

Evaluación del comportamiento dinámico en edificaciones de baja altura en la ciudad de Loja-Ecuador

Dynamic assessment of low-rise buildings in the city of Loja-Ecuador

Edwin P. Duque^{1,2,*}, Cristhian F. Quiñonez³ y Jessie D. Cueva³

¹ Facultad de Ingenierías y Arquitectura, Universidad Técnica Particular de Loja

² Grupo de Ingeniería Sísmica y Sismología de la Universidad Técnica Particular de Loja, Loja, Ecuador

³ Carrera de Ingeniería Civil, Universidad Técnica Particular de Loja, Loja, Ecuador

* Autor para correspondencia: epduque@utpl.edu.ec

Fecha de recepción del manuscrito: 07/04/2022 Fecha de aceptación del manuscrito: 17/05/2022 Fecha de publicación: 30/06/2022

Resumen—Ecuador es un país con alta actividad sísmica, lo cual ha provocado terremotos con cuantiosas pérdidas humanas y materiales. A pesar de ello, se ha vuelto cada vez más común la construcción de viviendas de manera informal, sin estudios estructurales que garanticen su resistencia sísmica. En este trabajo se evaluó el desempeño sísmico de un conjunto de edificaciones de mediana y baja altura características de la ciudad de Loja, construidas originalmente en hormigón armado y con ampliaciones verticales ejecutadas informalmente en acero estructural. Mediante la aplicación de un análisis estático no lineal, conocido de manera común como pushover se evaluó el desempeño sísmico y se determinó que una gran parte del conjunto de edificaciones analizadas no serían capaces de resistir el sismo de diseño, debido esencialmente a su falta de rigidez y ductilidad. Frente a ello, se propuso un reforzamiento para estas estructuras, consistente en el incremento de secciones transversales a vigas y columnas. El reforzamiento propuesto mejoró significativamente el desempeño sísmico de las edificaciones, y solucionó las deficiencias estructurales encontradas, garantizando su estabilidad ante el sismo de diseño y consecuentemente, la seguridad de sus habitantes.

Palabras clave—Estructuras aperticadas, Ampliaciones verticales, Desempeño sísmico, Reforzamiento Estructural.

Abstract—Ecuador is a country with intense seismic activity, which has caused earthquakes with significant human and material losses. Despite this, it has become increasingly common to build houses informally, without structural studies to guarantee their seismic resilience. This paper evaluated the seismic performance of a set of typical buildings in Loja city, originally built with reinforced concrete and later vertically expanded by informal means with structural steel. By applying a nonlinear static analysis, commonly known as pushover, the seismic performance was evaluated, and it was found that a large portion of the analyzed buildings would not be able to resist the design earthquake, essentially due to their lack of stiffness and ductility. In response, a retrofit proposal was developed for these structures, which increased the cross-sections of beams and columns. The proposed retrofit significantly improved the seismic performance of the buildings and solved the structural deficiencies found, guaranteeing the safety of the inhabitants of these buildings in the design earthquake.

Keywords—Framed structures, Vertical extensions, Seismic performance, Structural reinforcement.

INTRODUCCIÓN

Ecuador se encuentra ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, una de las zonas con mayor actividad sísmica del planeta (Rivadeneira *et al.*, 2007). Esta actividad sísmica se debe principalmente al efecto subductivo entre la placa de Nazca y Sudamericana, y ha provocado una gran cantidad de terremotos en el país con devastadoras consecuencias como pérdidas humanas y materiales (Parra *et al.*, 2016).

Los terremotos no se pueden predecir, pero sus consecuencias pueden ser mitigadas a través del diseño sismorresistente (Benito, 2013). Esta metodología se enfoca en prevenir el colapso estructural ante el sismo de diseño, garantizando así la

integridad de las personas (Blanco, 2012). En Ecuador, los parámetros de diseño que garantizan una construcción sismorresistente están regulados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 2015.

A pesar de contar con una normativa reguladora, es cada vez más común que esta sea ignorada por el sector de la construcción y en especial de la construcción informal, con terribles consecuencias como las observadas en el terremoto de Pedernales de 2016. La ciudad de Loja no es la excepción a esta práctica, ya que es frecuente la falta de dirección técnica en edificaciones nuevas e incluso en edificaciones existentes que consideran ampliaciones verticales.

En este trabajo se evaluó el comportamiento sismorresis-

tente de un conjunto de edificaciones típicas de mediana y baja altura en la ciudad de Loja, caracterizadas por haber sido construidas originalmente en hormigón armado, y por haber sido posteriormente ampliadas verticalmente de manera informal, utilizando para ello acero estructural.

La determinación del desempeño sísmico de las estructuras se realizó aplicando un análisis estático no lineal, conocido de manera común como pushover, ya que este método permite determinar la capacidad resistente de la edificación una vez se ha superado su límite elástico (Leslie, 2013), situación que ocurre frecuentemente en eventos sísmicos. Como complemento a la determinación del desempeño sísmico también se identificaron inadecuados comportamientos estructurales como derivas de piso y períodos de vibración excesivos. Las variaciones de esfuerzos en la cimentación ocasionados por las cargas adicionales de la ampliación, a pesar de su importancia, no se consideraron en este estudio.

