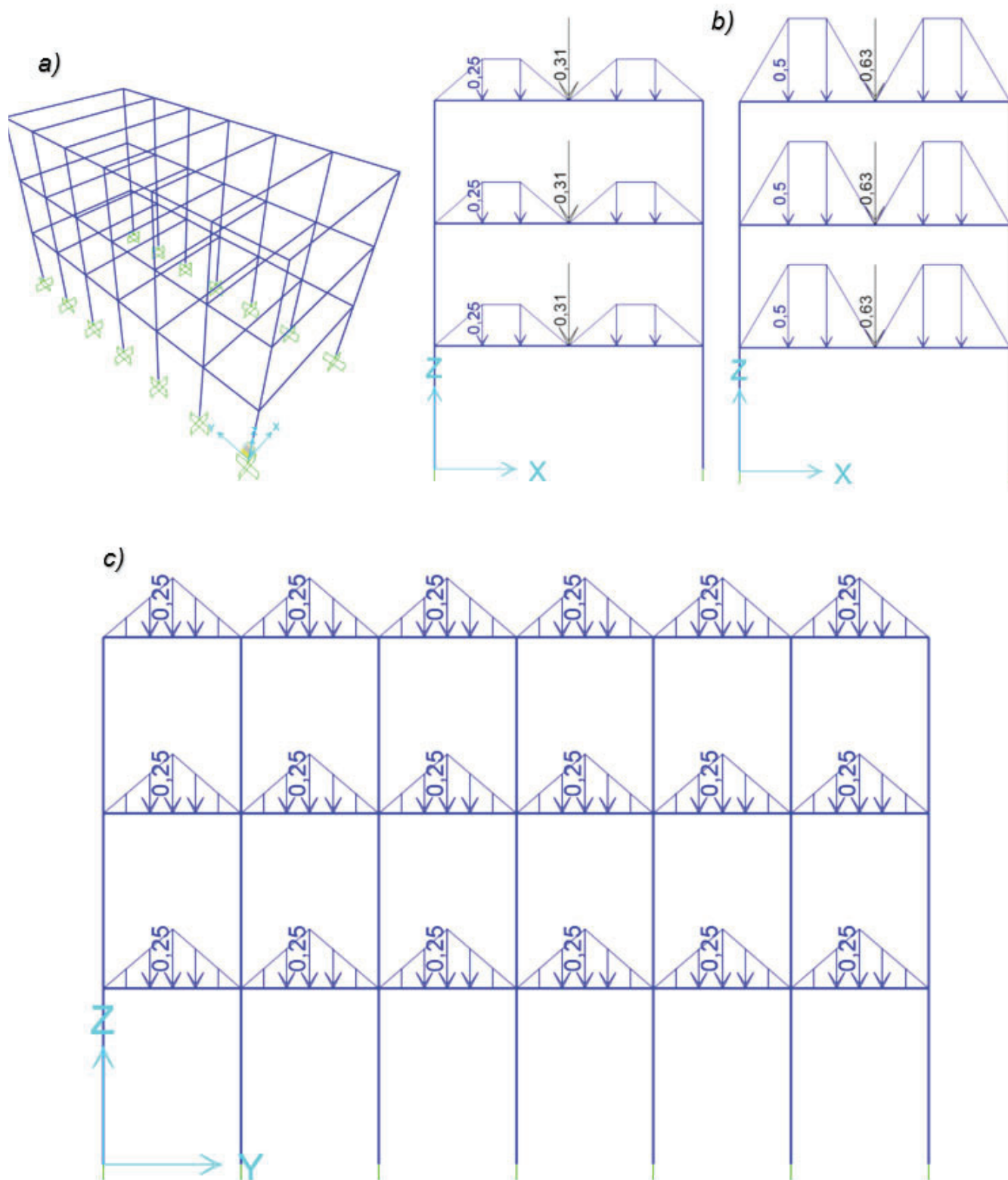


Fig. 4- a) Modelo 3D de la vivienda unifamiliar b) Vista frontal XZ de pórticos internos y externos junto con la distribución de carga viva en toneladas sobre las vigas principales. c) Vista lateral YZ de pórticos externos junto con la distribución de carga viva en toneladas sobre las vigas principales.

Con esta metodología se pretende obtener la curva de capacidad en ambas direcciones X, Y , la ductilidad, la sobrerresistencia y el factor de reducción de respuesta sísmica “R” de la estructura.

Además, empleando el método de bilinealización del ASCE 41 [12] se analizará la estabilidad global de la estructura utilizando el punto de desempeño y los espectros de respuesta elásticos ($R=1$) para el nivel de sismo frecuente (72 años, 50% de probabilidad de excedencia en 50 años), sismo ocasional (225 años, 20% de probabilidad de excedencia en 50 años), sismo raro (475 años, 10% de probabilidad de excedencia en 50 años) y sismo muy raro (2500 años, 2% de probabilidad de excedencia en 50 años) creados a partir de las curvas de peligro sísmico extraídas de la norma NEC-2015 [13] para la ciudad de Machala tal como se muestra en la Fig. 5.

También se analizará la estabilidad local de la estructura visualizando la generación de rótulas plásticas en los “pasos” donde se alcance el desplazamiento objetivo.

