

Análisis Dinámico No Lineal de un Edificio Aporticado de Hormigón Armado con Mampostería durante el Terremoto de Muisne, Ecuador, del 2016.

Nonlinear Dynamic Analysis of An Infilled Rc Frame Building During The 2016, Muisne, Ecuador Earthquake.

Patricio Paredes Bernal¹; Jorge Romero Loyola²

¹P&B Constructora, Quito - Ecuador, pparedes@buffalo.edu

²University at Buffalo, Buffalo - EEUU, jorgemig@buffalo.edu

DOI: <http://dx.doi.org/10.31243/id.v15.2022.1592>

Resumen

Este artículo presenta la respuesta de un modelo numérico bajo la acción de cargas sísmicas para un edificio de cuatro plantas ubicado en Portoviejo, Ecuador. Se analiza el evento del 16 de abril de 2016, en donde un terremoto superficial de magnitud MW7.8 azotó la costa norte del Ecuador. La máxima aceleración de piso registrada en Portoviejo fue 0.38g, La estructura fue terminada en 2011 y las particiones internas entre ambientes se componían de divisiones ligeras de aluminio y gypsum. Sin embargo, las paredes perimetrales eran mampostería de ladrillo macizo, con excepción de la fachada frontal. Se realizó una evaluación sistemática siguiendo las guías del ASCE 41-17 (Tier 1 y Tier 3). El modelamiento no lineal se realizó en OpenSees. Las propiedades de los materiales utilizados en la modelación se obtuvieron in situ a través de pruebas destructivas y no destructivas El modelo utilizó el procedimiento recomendado en el ASCE 41-17 para el modelamiento de las paredes de acuerdo con las propiedades del pórtico y pared se calculan resistencia a fluencia, pico y residual, así como la deriva del pórtico con mampostería Los resultados obtenidos al comparar el período natural de la estructura después de sometida al terremoto, en el análisis, se ajustan a la información provista en la evaluación post-terremoto. Se comparó el estado de las paredes validando mediante el daño en la estructura y la respuesta fuerza vs. deformación de cada elemento Se concluye que dichos elementos representan de manera satisfactoria el daño presentado en la estructura real.

Palabras clave: | *Pórticos de hormigón armado con mampostería, modelación no-lineal, ASCE 41-17, terremoto de Muisne.*

Abstract

This paper presents the response of a numerical model under seismic loading of a four-story building located in Portoviejo, Ecuador. The analysis considers the event of April 16th, 2016, where a MW 7.8 shallow megathrust faulting earthquake struck the coast of Ecuador. The maximum recorded PGA in Portoviejo was 0.38g, The structure was finished in 2011 where the building had interior partitions made of aluminum and gypsum. However, the perimeter walls were clay masonry infills, except in the front façade. A Tier 1 screening, and a Tier 3 systematic evaluation were developed following guidelines in ASCE 41-17. The nonlinear modeling of the structure was performed using OpenSees. The material properties of the structure used in the model were collected after the earthquake by destructive and non-destructive testing Infill walls are

accounted for in the analysis by following the recommendations for infilled RC frames proposed in ASCE 41-17. According to the properties of the infilled frame the yield, peak and residual strength, and drift of the infilled frames are calculated. The results from comparing the natural period of the structure after being subjected to the EQ in the analysis and the information provided by the post-earthquake testing match. Therefore, the state of the masonry infills is compared to validate the model by comparing the damage with the force-vs.-displacement responses of each element. The elements that represent the infill walls present a response that accurately describes the damage presented by the infills of the structure.

Keywords: *ASCE 41 evaluation, nonlinear modeling, Muisne earthquake, masonry infilled RC frames.*

Introducción

Este artículo presenta la respuesta de un modelo numérico bajo la acción de cargas sísmicas para un edificio de cuatro plantas ubicado en Portoviejo, Ecuador. El edificio representa algunas de las prácticas constructivas típicas para edificios de baja a mediana altura en el Ecuador. El enfoque principal de este análisis es el evento del 16 de abril de 2016, en donde un terremoto superficial de magnitud MW7.8 azotó la costa norte del Ecuador. El edificio utilizó particiones ligeras, sin embargo, los pórticos perimetrales con excepción de la fachada frontal, se componían de paredes de ladrillo macizo. El proceso de recolección de datos, así como la identificación de deficiencias estructurales y el modelamiento no-lineal, fueron realizados siguiendo los requerimientos del ASCE 41-17. El modelo no-lineal fue construido en OpenSees. Los períodos naturales del modelo no-lineal luego de sometido al terremoto de Muisne de 2016 fueron comparados con las mediciones de vibración ambiental del proceso de evaluación post-sismo. Finalmente, las respuestas fuerza-deformación de los elementos que representan las paredes en el modelo fueron contrastadas con el estado de daño real de las paredes en el edificio. Otros parámetros de demanda ingenieril fueron extraídos del modelo para entender de mejor manera el comportamiento de la estructura durante el terremoto.