Se espera que los resultados de este trabajo permitan establecer las primeras nociones para el correcto desempeño de edificaciones de mediana y baja altura con presencia de ampliaciones verticales en la ciudad de Loja. Esta línea de investigación será muy relevante de cara al futuro, pues actualmente se contabilizan 84 viviendas con ampliaciones verticales solo en la zona céntrica de la ciudad, y se espera esta cantidad aumente exponencialmente siguiendo las tendencias mundiales durante los próximos años (Al-Kodmany, 2012; Martine *et al.*, 2008).

MATERIALES Y MÉTODOS

La metodología aplicada se compone de cuatro fases: i) levantamiento de información primaria, ii) selección de tipologías estructurales representativas de la zona de estudio, iii) modelación, análisis sísmico y detección de deficiencias estructurales, y iv) elaboración de una propuesta de reforzamiento.

Fase I: Levantamiento de información primaria

Se catalogaron las edificaciones de pequeña y mediana altura con ampliaciones verticales construidas informalmente en dos sectores distintos de la ciudad de Loja: el conjunto habitacional Ciudad Victoria, ubicado al suroeste, y la zona Centro-Sur, conformada por los barrios Geranios, Máximo Agustín Aguirre y Pucará. Los sectores fueron elegidos en función de la alta densidad poblacional existente en la zona centro-sur de la ciudad y por la elevada presencia de construcciones informales en el conjunto habitacional Ciudad Victoria. De esta manera se garantiza que los sectores elegidos son una representación adecuada de la problemática en estudio.

En el sector Ciudad Victoria se inspeccionó un total de 865 viviendas, de las cuales 88 presentaban ampliaciones en acero estructural. Por otra parte, en el sector Centro-Sur se inspeccionaron 1034 viviendas, de las cuales 84 presentaron ampliaciones verticales en acero. Para cada vivienda analizada también se registró la siguiente información: i) geometría en planta y elevación, ii) número de vanos en dirección X y Y, iii) número de pisos de la estructura principal, iv) número de pisos de la ampliación vertical y v) dimensiones de los elementos estructurales.

Las edificaciones levantadas se agruparon en tipologías con características similares, en función del número de vanos en dirección X y Y, y del número de pisos de la estructura principal y de la ampliación. Como resultado, en el sector Ciudad Victoria se identificaron tres tipologías, mientras que en el sector Centro-Sur se identificaron nueve tipologías. Estas tipologías se presentan en la Figura 1.

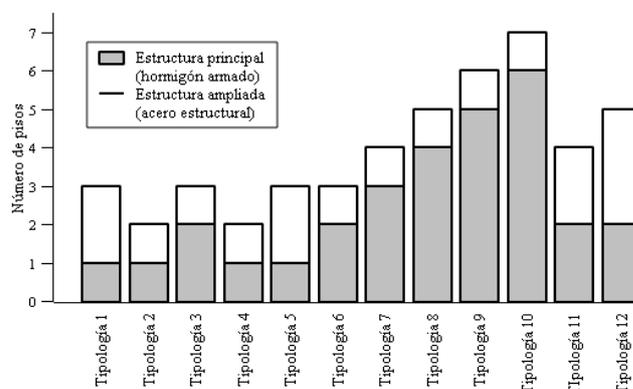


Fig. 1: Tipologías estructurales identificadas en las zonas de estudio, en función del número de pisos y material utilizado. Las tipologías 1, 2 y 3 corresponden al sector Ciudad Victoria. Las tipologías 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11 y 12 corresponden al sector Centro-Sur.

Fase II: Selección de tipologías estructurales representativas de la zona de estudio

Del total de tipologías registradas, se seleccionaron las cuatro con mayor porcentaje de recurrencia, al considerarse las más representativas del conjunto (ver Figura 2). Las características estructurales de estas tipologías se presentan en las Tablas 1 y 2.

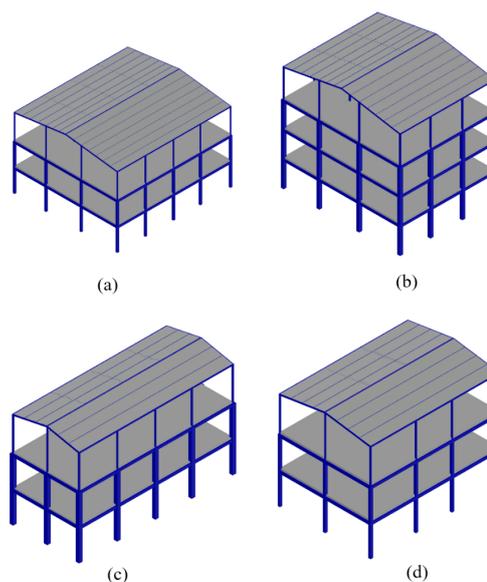


Fig. 2: Tipologías estructurales representativas de la zona de estudio. (a) Tipología A, (b) Tipología B. (c) Tipología C, (d) Tipología D.