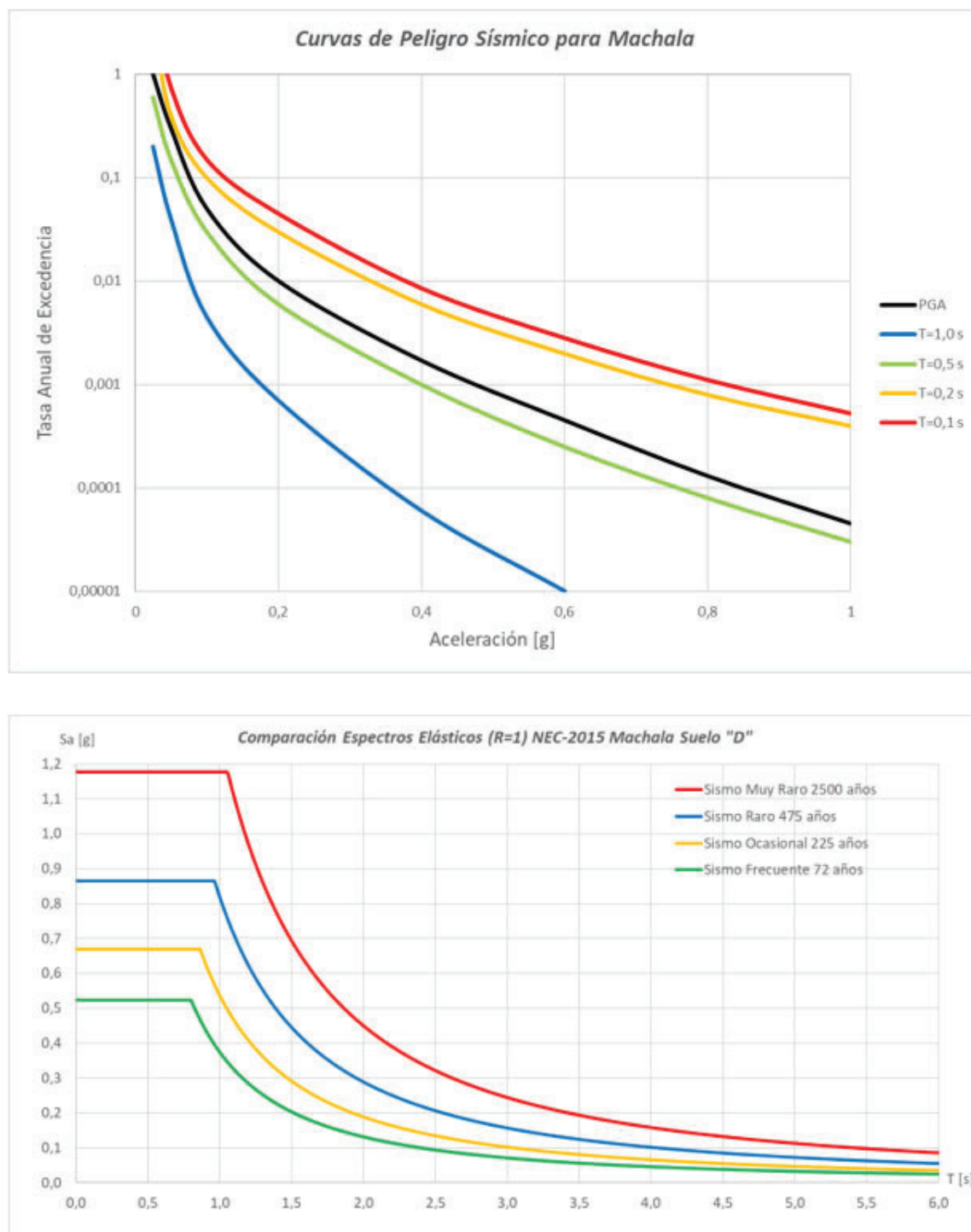


Fig. 5.- Curvas de peligro sísmico para Machala y espectros de demanda elástica ($R=1$) utilizados para los 4 niveles de amenaza. Fuente: [13]

En la Fig. 6 se presenta el criterio utilizado por Visión 2000 [1] para calcular y definir los límites de desempeño sísmico. El objetivo totalmente operativo (TO) se considera hasta no sobrepasar el desplazamiento de fluencia “ Δ_y ”, el objetivo operativo (O) se considera hasta no sobrepasar un 30% de la capacidad inelástica, el objetivo de protección de vida (SV) se considera hasta no sobrepasar un 60% de la capacidad inelástica, el objetivo de prevención de colapso (PC) se considera hasta no sobrepasar un 80% de la capacidad inelástica mientras que el Colapso (C) se considera cuando se sobrepasa el 80% de la capacidad inelástica. Para encontrar el punto máximo de capacidad de desplazamiento “ Δ_u ” en el software SAP2000, se debe incrementar el factor de escala de la amenaza sísmica que se esté analizando hasta que la pendiente de la recta bilineal se encuentre alrededor del 2% ($\text{Alfa} = 0,02$). Con este dato, para obtener la capacidad de desplazamiento inelástico “ Δ_p ” se debe de restar “ Δ_u ” menos “ Δ_y ”. La ductilidad máxima “ μ ” se la calcula como Δ_u/Δ_y , la sobrerresistencia “ Ω ” se la calcula como el corte máximo dividido para el corte de diseño, y el factor de reducción de respuesta “ R ” se lo calcula como $1,25 * \mu$. Finalmente, para considerar que el edificio sea habitable luego de ser sometido a la amenaza sísmica, la ductilidad que le queda de reserva debe ser mayor o igual al 50% de la ductilidad máxima, caso contrario, la estructura deberá ser reforzada.

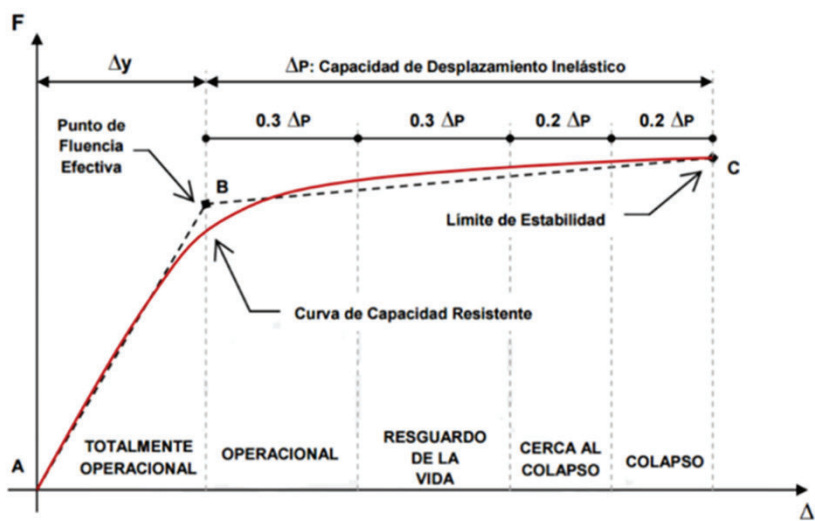


Fig. 6- Curva de capacidad idealizada y definición de los puntos de desempeño para los diferentes objetivos según la metodología de Visión 2000. Fuente: [1]

3. RESULTADOS

En las Fig.s 7-10 se presentan los resultados para la estabilidad global de la estructura utilizando el caso Pushover X considerando los cuatro niveles de amenaza sísmica y el desplazamiento objetivo.