Terremoto del 16 de Abril de 2016

En la tarde del 16 de Abril de 2016 un terremoto de magnitud MW 7.8 golpeó la costa norte y central del Ecuador, causando daño extensivo en las provincias de Esmeraldas, Manabí y Guayas. La cifra final de fallecidos, de acuerdo con cifras oficiales, fue de 668 personas. Las pérdidas aproximadas fueron de cerca de 1.3mil millones de dólares. La intensidad máxima reportada de acuerdo con la escala Macro-sísmica Europea (EMS-98) fue IX. La máxima aceleración pico del terreno fue de 1.407g, registrada en la estación APED, a 35 km. Al sur del epicentro, en la ciudad de Pedernales. El edificio de cuatro pisos de este estudio se ubica en la ciudad de Portoviejo, provincia de Manabí. Esta ciudad se encuentra a 167 km al sur del epicentro. La máxima aceleración de piso registrada en Portoviejo fue 0.38g, en la estación APO1, localizada a 1.2 km del edificio de estudio.

Descripción del Edificio de Estudio

De acuerdo con cifras oficiales presentadas por el INEC, el 94% de los edificios en el Ecuador han sido construidos con hormigón armado, siendo los pórticos a momento casi exclusivamente el sistema estructural utilizado para edificios de baja a mediana altura. Además, es una práctica generalizada en el país

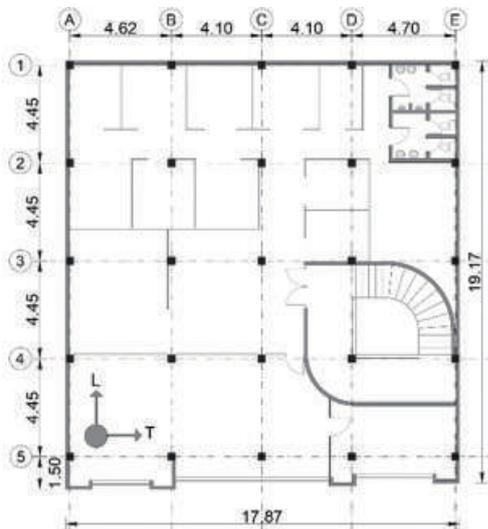
el uso de particiones de mampostería no reforzada, con el 54% de los edificios utilizando bloque hueco de hormigón y el 44% haciendo uso de ladrillo macizo. A pesar de no estar reconocido como un sistema estructural en la NEC-15, las estructuras resultantes de un buena porción de los edificios en Ecuador pueden fácilmente catalogarse como Pórticos de Hormigón con Muros de Corte de Mampostería (C3), de acuerdo con la Tabla 3.1 del ASCE 41-17.

El edificio de estudio se terminó de construir en el año 2011, esto es, cinco años del terremoto de Muisne. Se identificó como un edificio de oficinas con divisiones ligeras de aluminio y gypsum. Sin embargo, las fachadas laterales y posterior estaban enteramente rellenas de mampostería de ladrillo macizo sin refuerzo. La fachada frontal se conformó principalmente con vidrio. La estructura del edificio estaba compuesta de cuatro pórticos de hormigón armado en cada dirección, con una luz aproximada de 4.45m en todos sus vanos. Las dimensiones y disposición de refuerzo de columnas, vigas, losa y vigas de cimentación se muestran en la Tabla 1. Una fotografía del edificio, tomada días después del terremoto de Muisne de 2016, así como la vista en planta del mismo, se presentan en la Figura 1.