Tabla 1: Tipologías más comunes identificadas

Tipología	No. de pisos (estructura principal)	No. de pisos (ampliación vertical)	Altura Total [m]	Vanos (sentido X)	Luz máxima (sentido X) [m]	Vanos (sentido Y)	Luz máxima (sentido Y) [m]
A	2	1	9.90	3	4.3	4	3.6
B	3	1	12.20	3	4.3	3	3.35
C	2	1	9.00	2	3.0	4	3.6
D	2	1	9.00	2	3.9	3	4.0

Tabla 2: Configuración estructural de las tipologías representativas de la zona de estudio

Tipología	Piso	Nivel [m]	Sistema constructivo	Dimensiones de las columnas	Dimensiones de las vigas principales	Altura de la losa [cm]
A	1	2.70	Hormigón armado	20x20 cm	20x20 cm	20
	2	5.40	Hormigón armado	20x20 cm	20x20 cm	20
	3 (cubierta inaccesible)	9.20	Estructura metálica	2G 100x50 x15x3 mm	2G 100x50 x15x2 mm	—
B	1	2.70	Hormigón armado	30x30 cm	20x20 cm	20
	2	5.40	Hormigón armado	30x30 cm	20x20 cm	20
	3	8.10	Hormigón armado	30x30 cm	20x20 cm	20
	4 (cubierta inaccesible)	12.20	Estructura metálica	2G 150x50 x15x3 mm	2G 100x50 x15x2 mm	—
C	1	2.70	Hormigón armado	30x30 cm	20x20 cm	10
	2	5.40	Hormigón armado	30x30 cm	20x20 cm	10
	3 (cubierta inaccesible)	9.00	Estructura metálica	2G 100x50 x15x3 mm	2G 100x50 x15x2 mm	—
D	1	2.70	Hormigón armado	20x20 cm	20x20 cm	20
	2	5.40	Hormigón armado	20x20 cm	20x20 cm	20
	3 (cubierta inaccesible)	9.00	Estructura metálica	2G 100x50x15x3 mm	2G 100x50x15x2 mm	—

Tabla 3: Armadura de acero de los elementos estructurales de hormigón

Elemento estructural	Acero longitudinal	Cuantía	Acero transversal
Columna 20x20 cm	4 ϕ 12mm	1.13 %	1 estribo ϕ 10mm @7 cm
Columna 30x30 cm	8 ϕ 12mm	1 %	1 estribo ϕ 10mm @7 cm
Viga 20x20 cm	Superior: 4 ϕ 12mm Inferior: 2 ϕ 12mm	Superior: 1.14 % Inferior: 0.57 %	1 estribo ϕ 10mm @4 cm

Notas: (1) El acero longitudinal superior en las vigas hace referencia a la armadura adicional colocada en las cercanías de los nodos. En la parte central de la viga, la armadura superior es idéntica a la armadura inferior. Para mayor detalle, consultar la Figura 4. (2) La separación de estribos indicada corresponde a la zona cercana al nodo, no a la zona central.

Fase III: Modelación, análisis sísmico y detección de deficiencias estructurales

El modelado y análisis estructural fueron llevados a cabo en softwares comerciales. Para ello, primero se establecieron las características mecánicas de los materiales empleados. Posteriormente se definieron las secciones transversales de los elementos estructurales, las cargas actuantes y las restricciones en la cimentación. Por último, se configuraron los parámetros del análisis no lineal estático (pushover). El análisis no lineal estático fue seleccionado como la metodología a utilizar debido a que permite representar de manera más precisa la respuesta de la estructura ante eventos sísmicos. Este análisis considera la incursión en el rango plástico de los elementos, y por tanto ofrece resultados menos conservadores que aquellos que se consiguen con metodologías tradicionales como el análisis lineal estático (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015d).

Características mecánicas de los materiales

En las tipologías analizadas se identificaron tres materiales: hormigón, acero de refuerzo y acero estructural A36. Los dos primeros como componentes del hormigón armado de la estructura principal, y el tercero como componente de los perfiles metálicos utilizados en las ampliaciones verticales.

Para determinar la resistencia nominal a la compresión del hormigón, f'_c , se realizaron ensayos esclerométricos en los elementos estructurales principales (vigas, columnas) (Figura 3). Los resultados de los ensayos no destructivos realizados permitieron verificar que las resistencias se encontraban alrededor de 21 MPa para las edificaciones consideradas, valor que corresponde al mínimo establecido por la norma NEC-SE-HM (MIDUVI, 2015a).



Fig. 3: Ensayos realizados para determinar la resistencia a la compresión del hormigón. (a) Preparación de la superficie, (b) Medición de la resistencia, (c) Esclerómetro utilizado.

Con respecto a los límites de fluencia y resistencia a la tracción del acero de refuerzo y acero A36, se adoptaron los valores proporcionados en los catálogos de los proveedores comerciales.

Secciones transversales de los elementos estructurales

Con el fin de generar el modelo de elemento finitos con capacidad de incursionar en el rango no lineal, se

consideraron las cuantías mínimas en vigas y columnas establecidas por la NEC-SE-HM (MIDUVI, 2015c). Debido a los diferentes problemas sociales y políticos que atraviesa la zona de estudio no se pudo acceder a un revelamiento a detalle del acero colocado, sin embargo, se considera que con los valores propuestos el comportamiento global en ningún momento será sobreestimado. En este sentido, en Tabla 3 se muestran las armaduras de acero consideradas en la modelación.