Amenaza	Sismo Frecuente	
Fluencia [cm]	6,04	0,0
	6,04	138,9
Desempeño [cm]	10,94	0,0
	10,94	138,9
IO [cm]	17,80	0,0
	17,80	138,9
LS [cm]	29,57	0,0
	29,57	138,9
CP [cm]	37,41	0,0
	37,41	138,9
Colapso [cm]	45,25	0,0
	45,25	138,9
Ductilidad μ MAXIMA	7,49	
Ductilidad μ DEMANDA	1,81	
Ductilidad μ RESERVA	5,68	
Edificio Habitable		
V elastico [Ton]	320,0	
V maximo [Ton]	129,8	
V diseño [Ton]	40,0	
Sobrerresistencia Ω_o	3,24	
Factor de Reduccion R	9,4	

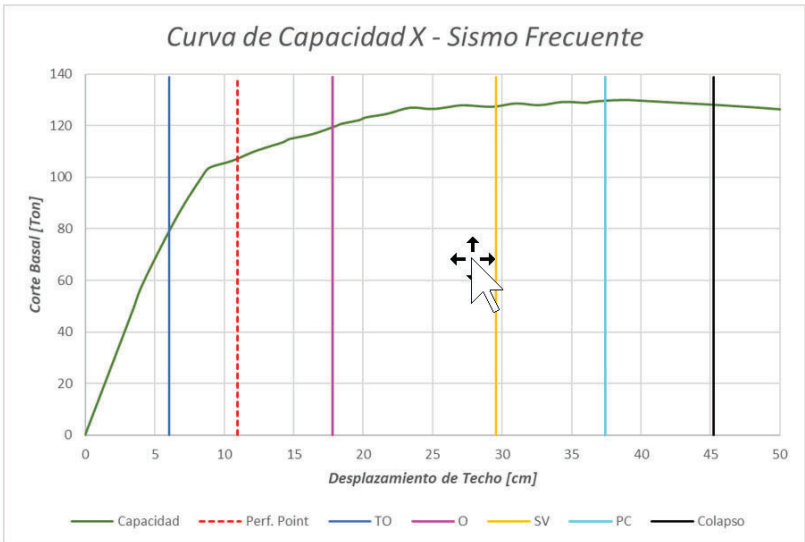


Fig. 7- Punto de desempeño y curva pushover X para el nivel de sismo frecuente.

Amenaza	Sismo Ocasional	
Fluencia [cm]	6,52	0,0
	6,52	138,9
Desempeño [cm]	14,14	0,0
	14,14	138,9
IO [cm]	18,14	0,0
	18,14	138,9
LS [cm]	29,76	0,0
	29,76	138,9
CP [cm]	37,50	0,0
	37,50	138,9
Colapso [cm]	45,25	0,0
	45,25	138,9
Ductilidad μ MAXIMA	6,94	
Ductilidad μ DEMANDA	2,17	
Ductilidad μ RESERVA	4,77	
Edificio Habitable		
V elastico [Ton]	320,0	
V maximo [Ton]	129,8	
V diseño [Ton]	40,0	
Sobrerresistencia Ω_0	3,24	
Factor de Reduccion R	8,7	

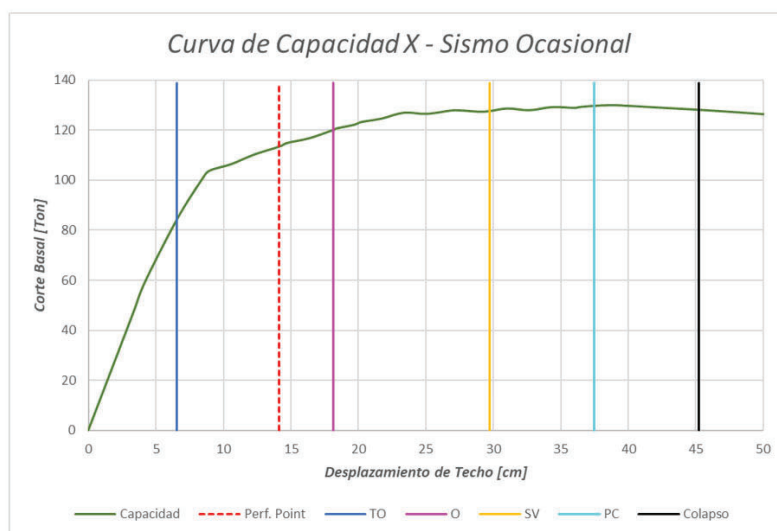


Fig. 8- Punto de desempeño y curva pushover X para el nivel de sismo ocasional.

Amenaza	Sismo Raro	
Fluencia [cm]	6,82	0,0
	6,82	138,9
Desempeño [cm]	18,50	0,0
	18,50	138,9
IO [cm]	18,35	0,0
	18,35	138,9
LS [cm]	29,88	0,0
	29,88	138,9
CP [cm]	37,56	0,0
	37,56	138,9
Colapso [cm]	45,25	0,0
	45,25	138,9
Ductilidad μ MAXIMA	6,63	
Ductilidad μ DEMANDA	2,71	
Ductilidad μ RESERVA	3,92	
Edificio Habitable		
V elastico [Ton]	320,0	
V maximo [Ton]	129,8	
V diseño [Ton]	40,0	
Sobrerresistencia Ω_0	3,24	
Factor de Reduccion R	8,3	

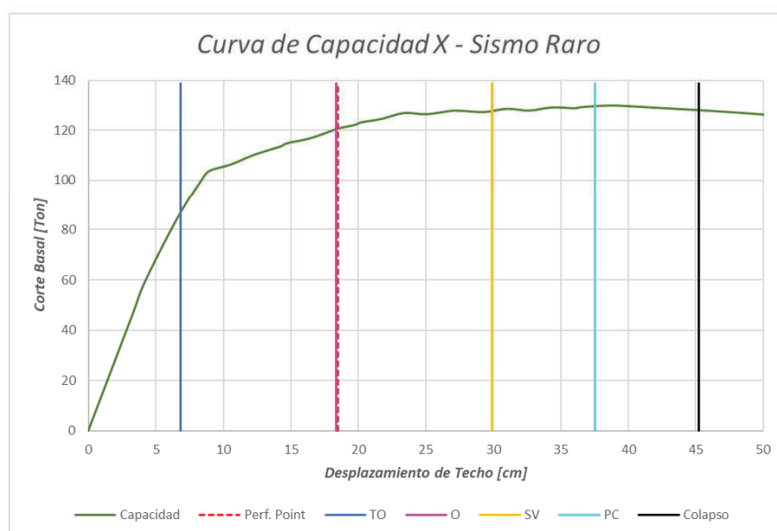


Fig. 9- Punto de desempeño y curva pushover X para el nivel de sismo raro.