Tabla 1. Dimensiones y refuerzo de los principales elementos estructurales

Elemento	Sección (mm)	Refuerzo Longitudinal	Refuerzo transversal
Columnas	350x350 (300x300 en el 4to piso)	8φ14mm	Estribo cuadrado y rombo φ6mm@100mm en l, y φ6mm@200mm fuera de l.
Vigas	500x250 (mismo alto que la losa)	6φ14mm	Estribos φΦ6mm@100mm
Losa aliviada	h=250	1φ12mm@500m m	n/A
Vigas de cimentación	300x1000	Desconocido	Desconocido

Figura 1. Planta típica a la izquierda. Foto del edificio luego del terremoto de Muisne, 2016, a la derecha



El uso de losas alivianadas como sistema de piso es una práctica común en el Ecuador. Las losas se alivianan a través del uso de bloques huecos de hormigón, mismos que sirven como encofrado de los orificios, en este caso, con dimensiones 400x400x200mm. Los bloques se dejan perdidos en la losa. La loseta de compresión tiene un espesor de 50mm o más. Por lo tanto, el espesor mínimo de la losa es de 250mm. Los nervios o costillas son de 100mm de ancho. Otra práctica común en el país, al menos hasta la década pasada, fue el uso de vigas banda, o vigas pérdidas en la losa. Estas vigas tienen un alto igual al espesor de la losa, es decir, para este edificio, 250mm. Esta práctica buscaba simplificar y abaratar el encofrado de la losa de piso, resultando en losas planas. Las vigas banda se construían, usualmente, más anchas que las columnas. En el edificio de estudio, las vigas tenían 500mm de ancho. Aún así, la reducción en inercia de estas vigas, en comparación a un sistema típico de pórticos a momento con vigas descolgadas, es significativa y prohibida por algunos códigos en aplicaciones sísmicas, incluyendo el americano y mexicano. Por lo anterior, este tipo de edificios tienden a ser muy flexibles. Sin embargo, el uso de vigas anchas con refuerzo transversal al menos ayuda a prevenir fallas por punzonamiento, dependiendo del diseño.

Recolección de Información Post-sismo siguiendo el ASCE 41

La información descrita en esta sección fue obtenida producto de dos contratos de consultoría con el dueño del edificio, el primero, en Mayo de 2016 (a un mes del terremoto), y el segundo un año después del primero, es decir, en Mayo de 2017. Se utilizaron los procedimientos de evaluación sistemática (Tier 1 y Tier 3) del ASCE 41-17. Se realizó una recolección comprensiva de datos que incluyó la extracción de núcleos de hormigón y pruebas de velocidad ultrasónica para evaluar la resistencia a la compresión del hormigón; determinación de dimensiones y acero de refuerzo de los elementos estructurales; identificación del período natural de vibración de la estructura y el suelo de fundación; investigación geotécnica del suelo que incluyó un estudio de efecto de sitio; determinación del potencial de corrosión del acero de refuerzo; y recolección de los principales sistemas de ingeniería (agua, electricidad y aire acondicionado).

El procedimiento de evaluación Tier 1, siguiendo los listados del ASCE 41, identificó las siguientes deficiencias estructurales cuando se consideró al edificio como tipo C1 (Pórticos a Momento de Hormigón Armado): a) capacidad axial de columnas tanto para OI como PC; b) capacidad a cortante de columnas tanto para OI como PC; c) losas planas; d) espaciamiento de estribos; e) espaciamiento de estribos en vigas; y f) anclaje de las paredes fuera del plano. Además, la ubicación de los traslapes de columnas y vigas, así como el refuerzo en el nudo no se conoce. Las deficiencias no-estructurales identificadas fueron las siguientes: a) las paredes no reforzadas no cumplen con el espaciamiento máximo de arriostramiento permitido; b) las paredes no están detalladas para acomodar límites máximos específicos de derivas; c) las paredes en fachadas no están ancladas para fuerzas fuera del plano; d) los vidrios de la fachada frontal no son laminados; e) las paredes alrededor de las gradas no están restringidas para fuerzas fuera del plano; f) la conexión entre las gradas y la estructura depende de una sola capa de refuerzo; g) no existen tuberías o acoples flexibles.

La exploración de la cimentación descubrió vigas de cimentación en forma de T invertida. El alma de las vigas es de 300mm en ancho y 1000mm en alto. El patín se extiende 1000mm a cada lado del alma,

resultando en un ancho total de 2300mm. Claramente, la fundación está sobredimensionada para soportar un edificio de 4 plantas y luces de 4.45m.