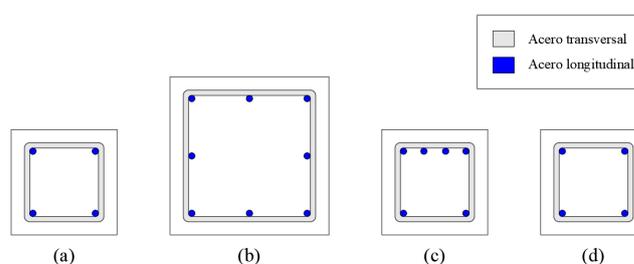


Fig. 4: Distribución de acero en los elementos estructurales. (a) Columna 20x20 cm, (b) Columna 30x30 cm, (c) Viga 20x20 cm, zona cercana a los nodos, (d) Viga 20x20 cm, zona central.

Cargas actuantes

Se utilizó como promedio una carga muerta de 5.60 kN/m², valor que considera el peso propio de la losa, los acabados sobre esta, las instalaciones eléctricas, sanitarias y la mampostería existente sobre cada piso. La carga viva para las viviendas fue establecida en 2 kN/m², de acuerdo con la NEC-SE-CG (MIDUVI, 2015a). Para las cubiertas inaccesibles se adoptó una carga viva reducida de 0.75 kN/m².

Adicionalmente, se aplicó a las tipologías estructurales una carga sísmica en función del peso sísmico reactivo de la estructura, tal como lo establece la NEC-SE-VIVIENDA (MIDUVI, 2015d). La fuerza sísmica lateral para el análisis pushover se determinó en función del peso de cada nivel de la estructura, su elevación y el cortante basal, tal como lo establece la NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015b). El cortante basal fue calculado con la ecuación:

$$V_{basal} = \frac{IS_a(T_a)}{R\Phi_p\Phi_e} * W$$

En donde: V_{basal} es el cortante basal aplicado a la estructura [kN], I es el coeficiente de importancia [SU], R es el factor de reducción de respuesta [SU], Φ_p y Φ_e coeficientes de irregularidad en planta y elevación respectivamente [SU] y W es el peso reactivo de la edificación [kN]. El peso reactivo y el cortante basal aplicado a las tipologías se presenta en la Tabla 4, mientras que las fuerzas sísmicas laterales utilizadas en el modelado se presentan en la Tabla 5.

Tabla 4: Peso reactivo y cortante basal de las tipologías analizadas

Tipología	W [kN]	V _{basal} [kN]
A	2300.64	591.64
B	2557.48	653.02
C	1070.49	277.43
D	1210.43	310.77

Tabla 5: Fuerzas sísmicas laterales aplicadas a los modelos estructurales

Piso	Fx [kN]	Fx [kN]	Fx [kN]	Fx [kN]
	Tipología A	Tipología B	Tipología C	Tipología D
4	-	3.92	-	-
3	26.48	332.45	3.92	20.59
2	391.29	218.69	190.25	200.06
1	179.46	109.83	94.14	94.14

Nota. El símbolo “-” indica que la tipología no dispone del piso.

Restricciones en la cimentación

La base de las columnas para todas las tipologías se modeló como un empotramiento perfecto, que restringe la rotación y desplazamientos en todos sus grados de libertad. En realidad, la interacción entre el suelo y la estructura es más compleja, ya que la cimentación no garantiza un empotramiento perfecto, sino que permite desplazamientos principalmente en el eje Z. Sin embargo, la consideración de la interacción suelo – estructura está fuera de los alcances de este trabajo.

Parámetros del análisis no-lineal estático

Se generaron rótulas plásticas en vigas y columnas, de conformidad con los requerimientos del capítulo 10 del ASCE 41-13 (American Society of Civil Engineers, 2014). Para la generación de los diagramas momento – rotación de cada rótula plástica se utilizaron los datos de las armaduras de acero de las secciones, así como las rotaciones a, b y c (ver Figura 5) especificadas en las Tablas 10-8 y 10-9 de la normativa ASCE. Para las vigas se asumió que el acero transversal de la sección no era adecuado, ya que para ello se requerirían separaciones entre estribos de 4 cm, que típicamente no son respetadas en las construcciones de la localidad. De igual manera, en las columnas se consideró la posibilidad de un fallo por corte y por flexión, debido a la alta probabilidad de que en la construcción no se haya respetado adecuadamente el espaciamiento entre estribos requerido ni su diámetro mínimo de 10 mm.

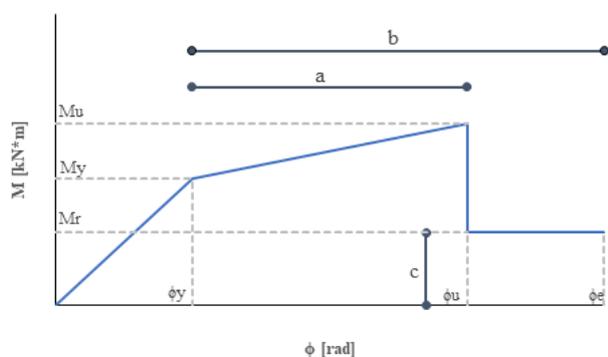


Fig. 5: Diagramas momento – rotación para las rótulas plásticas generadas

Se generaron curvas de demanda sísmica para tres sismos, con períodos de retorno de 43, 72 y 475 años, siendo este último el sismo de diseño (Figura 6). La probabilidad de ex-

cedencia de estos sismos es de 50% en 30 años, 50% en 50 años y 10% en 50 años, respectivamente.