Amenaza	Sismo Muy Raro	
Fluencia [cm]	7,51	0,0
	7,51	138,9
Desempeño [cm]	26,05	0,0
	26,05	138,9
IO [cm]	18,83	0,0
	18,83	138,9
LS [cm]	30,15	0,0
	30,15	138,9
CP [cm]	37,70	0,0
	37,70	138,9
Colapso [cm]	45,25	0,0
	45,25	138,9
Ductilidad μ MAXIMA	6,03	
Ductilidad μ DEMANDA	3,47	
Ductilidad μ RESERVA	2,56	
El Edificio debe ser Reforzado		
V elastico [Ton]	320,0	
V maximo [Ton]	129,8	
V diseño [Ton]	40,0	
Sobrerresistencia Ω_0	3,24	
Factor de Reduccion R	7,5	

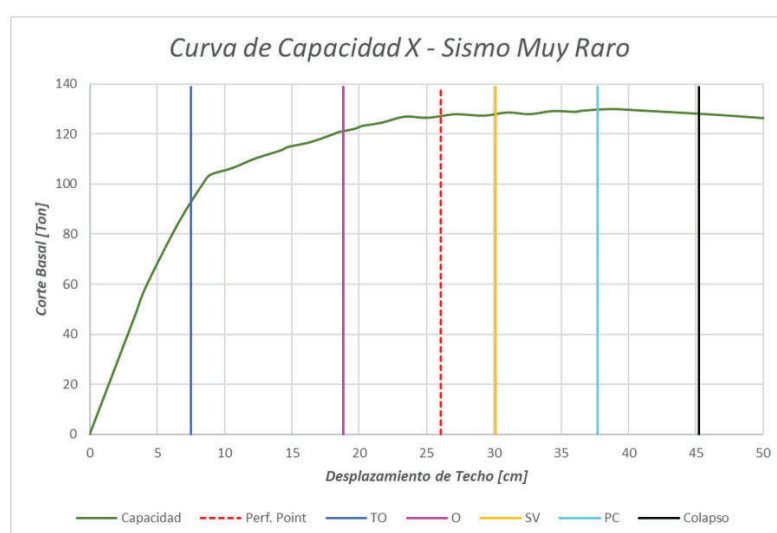


Fig. 10- Punto de desempeño y curva pushover X para el nivel de sismo muy raro.

En las Fig.s 11-14 se presentan los resultados para la estabilidad global de la estructura utilizando el caso Pushover Y considerando los cuatro niveles de amenaza sísmica y el desplazamiento objetivo.

Amenaza	Sismo Frecuente	
Fluencia [cm]	1,52	0,0
	1,52	138,5
Desempeño [cm]	3,71	0,0
	3,71	138,5
IO [cm]	6,71	0,0
	6,71	138,5
LS [cm]	11,91	0,0
	11,91	138,5
CP [cm]	15,37	0,0
	15,37	138,5
Colapso [cm]	18,83	0,0
	18,83	138,5
Ductilidad μ MAXIMA	12,39	
Ductilidad μ DEMANDA	2,44	
Ductilidad μ RESERVA	9,95	
Edificio Habitable		
V elastico [Ton]	320,0	
V maximo [Ton]	131,9	
V diseño [Ton]	40,0	
Sobrerresistencia Ω_0	3,30	
Factor de Reduccion R	15,5	

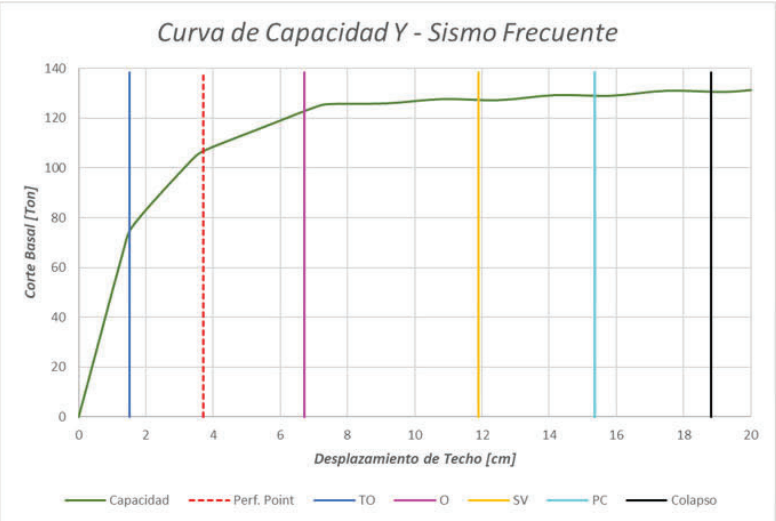


Fig. 11- Punto de desempeño y curva pushover Y para el nivel de sismo frecuente.

Amenaza	Sismo Ocasional	
Fluencia [cm]	1,69	0,0
	1,69	138,5
Desempeño [cm]	4,98	0,0
	4,98	138,5
IO [cm]	6,81	0,0
	6,81	138,5
LS [cm]	11,94	0,0
	11,94	138,5
CP [cm]	15,35	0,0
	15,35	138,5
Colapso [cm]	18,77	0,0
	18,77	138,5
Ductilidad μ MAXIMA	11,11	
Ductilidad μ DEMANDA	2,95	
Ductilidad μ RESERVA	8,16	
Edificio Habitable		
V elastico [Ton]	320,0	
V maximo [Ton]	131,9	
V diseño [Ton]	40,0	
Sobrerresistencia Ω_0	3,30	
Factor de Reduccion R	13,9	

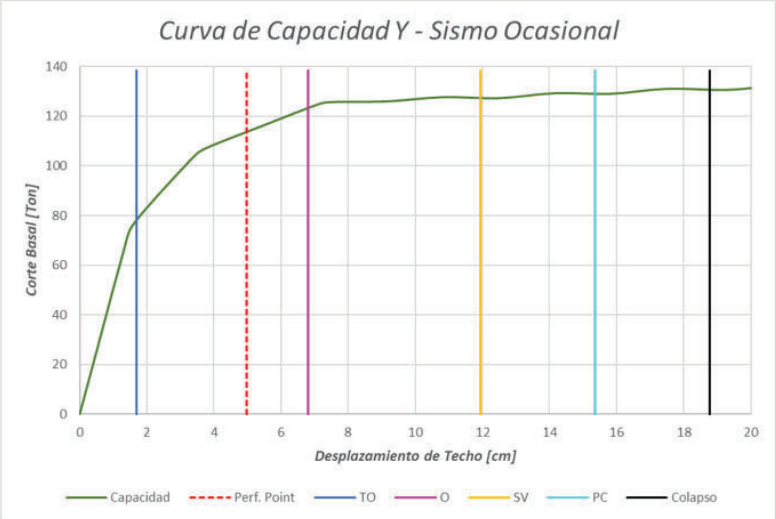


Fig. 12- Punto de desempeño y curva pushover Y para el nivel de sismo ocasional.