Las escaleras, especialmente en el primer piso, fueron las más afectadas del edificio luego del terremoto. Estas tenían una forma helicoidal y fueron reforzadas con una sola capa de cinco varillas de 12mm. Este refuerzo pobre, sumado a la excentricidad de la ubicación de la grada en la planta del edificio, y a la flexibilidad inherente del sistema estructural del edificio, estuvieron a poco de causar el colapso total de la sección de escaleras entre planta baja y el primer piso alto. Una de las 5 varillas de la capa de refuerzo de la grada falló a tensión, lo que provocó que la escalera se desplace entre 3 a 5 cm de la losa. Considerando lo anterior, la conexión entre las gradas y las losas se asumió como articulada, y por tanto, no se consideró en el análisis.

Las paredes perimetrales fueron construidas utilizando ladrillo macizo de dimensiones 300x140x60mm. Los ladrillos de las paredes que rodeaban las gradas fueron colocados rotados 90°, de tal manera que los 60mm se convirtieron en la base y no el alto de cada ladrillo en la pared. Todas estas paredes colapsaron durante el terremoto. La Figura 2 muestra el daño de la escalera y las paredes circundantes que se menciona.

Figura 2. *Conexión de la escalera a la losa de primer piso, a la izquierda. Paredes colapsadas alrededor de las escaleras, a la derecha.*



El hormigón del edificio tiene una resistencia muy pobre, con un f_c que varía entre 13 y 16 MPa. No se encontraron planos ni documentos de la construcción. Sin embargo, como es común en el Ecuador, se asume que la resistencia mínima a la compresión a los 28 días para el diseño fue de 21 MPa. De hecho, fue muy fácil remover la capa de recubrimiento para poder observar el acero de refuerzo en los elementos estructurales, lo que demuestra la pobre calidad del hormigón. El rango antes mencionado se obtuvo a través de la extracción y prueba de núcleos de hormigón (15 en total) de distintos elementos del edificio, que luego se contrastaron con resultados de mediciones de velocidad ultrasónica y pruebas esclerométricas. Por otro lado, no se encontró corrosión en el acero de refuerzo, misma que se evaluó a través de pruebas de potencial e inspección visual.

El suelo de implantación del edificio se estudió y clasificó a través de dos exploraciones geotécnicas de 15m de profundidad en las que se realizaron pruebas de Penetración Estándar (SPT) siguiendo ASTM D1586, además de un prospección geofísica con mediciones de microtrepidación. El suelo se clasificó, de acuerdo con el sistema SUCS, como limos de alta plasticidad, MH. Además, siguiendo la categorización de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15, que utiliza la misma lógica que la Tabla 20.3-1 del ASCE 7-16, se clasificó al suelo como Clase D, con una velocidad de onda de corte medida de 320 m/s. El período del suelo se midió y se obtuvo un valor de 0.65 segundos.

El período de la estructura fue medido, primero, el 18-05-2016, y un año después, en una segunda prueba, el 19-03-2017. Coincidentalmente, mientras la primera prueba se realizaba, aproximadamente un mes después del terremoto, la réplica más fuerte de éste (MW 6.8) ocurrió. Además, para la segunda prueba las paredes colapsadas alrededor de las escaleras fueron desalojadas, además de algunos muebles. Los resultados de ambas pruebas se muestran en la Tabla 2. Las dirección transversal, T y longitudinal, L, se muestra en la imagen de la izquierda de la Figura 1. Sin embargo, los resultados de la primera prueba no se consideran en adelante dado que la réplica alteró la respuesta del edificio, alargando el período medido en ambas direcciones. Por lo tanto, los resultados de la segunda prueba se consideran como la línea base para comparar los modelos numéricos descritos en este artículo. Las paredes alrededor de las gradas y las gradas en sí no fueron consideradas en el modelo para reflejar el estado real del edificio al momento de esta segunda prueba. Otro aspecto a notar es el hecho de que de acuerdo con la NEC-15 el período fundamental calculado para el alto del edificio, $h=12\text{m}$, debió estar entre 0.35 y 0.51 segundos, considerando, para el primer valor, un sistema de pórticos de hormigón con muros estructurales y, para el segundo, un sistema de pórticos de hormigón sin muros estructurales.