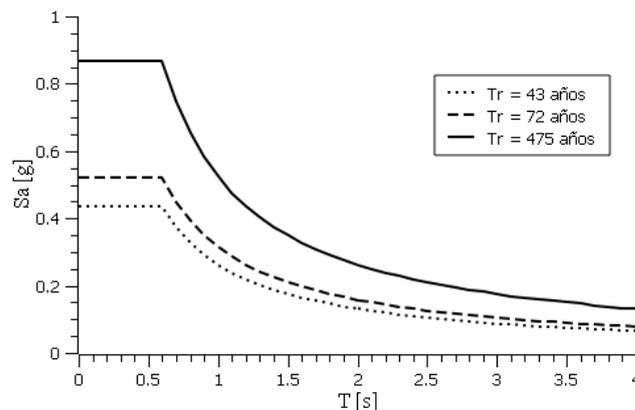


Fig. 6: Curvas de demanda sísmica para períodos de retorno de 43, 72 y 475 años.

Las curvas de demanda sísmica para los sismos de 43 y 72 años se calcularon con el objetivo de evaluar el comportamiento de las tipologías frente a eventos sísmológicos de menor intensidad, y con una mayor probabilidad de excedencia en un futuro cercano. El procedimiento empleado para su generación fue el detallado por el capítulo 3 de la NEC-SEDS, con la utilización de un coeficiente de reducción $R = 1$ y los factores de importancia $I = 0.5$ para $Tr = 43$ años; $I = 0.6$ para $Tr = 72$ años y $I = 1$ para $Tr = 475$ años.

Detección de deficiencias estructurales

El desempeño de las estructuras frente al sismo de diseño se examinó a través de la relación entre la capacidad resistente y la demanda sísmica, expresadas en función de deformaciones. De acuerdo con el MIDUVI, “si la deformación solicitada es menor que la capacidad de deformación de todos los elementos, el diseño es correcto” (2016, p. 48). La capacidad de deformación de la estructura se obtuvo de la curva fuerza-desplazamiento resultante del análisis pushover, mientras que las deformaciones solicitadas fueron obtenidas a través de los espectros de respuesta presentados en la Figura 6.

Las relaciones demanda – capacidad expresadas en función de fuerzas actuantes y fuerzas resistentes no se consideraron como el parámetro principal para determinar la resistencia de las estructuras, ya que estas proporcionan resultados conservadores al no considerar las capacidades no lineales de los materiales. Así, “edificios que han sido evaluados como deficientes mediante análisis lineal pueden cumplir los requerimientos si se analizan mediante procedimientos no-lineales” (MIDUVI, 2015d, p. 24).

Adicionalmente, en todas las edificaciones se buscó la presencia de inadecuados comportamientos dinámicos que pudieran tener un impacto negativo en el comportamiento de las estructuras frente a cargas sísmicas. Las patologías buscadas fueron: exceso de derivas, falta de rigidez y resistencia en columnas y vigas, nudos débiles y el efecto columna débil – viga fuerte.

Fase IV: Propuesta de reforzamiento

Luego de la detección de las deficiencias estructurales se identificó la tipología con el peor desempeño sísmico y se diseñó un reforzamiento estructural que le garantizara un objetivo básico de seguridad, equivalente a un nivel de desempeño de Seguridad de Vida. Para este nivel de desempeño se esperaba que tras el sismo de diseño los elementos estructurales presenten daños y deformaciones considerables, así como desplazamientos permanentes, pero sin llegar al colapso de la estructura (ASCE, 2014).

De las diversas alternativas de reforzamiento existentes, por su bajo costo y relativamente sencilla ejecución, se optó por realizar un recrecio de hormigón, tanto en vigas como en columnas. De esta manera se garantizaría el aumento de rigidez de la estructura, la reducción de las deformaciones y el incremento de la capacidad resistente global.

RESULTADOS

En esta sección se presenta el desempeño sísmico alcanzado por cada tipología luego del análisis pushover, así como las deficiencias encontradas en cada estructura. Al final del capítulo, también se presenta una propuesta de reforzamiento para la tipología que presentó el peor desempeño sísmico, basada en el recrecio de hormigón en vigas y columnas.

Desempeño sísmico de las tipologías

Se encontró que la tipología A tuvo el peor desempeño sísmico de todas las estructuras evaluadas, puesto que únicamente es capaz de alcanzar los desplazamientos requeridos ante un sismo frecuente, cuyo período de retorno es de 43 años, y cuya probabilidad de excedencia es del 50% en 30 años (ver Figura 7). Durante este sismo, se espera que la estructura tenga un punto de desempeño de Prevención del Colapso, caracterizado por daños severos en elementos estructurales y no estructurales. Es decir, después del sismo, la estructura habrá sufrido deformaciones permanentes y estará al borde del colapso, con lo cual no podrá ser habitada nuevamente.

La configuración estructural de la tipología A no es capaz de soportar sismos más severos, como aquel con período de retorno de 72 años o el sismo de diseño con período de retorno de 475 años, ya que la demanda sísmica excede la capacidad resistente de la estructura. Se encontró que la tipología B tuvo un punto de desempeño similar al alcanzado por la tipología A, ya que tampoco es capaz de alcanzar los desplazamientos requeridos ante el sismo de diseño. Tal como se observa en la Figura 7, la tipología B es únicamente capaz de resistir un sismo con período de retorno de 43 años.