Amenaza	Sismo Raro	
Fluencia [cm]	1,79	0,0
	1,79	138,5
Desempeño [cm]	6,91	0,0
	6,91	138,5
IO [cm]	6,88	0,0
	6,88	138,5
LS [cm]	11,98	0,0
	11,98	138,5
CP [cm]	15,37	0,0
	15,37	138,5
Colapso [cm]	18,77	0,0
	18,77	138,5
Ductilidad μ MAXIMA	10,49	
Ductilidad μ DEMANDA	3,86	
Ductilidad μ RESERVA	6,63	
Edificio Habitable		
V elastico [Ton]	320,0	
V maximo [Ton]	131,9	
V diseño [Ton]	40,0	
Sobrerresistencia Ω_0	3,30	
Factor de Reduccion R	13,1	

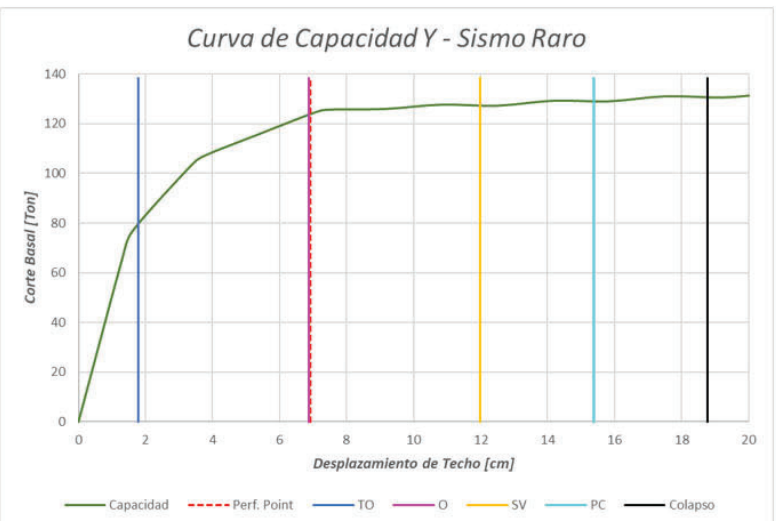


Fig. 13- Punto de desempeño y curva pushover Y para el nivel de sismo raro.



Amenaza	Sismo Muy Raro	
Fluencia [cm]	2,04	0,0
	2,04	138,5
Desempeño [cm]	10,17	0,0
	10,17	138,5
IO [cm]	7,07	0,0
	7,07	138,5
LS [cm]	12,10	0,0
	12,10	138,5
CP [cm]	15,45	0,0
	15,45	138,5
Colapso [cm]	18,80	0,0
	18,80	138,5
Ductilidad μ MAXIMA	9,22	
Ductilidad μ DEMANDA	4,99	
Ductilidad μ RESERVA	4,23	
El Edificio deber ser Reforzado		
V elastico [Ton]	320,0	
V maximo [Ton]	131,9	
V diseño [Ton]	40,0	
Sobrerresistencia Ω_o	3,30	
Factor de Reduccion R	11.5	

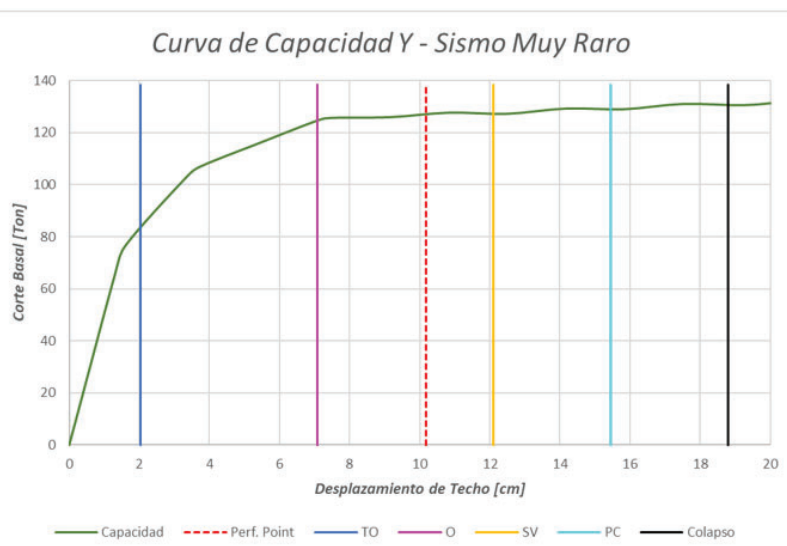


Fig. 14- Punto de desempeño y curva pushover Y para el nivel de sismo muy raro.

Dentro de los resultados principales, para la estabilidad global de la estructura en la dirección X, se obtuvo un $V_{max} = 129,8$ Ton y un factor de sobrerresistencia $\Omega_x = 3,24$. Para el nivel de sismo frecuente, la estructura cumple el objetivo de desempeño operacional (ductilidad máxima: 7,49, ductilidad de demanda: 1,81, ductilidad de reserva: 5,68, $R = 9,4$.) lo que garantiza muy poco daño y condiciones elevadas de seguridad. Para el nivel de sismo ocasional la estructura cumple el objetivo de desempeño operacional (ductilidad máxima: 6,94, ductilidad de demanda: 2,17, ductilidad de reserva: 4,77, $R = 8,7$) lo que garantiza que la estructura puede ser habitada luego del terremoto. En el nivel de sismo raro, se alcanzó el nivel de protección la vida (ductilidad máxima: 6,63, ductilidad de demanda: 2,71, ductilidad de reserva: 3,92, $R = 8,3$) manteniendo condiciones seguras para los ocupantes. Sin embargo, para el nivel de sismo muy raro, aunque se preservó la seguridad (ductilidad máxima: 6,03, ductilidad de demanda: 3,47, ductilidad de reserva: 2,56, $R = 7,5$) la reserva de ductilidad insuficiente indica la necesidad de refuerzo estructural tras pasar la amenaza.