Tabla 2. Resultados de mediciones de vibración ambiental en el edificio

Dirección	Primera prueba (05-18-2016)	Segunda prueba (03-19-2017)
Transversal (T)	0.79	0.68
Longitudinal (L)	0.67	0.56
Torsión	-	0.36

Modelo No Lineal

Se construyó un modelo no lineal del edificio utilizando OpenSees. Los pórticos con paredes fueron modelados siguiendo las recomendaciones del capítulo 11 del ASCE 41-17. El enfoque general consiste en clasificar, en una primera instancia, al pórtico como dúctil o no-dúctil basado en una relación entre la resistencia a cortante de la columna y la fuerza cortante correspondiente al desarrollo de rótulas plásticas en la columna. Para ello, se realiza un análisis pushover de cada pórtico sin paredes. A continuación, se categoriza a la pared como débil o fuerte (relativamente flexible o relativamente rígida de acuerdo con la terminología del ASCE 41-17) basado en la relación entre la rigidez lateral de la pared y la rigidez a flexión de la columna. Dependiendo de lo anterior, se utiliza un juego específico de ecuaciones para calcular la resistencia y derivas en fluencia, pico y residual. Finalmente, la curva de la pared únicamente será la

diferencia entre la curva del pórtico con la pared, calculado con el procedimiento de la norma y la curva de pushover del pórtico sin la pared. Para el edificio de estudio, se construyeron y calcularon doce pórticos con paredes distintos, uno por piso de cada fachada lateral (considerando las luces de 4.45m) y dos por piso para la fachada posterior (considerando una luz de 4.10m y otra de 4.70m). Se requieren distintas curvas por piso dado que existe un incremento gradual en el peso en los niveles más bajos. Por lo tanto, se construyeron distintos modelos de un solo vano y piso. Los pórticos 1, 5 y 9 corresponden al cuarto piso. Los pórticos 2, 6 y 10 corresponden al tercer piso. Los pórticos 3, 7 y 11 corresponden al segundo piso. Los pórticos 4, 8 y 12 corresponden al primer piso. La clasificación anterior se detalla en la Figura 3. Las curvas estimadas de fuerza-desplazamiento para cada pórtico se muestran en la Figura 4.

Figura 3. Clasificación de los pórticos con paredes en planta y elevación

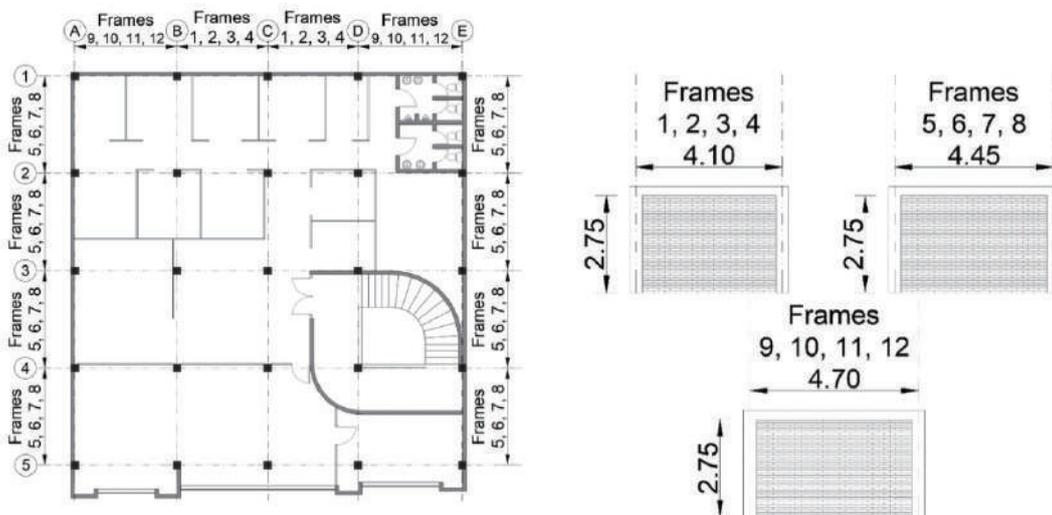
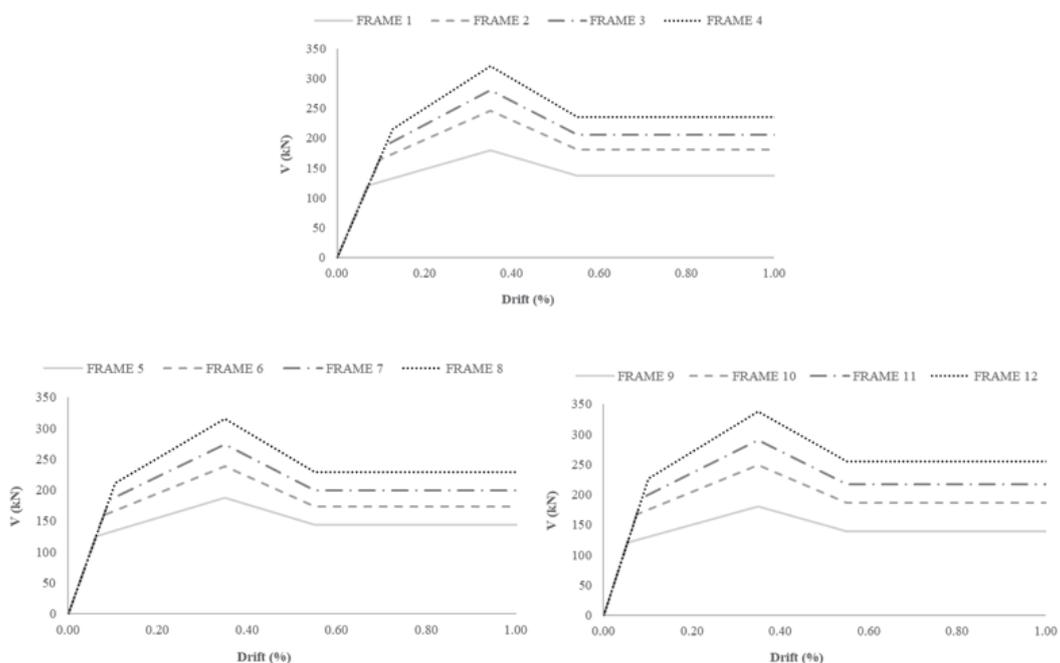