Al analizar el desempeño sísmico de la tipología C, se encontró que esta tuvo el mejor comportamiento de todas las edificaciones analizadas, ya que fue capaz de alcanzar los desplazamientos requeridos ante el sismo de diseño. Para este sismo, la estructura tendrá un punto de desempeño de Prevención de Colapso, caracterizado por los daños severos a elementos estructurales, pero sin llegar a que la estructura falle (ver Figura 7).

Por último, la evaluación de la tipología D permitió identificar que su comportamiento sísmico es inadecuado, ya que no es capaz de resistir el sismo de diseño. Como se evidencia

en la Figura 7, la estructura es únicamente capaz de alcanzar los desplazamientos requeridos ante un sismo con período de retorno de 72 años, en el que se espera que la estructura tenga un punto de desempeño de Prevención de Colapso.

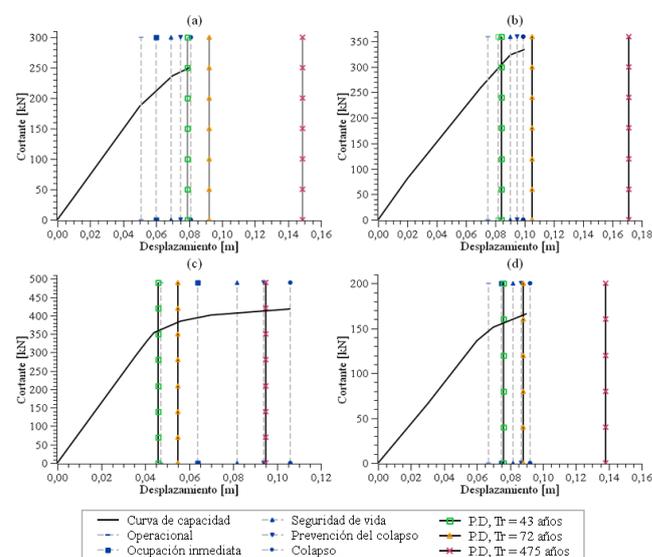


Fig. 7: Curvas de capacidad de las estructuras analizadas. (a) Tipología A, (b) Tipología B, (c) Tipología C, (d) Tipología D

Relaciones demanda / capacidad

Las relaciones entre los desplazamientos requeridos y los desplazamientos que es capaz de soportar cada tipología ante los sismos analizados se presentan en la Tabla 6. Nótese que, en la mayoría de los casos, la relación D/C excede el valor de 1, lo cual implica que la estructura colapsará ante tales sollicitaciones.

Tabla 6: Relaciones demanda / capacidad para los sismos analizados

Tipología	Tr = 43 años	Tr = 72 años	Tr = 475 años
A	0.98	1.14	1.85
B	0.85	1.05	1.72
C	0.44	0.52	0.90
D	0.82	0.95	1.50

Deficiencias estructurales encontradas

Se encontró que las tipologías estructurales con desempeños sísmicos más bajos fueron aquellas que presentaban derivas inelásticas más elevadas, llegando incluso a duplicar el 2% permitido como límite por la NEC-SE-DS. Las derivas calculadas se presentan en la Figura 8.

De igual manera, se identificó que las tipologías A, B y D, presentan períodos de vibración relativamente elevados, y muy alejados de los estimados mediante las fórmulas establecidas por la NEC-SE-DS. Esto no ocurre con la tipología C, ya que los períodos de vibración son similares a los estimados con las ecuaciones de las normativas ecuatorianas. Los períodos de vibración se presentan en la Tabla 7.

La fórmula indicada por la NEC para estimar los períodos de vibración se presenta a continuación:

$$T_{estimado} = C_t * h_n^a$$

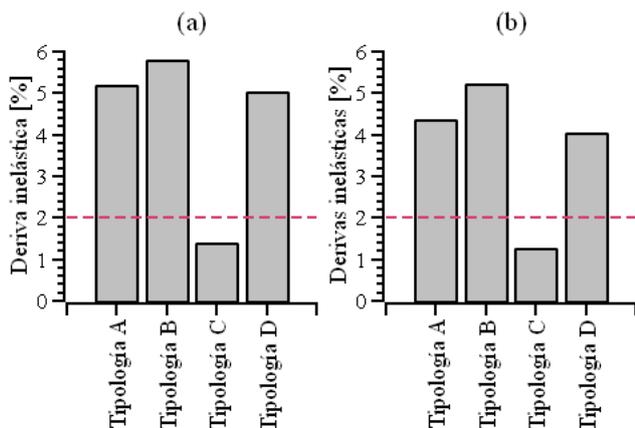


Fig. 8: Derivas inelásticas calculadas para las cuatro tipologías estructurales en estudio. (a) Sentido X, (b) Sentido Y

Tabla 7: Comparativa entre los períodos reales de las edificaciones y los períodos estimados

Tipología	Período del modelo [s]	Período estimado según NEC-SE-DS [s]
A	1.12	0.40
B	1.09	0.52
C	0.51	0.40
D	1.08	0.41

Además, se identificó que las edificaciones en las que no se respetan las secciones mínimas establecidas por la NEC-SE-HM para las columnas (30x30 cm), son aquellas que tienen un desempeño sísmico inadecuado, mismo que origina el efecto viga fuerte – columna débil.