Para la estabilidad global de la estructura en la dirección Y, se obtuvo un $V_{max} = 131,9$ Ton y un factor de sobrerresistencia $\Omega_y = 3,30$. Para el nivel de sismo frecuente, la estructura satisface el objetivo de desempeño operacional (ductilidad máxima: 12,39, ductilidad de demanda: 2,44, ductilidad de reserva: 9,95, $R = 15,5$) lo que garantiza muy poco daño y condiciones elevadas de seguridad. Para el nivel de sismo ocasional la estructura satisface el objetivo de desempeño operacional (ductilidad máxima: 11,11, ductilidad de demanda: 2,95, ductilidad de reserva: 8,16, $R = 13,9$) lo que garantiza que la estructura puede ser habitada luego del terremoto. En el nivel de sismo raro, se alcanzó el nivel de protección de vida (ductilidad máxima: 10,49, ductilidad de demanda: 3,86, ductilidad de reserva: 6,63, $R = 13,1$) manteniendo condiciones seguras para los ocupantes. Sin embargo, para el nivel de sismo muy raro, aunque se preservó la seguridad (ductilidad máxima: 9,22, ductilidad de demanda: 4,99, ductilidad de reserva: 4,23, $R = 11,5$) la reserva de ductilidad insuficiente indica la necesidad de refuerzo estructural tras pasar la amenaza.

En lo que respecta a los desplazamientos objetivos, en la dirección X se tiene, para el sismo frecuente 10,94 cm, para el sismo ocasional 14,14 cm, para el sismo raro 18,50 cm, para el sismo muy raro 26,05 cm. En la dirección Y se tiene, para el sismo frecuente 3,71 cm, para el sismo ocasional 4,98 cm, para el sismo raro 6,91 cm, para el sismo muy raro 10,17 cm.

En la Fig. 15 se presenta los resultados para la estabilidad local de la estructura utilizando el caso Pushover X considerando los cuatro niveles de amenaza sísmica y el desplazamiento objetivo.

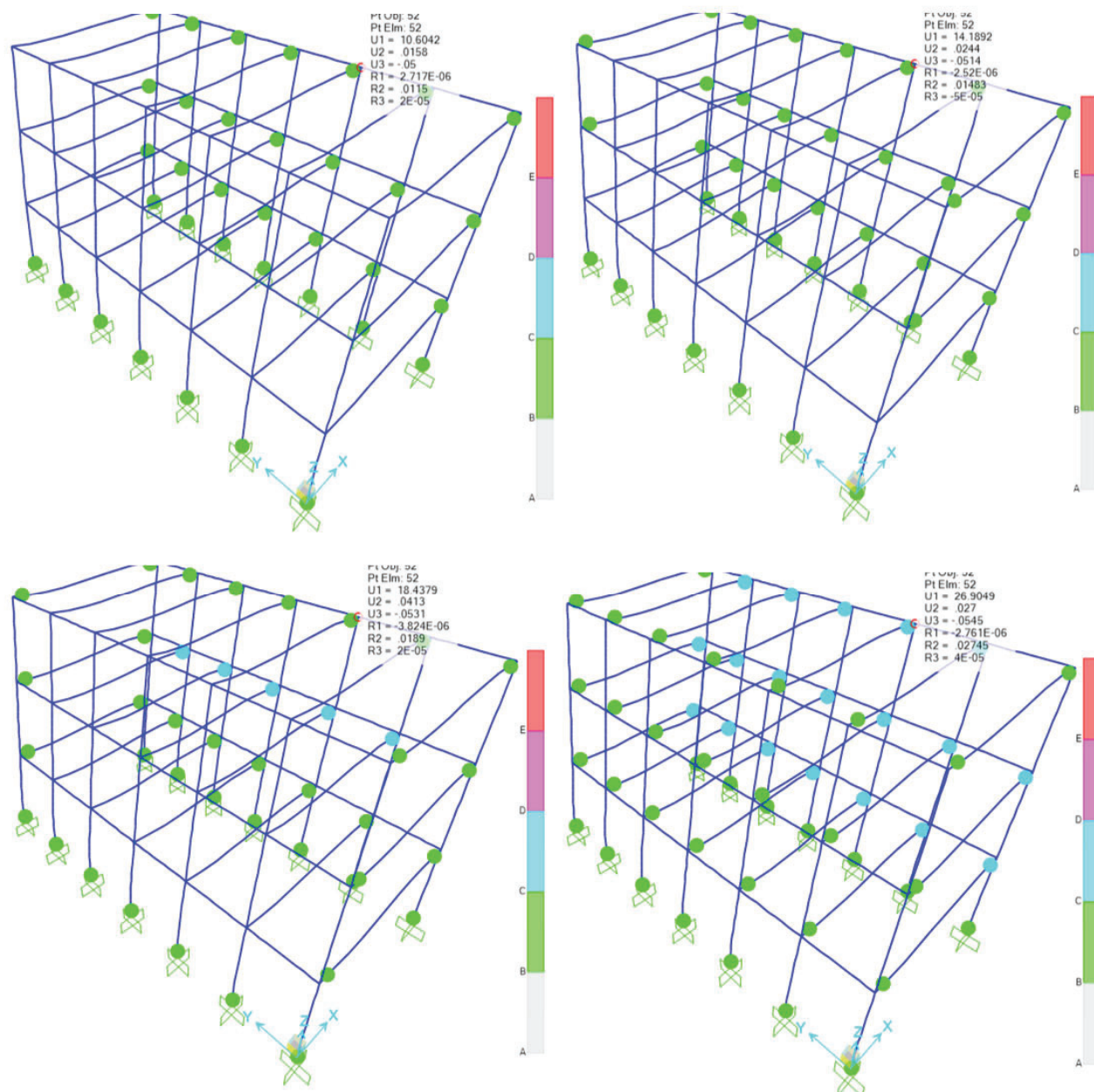


Fig. 15- Distribución de desplazamientos en cm y formación de rótulas plásticas en la dirección X para los 4 niveles de amenaza sísmica.

En la Fig. 16 se presenta los resultados para la estabilidad local de la estructura utilizando el caso Pushover Y considerando los cuatro niveles de amenaza sísmica y el desplazamiento objetivo.