Figura 4. Curvas de fuerza lateral vs. deriva para los distintos tipos de pórticos con paredes



Para este caso, todas las paredes se clasificaron como relativamente flexibles o débiles. De la misma forma, todos los pórticos se clasificaron como no-dúctiles. Las propiedades de los materiales utilizados para la mampostería no fueron obtenidas directamente del edificio, sino deducidas de varios estudios recientes realizados en el Ecuador, así como de la Tabla 3-1 del FEMA P2018. La Tabla 3 muestra los valores seleccionados.

Tabla 3. Propiedades seleccionadas para la mampostería

$f'm$ (MPa)	$E'm$ (MPa)	$\mu 0$ (-)	$\mu 0$ (-)	c (MPa)
1.50	1500	0.58	0.52	0.15

Un modelo de cada vano y piso de cada pórtico con paredes mostrado en la Figura 3 fue construido en OpenSees. La mampostería se representa como un puntal diagonal, modelado como un elemento truss. El ancho de cada puntal es el mismo que el espesor de la pared. El alto de cada puntal se calibró para aproximar de mejor manera las curvas presentadas en la Figura 4. Las vigas y columnas se modelaron como elementos viga-columna inelásticos controlados por desplazamiento. Tanto el pórtico como la pared se modelaron utilizando elementos de plasticidad distribuida con secciones de fibras de y el material Concrete02. El acero de refuerzo se modeló con el material Steel02. La Tabla 4 y 5 presenta las propiedades de los materiales usadas en el análisis. La Figura 5 compara las curvas obtenidas siguiendo el ASCE 41 y las curvas calibradas usando OpenSees.