Reforzamiento estructural propuesto

Una vez finalizada la etapa de análisis y detección de deficiencias, se estableció que la tipología con menor capacidad frente al sismo de diseño sería la Tipología A, ya que su relación demanda / capacidad fue la más alta de todas (1.85).

Para desarrollar la propuesta de rehabilitación sísmica a esta tipología se consideraron 3 acciones principales de las varias que sugiere el MIDUVI (2015d): la modificación local de sus componentes, el rigidizamiento global y el reforzamiento global de la estructura.

El reforzamiento propuesto para esta tipología, que originalmente poseía columnas esbeltas, con una sección de 20x20 cm, consistió en incrementar el área de las columnas mediante un recrido de hormigón, hasta alcanzar una sección de 30x30 cm. Con respecto a las vigas, también se propuso realizar un recrido para descolgarlas 10 cm de la losa alivianada, alcanzando una sección transversal final de 20x30 cm, logrando mayor ductilidad y capacidad de disipación energética en la edificación.

Adicionalmente, y debido a la alta flexibilidad del piso 3, conformado por columnas metálicas de sección cuadrada hueca, se optó por colocar diagonales metálicas interconectadas entre ciertas columnas, que aumenten la rigidez del piso

y eviten grandes desplazamientos ante la acción de cargas laterales. En la Figura 9 se presenta una vista tridimensional del reforzamiento propuesto.

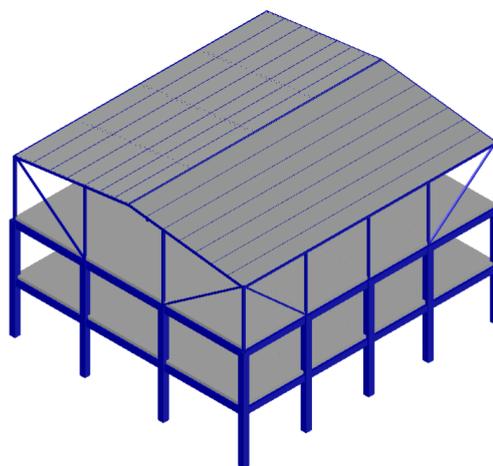


Fig. 9: Vista tridimensional del reforzamiento estructural propuesto para la Tipología A

Con el reforzamiento propuesto, la estructura mejoró notablemente su comportamiento sísmico, ya que fue capaz de soportar los 3 sismos especificados previamente, incluyendo el sismo de diseño. Las nuevas relaciones demanda/capacidad que la edificación sería capaz de soportar se presentan en la Tabla 8.

Tabla 8: Relaciones demanda / capacidad para la tipología A reforzada

Tipología	Tr = 43 años	Tr = 72 años	Tr = 475 años
A	0.33	0.40	0.73

Para el sismo de diseño, se espera que la estructura tenga un punto de desempeño de Seguridad de Vida, cumpliendo así con el objetivo de seguridad mínimo establecido por la NEC-SE-RE. La curva de capacidad que la estructura reforzada es capaz de desarrollar se presenta en la Figura 10.

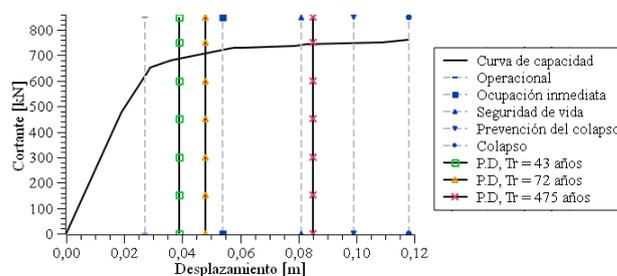


Fig. 10: Curva de capacidad de la tipología A reforzada

DISCUSIÓN

Durante el desarrollo de este estudio se evidenció que la mayoría de las deficiencias estructurales se concentraron en la estructura principal, construida en hormigón armado, y que

estas anomalías fueron las causantes esenciales del inadecuado desempeño sísmico de las edificaciones, siendo marginal el aporte de las ampliaciones verticales.

En el caso particular de las tipologías A, B y D, describen un inadecuado comportamiento frente a cargas laterales. En todos los casos, el nivel de desempeño alcanzado para el sismo de diseño fue distinto al de seguridad de vida. Se identificó una limitada ductilidad de las estructuras debido en gran medida a que están construidas con vigas banda y columnas esbeltas. Estas anomalías las hacen propensas a fallar de manera frágil, pudiendo llegar a fracturarse sin grandes deformaciones muy cerca del límite elástico (Rodríguez, 2013).

En contraste, la tipología C fue la única edificación que cumple las secciones mínimas de columnas establecidas por la NEC-SE-HM; aunque sus vigas no cumplen con el ancho mínimo de 25 cm establecido por la normativa. Sin embargo, estas vigas se descuelgan de la losa, aportando ductilidad al sistema y permitiendo que la estructura alcanzara el nivel de desempeño de prevención de colapso para el sismo de diseño.

Lo expuesto previamente, deja en evidencia la vulnerabilidad de las edificaciones en estudio. La razón principal es el no cumplimiento de la normativa nacional procedente de la falta de dirección técnica durante la etapa de diseño y edificación o porque fueron construidas años atrás con normativas menos rigurosas a las actuales. En este sentido, mecanismos de control de diseño y ejecución de obra por parte de entidades gubernamentales se vuelven indispensables para reducir la vulnerabilidad de las edificaciones y con ello garantizar la seguridad de los habitantes ante eventuales sismos de gran magnitud.