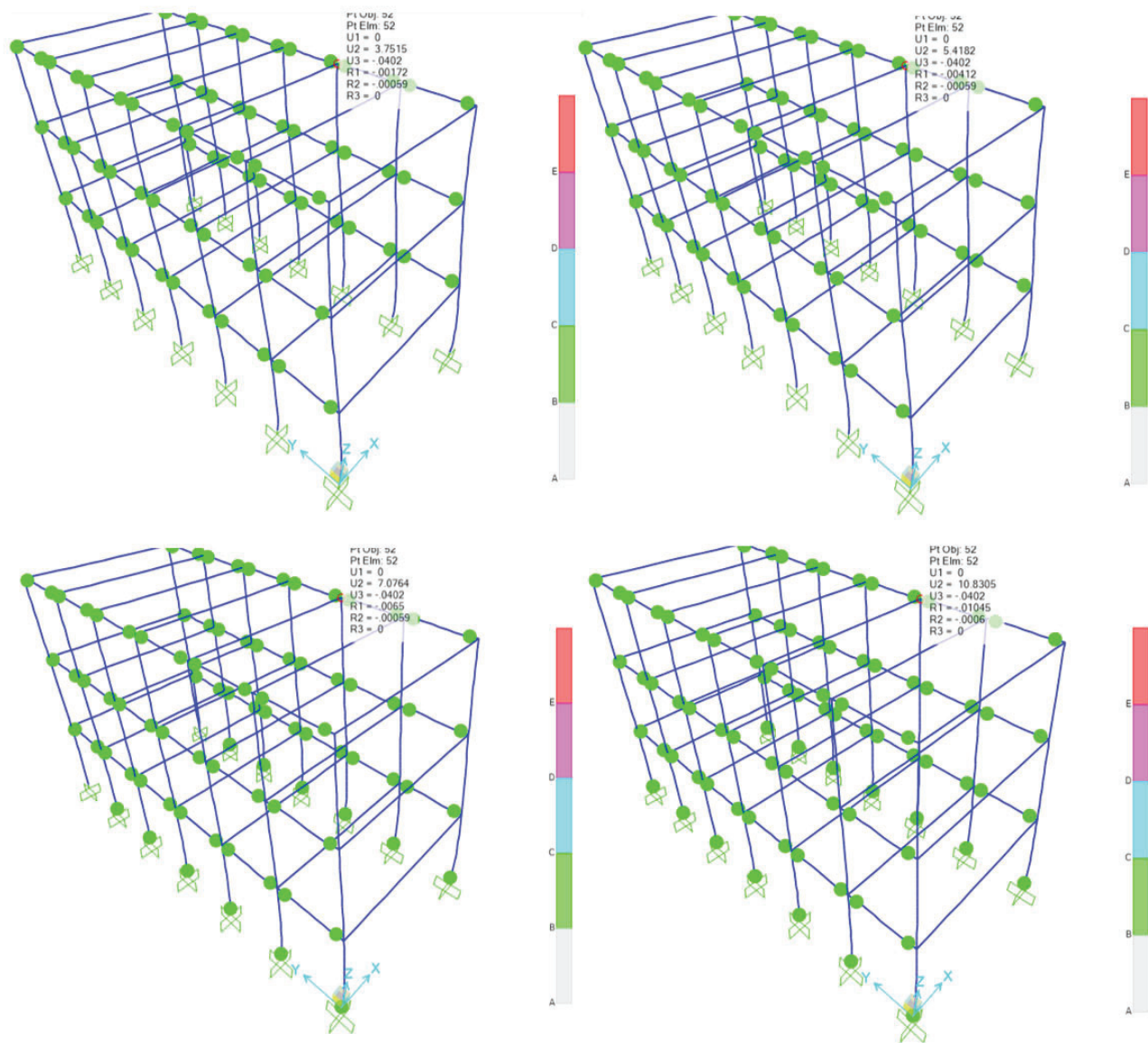


Fig. 16. Distribución de desplazamientos en cm y formación de rótulas plásticas en la dirección Y para los 4 niveles de amenaza sísmica.

Tomando como referencia la Fig. 17, al analizar la estabilidad local de la estructura, se puede apreciar que para el caso pushover X, al momento de alcanzar el desplazamiento objetivo, a nivel de sismo frecuente y sismo ocasional se generan rótulas plásticas en el rango B-C de la curva del ASCE 41 [12], lo que quiere decir que se entra en el rango inelástico, existe daño con deformaciones permanentes mientras se consume la ductilidad. En este tramo no se pierde resistencia, únicamente hay degradación de rigidez. Para el nivel de sismo raro y sismo muy raro, se presentan rótulas plásticas en el rango C-D de la curva [12], lo que quiere decir que se ha consumido toda la ductilidad, existe daño local remanente y se pierde resistencia hasta llegar a un valor residual.

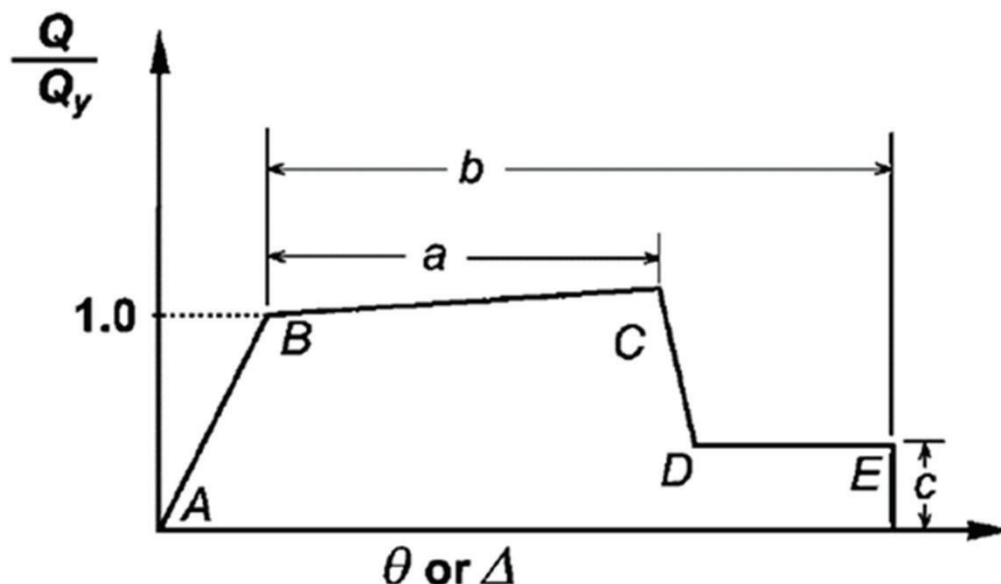


Fig. 17- Rango de daño en rótulas plásticas acorde con la metodología de ASCE 41. Fuente: [12]

Para el caso pushover Y, al momento de alcanzar el desplazamiento objetivo, a nivel de sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y sismo muy raro, se generan rótulas plásticas en el rango B-C de la curva [12], lo que quiere decir que se entra en el rango inelástico, los elementos empiezan a dañarse mientras se consume la ductilidad; en este tramo no se pierde resistencia, únicamente hay degradación de rigidez.