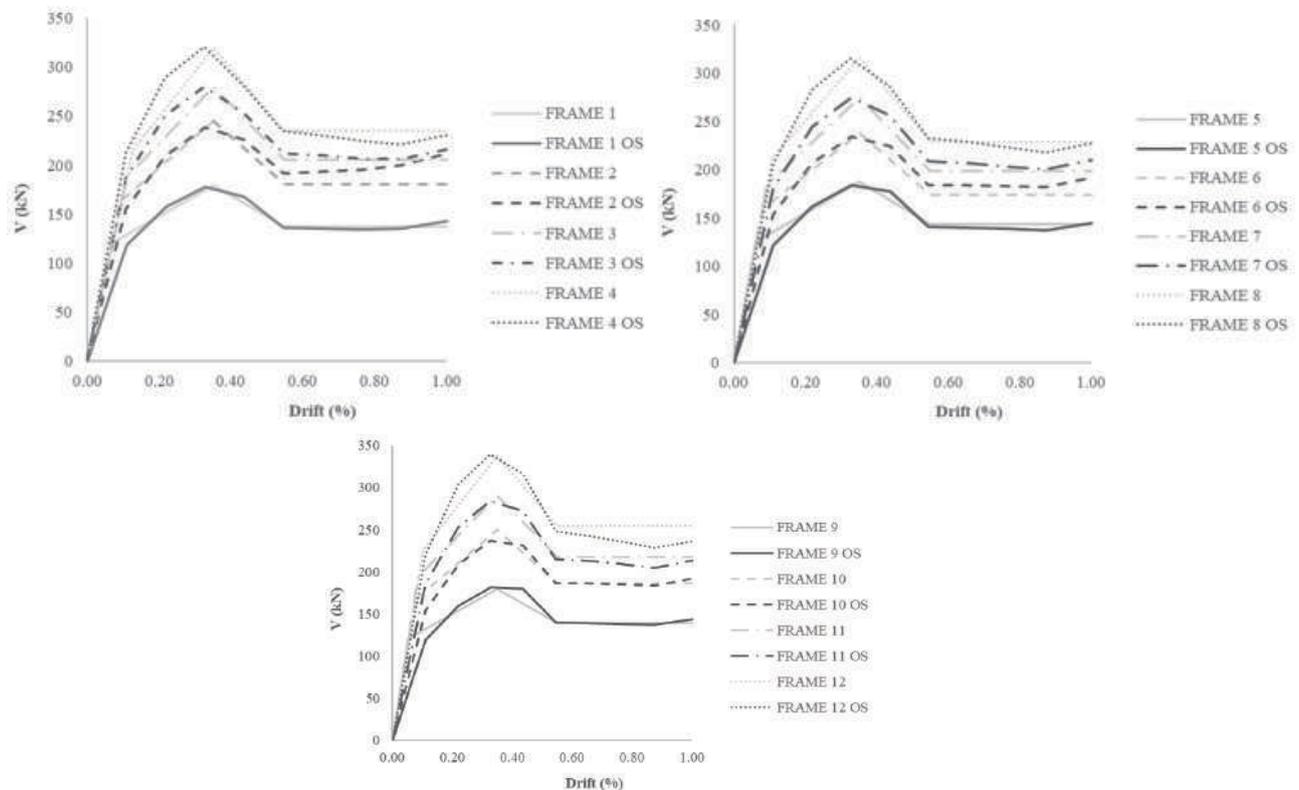
Tabla 4. Propiedades del material Concrete02 de pórticos y paredes utilizados en el análisis

	Material	Resistencia a Compresión Pico MPa	Resistencia Residual MPa	Resistencia a Tensión MPa	Deformación unitaria en Resistencia pico -	unitaria en residual -	Alto del Puntal mm	Tension Softening Stiffness MPa	Lamda
Columna	Hormigón no confinar	14.0	2.3	1.8	0.0030	0.0060	-	360	0.1
	Hormigón Confinado	17.8	2.9	1.8	0.0031	0.0062	-	360	0.1
Viga	Hormigón no confinar	21.0	3.5	2.7	0.0030	0.0060	-	540	0.1
	Hormigón Confinado	26.7	4.4	2.7	0.0038	0.0076	-	540	0.1
Puntal - Mampostería	Puntal 1	1.5	0.83	0.75	0.0017	0.0022	625	225	0.1
	Puntal 2						780		
	Puntal 3						975		
	Puntal 4						1150		
	Puntal 5						635		
	Puntal 6						770		
	Puntal 7						935		
	Puntal 8						1100		
	Puntal 9						615		
	Puntal 10						770		
	Puntal 11						965		
	Puntal 12						1190		

Tabla 5. Propiedades del material Concrete02 de pórticos y paredes utilizados en el análisis

Alfa	Resistencia Fluencia MPa	Tangente elástica inicial MPa	Relación de endurecimiento -	R0	cR1 -	cR2 -
1.0	420	200000	0.01	18	0.925	0.15

Figura 5. Curvas de fuerza lateral vs. deriva calibradas para los distintos tipos de pórticos con paredes



El modelo tridimensional se ensambló utilizando las propiedades calibradas de los modelos de un solo vano y piso que se mostraron en las Tablas 4 y Figura 5. Las dos componentes horizontales del registro de la estación APO1 (1.038S, 80.450W) fueron aplicadas al modelo. La estación se encuentra apenas a 1.2km al noreste del edificio de estudio.