CONCLUSIONES

Este trabajo tuvo por objetivo analizar el comportamiento sísmico de las estructuras aporticadas con ampliaciones verticales de la ciudad de Loja. Para ello, se generaron modelos analíticos de 4 tipologías estructurales representativas, sobre los cuales se ejecutó un análisis estático no lineal (pushover) y se identificó las deficiencias estructurales existentes.

Finalmente, se realizó una propuesta de reforzamiento a una de las tipologías que permitiera mejorar su comportamiento ante cargas sísmicas. Del estudio se obtuvieron las siguientes conclusiones:

El desempeño sísmico de las tipologías estructurales analizadas es deficiente, ya que solo la tipología C tiene la capacidad de resistir el sismo de diseño, cuya probabilidad de excedencia es del 10% en 50 años. Las tipologías A, B y D solo tienen la resistencia suficiente para permanecer en pie ante un sismo con probabilidad de excedencia del 50% en 30 años, por lo que colapsarían ante el sismo de diseño.

La construcción de cubiertas metálicas sobre estructuras de hormigón armado genera un aumento considerable en el período de vibración de la edificación y en sus derivas inelásticas. Esto se debe a que la rigidez de estas ampliaciones es significativamente menor a la rigidez de la estructura principal, lo que ocasiona grandes desplazamientos ante cargas laterales. Si bien es cierto, la adición de estas ampliaciones verticales afecta de manera negativa al comportamiento de las estructuras, pero no es la causa principal de su inadecuado desempeño sísmico.

La causa principal del deficiente comportamiento sísmico de las tipologías analizadas es su escasa rigidez y baja ductilidad. La falta de rigidez se debe a la esbeltez de las columnas, que no cumplen con la sección mínima establecida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción; mientras que la baja ductilidad se debe a la utilización de vigas banda embebidas en las losas, en lugar de vigas descolgadas.

Adicionalmente, se detectó en las tipologías más vulnerables (A, B y D) un comportamiento viga fuerte, columna débil, que es propenso a fallas súbitas pudiendo ocasionar el colapso total de la edificación.

Se encontró que el desempeño sísmico de las tipologías podía mejorarse a través de un reforzamiento estructural basado en el recrecido del hormigón. Al incrementar la sección de las columnas, estas serían dotadas de una mayor resistencia y rigidez, mientras que al descolgar las vigas se incrementaría la ductilidad total de la estructura. De esta manera, la edificación tendría capacidad para disipar una mayor cantidad de energía y evitar el colapso ante el sismo de diseño.

De igual manera, se encontró que la alta flexibilidad de las cubiertas metálicas podría ser solucionada mediante la instalación de diagonales rigidizadoras entre las columnas, mismas que cumplirían la función de disminuir el período de vibración y los desplazamientos generados ante cargas sísmicas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Universidad Técnica Particular de Loja por facilitar los equipos requeridos para los ensayos no destructivos en las edificaciones analizadas.

CONTRIBUCIONES DE LOS AUTORES

Conceptualización, metodología, análisis formal, investigación y recursos: EPD, CFQ y JDC; curación de datos: CFQ y JDC; redacción — preparación del borrador original: CFQ; redacción — revisión y edición: EPD; supervisión y administración de proyecto: EPD. Todos los autores han leído y aceptado la versión publicada del manuscrito.

EPD: Edwin P. Duque, CFQ: Cristhian F. Ordoñez, JDC: Jessie D. Cueva.

FINANCIAMIENTO

El presente estudio fue financiado mediante fondos propios de los autores.

REFERENCIAS

Al-Kodmany, K. (2012). The Logic of Vertical Density: Tall Buildings in the 21st Century City. *International Journal of High-Rise Buildings*, 1(2), 131–148. www.ctbuh.org

American Society of Civil Engineers. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.

Benito, B. (2013). *Geología, Terremotos y Riesgo Sísmico: Avances y Perspectivas*.

Blanco, M. (2012). Criterios Fundamentales Para el Diseño Sismorresistente. *Revista de La Facultad de Ingeniería*

Universidad Central de Venezuela, 27(3), 74–84.

Leslie, R. (2013). *The Pushover Analysis, explained in its Simplicity*.

Martine, G., McGranahan, G., Montgomery, M., Fernández-Castilla, R. (2008). *New Global Frontier: Urbanization, Poverty and Environment in the 21st Century*.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015a). *NEC-SE-CG: Cargas No Sísmicas*.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015b). *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente*.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015c). *NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado*.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015d). *NEC-SE-RE: Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras*.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015e). *NEC-SE-VIVIENDA: Viviendas de hasta 5 pisos con luces de hasta 5 m*.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2016). *Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*.

Parra, H., Benito, M. B., Gaspar-Escribano, J. M. (2016). Seismic hazard assessment in continental Ecuador. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2016 14:8, 14(8), 2129–2159. <https://doi.org/10.1007/S10518-016-9906-7>

Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., Yepes, H. (2007). *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador*. Corporación Editora Nacional.

Rodríguez, C. (2013). *Patrones y mecanismos de fractura en los materiales compuestos de matriz polimérica reforzados con fibras*.