4. CONCLUSIONES

En la presente investigación se debe destacar que, para el diseño preliminar de los elementos se utilizó un factor de reducción de respuesta sísmica $R=8$ por tratarse de pórticos resistentes a momento como recomienda ASCE/SEI 07 [14] y un coeficiente de amplificación de desplazamientos $C_d=0,75$ $R=6,0$ en contraposición a lo que sugiere el código americano [14] de $C_d=5,5$.

En cuanto a la estabilidad global de la estructura, una vez finalizado el análisis no lineal estático, para el nivel de sismo raro (terremoto para el cual se diseña actualmente en la normativa sismorresistente NEC-2015 [13]) se obtuvo en la dirección X un $R=8,3$ mientras que en la dirección Y se obtuvo un $R=13,1$; esto quiere decir que el “R” supuesto inicialmente fue el adecuado para ambas direcciones, lo cual garantiza una adecuada ductilidad en el diseño de los elementos principales y asegura el objetivo de proteger la vida. Esto permite que la edificación pueda ser habitada tras superar la amenaza sísmica.

El elevado valor del factor R en el sentido Y radica en que, para esa dirección se tiene una mayor inercia dada la configuración geométrica de la vivienda, lo que me permite reducir las fuerzas internas con las que pueden ser diseñados los elementos. Así mismo, los factores de sobrerresistencia calculados $\Omega_x=3,24$ y $\Omega_y=3,30$ son ligeramente superiores al factor $\Omega_o=3,0$ que recomienda el código americano ASCE/SEI 07 [14] para este tipo de sistema estructural, por lo tanto, se validan todos estos factores para el diseño sísmico de pórticos resistentes a momento.

En lo que respecta a la estabilidad local de la estructura, se puede apreciar que, para la dirección X en el momento de alcanzar el desplazamiento objetivo a nivel de sismo raro se presentan algunas rótulas plásticas en los extremos de las vigas principales de 7 m de longitud del segundo entrepiso ubicadas en el rango C-D de la curva del código ASCE/SEI 41 [12], lo que quiere decir que se ha consumido toda la ductilidad, existe daño local remanente y se pierde resistencia hasta llegar a un valor residual.

Para la dirección Y, en el momento de alcanzar el desplazamiento objetivo a nivel de sismo raro, se generan rótulas plásticas en el rango B-C de la curva del código ASCE/SEI 41 [12], lo que quiere decir que se entra en el rango inelástico, los elementos empiezan a dañarse mientras se consume la ductilidad; en este tramo no se pierde resistencia, únicamente hay degradación de rigidez.

1. Structural Engineers Association of California (SEAOC), Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings. Sacramento, CA: SEAOC, 1995. [En línea]. Disponible en: <https://seaoc.org/>
2. A. Biddah y A. C. Heidebrecht, "Seismic Performance of Moment-Resisting Steel Frame Structures Designed for Different Levels of Seismic Hazard", *Earthq. Spectra*, vol. 14, núm. 4, pp. 597–627, nov. 1998, doi: <https://doi.org/10.1193/1.1586018>
3. L. Shen, G. Yuting, W. Hongchen, D. Ningjun, y T. Jianbo, "Response modification factor of high strength steel frame with D-eccentric brace using improved pushover analysis method", *Structures*, vol. 55, pp. 1732–1762, sep. 2023, doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.06.128>
4. S. Ji, F. Li, Y. Li, y Z. Ma, "Comparative Study Between Moment-Resisting Structure Using Performance-Based Method and Isolated Structure in School Building", en *Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*, vol. 533, B. Sadan, C. Tuzun, y M. Erdik, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 533., Cham: Springer Nature Switzerland, 2024, pp. 428–439. doi: https://doi.org/10.1007/978-3-031-66888-3_34
5. S. D'Amore y S. Pampanin, "Displacement-based seismic retrofit of reinforced concrete buildings through low-damage exoskeletons", *Eng. Struct.*, vol. 322, p. 119209, ene. 2025, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.119209>
6. K. Y. M. Almajhali, M. He, W. Alhaddad, y Y. Halabi, "Evolutionary Strategy for Performance-Based Seismic Design of High-Rise Structures: Novel Methodologie and Efficiency Analysis", en *Computational and Experimental Simulations in Engineering*, vol. 175, K. Zhou, Ed., en *Mechanisms and Machine Science*, vol. 175., Cham: Springer Nature Switzerland, 2025, pp. 763–777. doi: https://doi.org/10.1007/978-3-031-81673-4_57
7. R. Arvind, M. Helen Santhi, G. Malathi, y V. Vasugi, "Performance-Based Seismic Analysis of RC Multi-storey Framed Building Equipped with Dampers", en *Emerging Trends in Composite Structures*, vol. 387, Md. A. Mannan, R. Sathyanathan, N. Umamaheswari, y H. S. Chore, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 387., Singapore: Springer Nature Singapore, 2024, pp. 431–437. doi: https://doi.org/10.1007/978-981-99-6175-7_39
8. L. Guo, J. Wang, W. Wang, y H. Wang, "Performance-based seismic design and vulnerability assessment of concrete frame retrofitted by metallic dampers", *Structures*, vol. 57, p. 105073, nov. 2023, doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.105073>
9. M. Noruzvand, M. Mohebbi, y K. Shakeri, "Performance-based seismic design of low-rise steel moment-resisting frames targeting collapse fragility curve", *Structures*, vol. 70, p. 107630, dic. 2024, doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.107630>
10. Y. Ma, J. Yang, y X. Ma, "Response Modification Factor of High-Strength Steel Frames with D-Eccentric Brace Using the IDA Method", *Buildings*, vol. 14, núm. 6, p. 1619, jun. 2024, doi: <https://doi.org/10.3390/buildings14061619>
11. B. Suquillo, F. Rojas, y L. M. Massone, "Seismic Performance Evaluation of a Chilean RC Building Damaged during the Mw8.8 Chile Earthquake", *Buildings*, vol. 14, núm. 4, p. 1028, abr. 2024, doi: <https://doi.org/10.3390/buildings14041028>
12. ASCE/SEI 41, American Society of Civil Engineers, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, 41a ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2014. doi: <https://doi.org/10.1061/9780784412855>
13. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-2015. [En línea]. Disponible: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
14. ASCE/SEI 07, American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, 7a ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2017. doi: <https://doi.org/10.1061/9780784414248>