Resultados

La Tabla 6 compara los resultados de las pruebas de vibración ambiental realizadas en el edificio en marzo de 2017, mismas que reflejan el estado post-sismo, y los resultados del análisis de eigenvalores del modelo numérico, tanto antes como después de la aplicación de las señales registradas en la estación cercana el 16 de abril de 2016. La dirección transversal, T, y longitudinal, L, se muestra en la Figura 1. Se considera que los resultados son acordes entre ellos, especialmente para los modos 1 y 3. El resultado del modo 3,

considerando la simplicidad del modelo, se puede considerar también relativamente bueno.

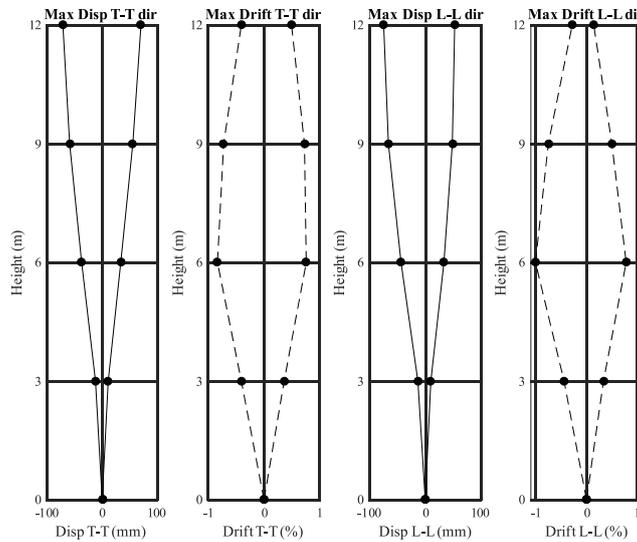
De acuerdo con los resultados anteriores, el modelo se consideró validado. A continuación, se extrajeron los desplazamientos y derivas pico de piso del modelo numérico, tal como se muestra en la Figura 6. El desplazamiento máximo es cercano a los 100mm en el techo. La deriva máxima es aproximadamente 1% en el segundo piso, lo que coincide con el piso donde se concentró la mayoría del daño que se evidenció en el reconocimiento post-sismo.

Tabla 6. Comparación de los periodos naturales

Modo	Dirección	Vibración Ambiental	Período (seg)		Error (después del evento) (%)
			Modelo Numérico		
			Antes del evento	Después del evento	
1	Transversal (T)	0.68	0.67	0.72	5.8
2	Longitudinal (L)	0.56	0.41	0.42	25.0
3	Torsión	0.36	0.30	0.39	8.3

En este punto, un modelo sin las paredes fue desarrollado para contrastar los resultados de desplazamientos y derivas máximas entre los pórticos con y sin paredes. Los desplazamientos máximos en este último alcanzaron los 200mm. La deriva máximo de piso alcanzó el 2%. Tanto los desplazamientos como derivas se duplicaron al considerar pórticos sin paredes. Así mismo, los periodos después del evento fueron de 1.98, 1.94 y 1.59 segundos para la dirección transversal, longitudinal y torsional, respectivamente. Los resultados de periodos naturales antes del evento fueron 1.26, 1.22 y 1.07 segundos, siguiendo el mismo orden anterior. Estos resultados muestran una degradación sustancial de la rigidez de la estructura pre y post evento. Además, dichos valores están lejos de los obtenidos con las mediciones de vibración ambiental en el sitio, probando que este modelo no es capaz de representar el comportamiento real del edificio. Considerando el enfoque general en Ecuador y varios lugares alrededor del mundo, de modelar solo los pórticos de hormigón, aún cuando las paredes sean débiles como es el caso del edificio de estudio, los resultados prueban lo contrario. Lo anterior resalta la importancia de incluir las paredes en el análisis para poder aproximar de mejor manera el comportamiento de la estructura durante un sismo. Se ha argumentado que los pórticos con paredes, especialmente si éstas se categorizan como débiles, no se deberían modelar debido a que la pérdida de gran parte de su capacidad de resistencia lateral ocurre solo unos pocos segundos después de iniciado el evento, dejando a los pórticos solos para resistir lo restante del sismo, tal y como se modelan. El terremoto de Muisne duró aproximadamente 60 segundos, típico de registros de larga duración en zonas de subducción. Sin embargo, en el caso de estudio las paredes permanecieron, incluso ya dañadas, dentro de los pórticos hasta el fin del evento. Las paredes cambiaron dramáticamente, para bien o para mal, el comportamiento de la estructura.

Figura 6. Desplazamientos y derivas pico



El daño de las paredes fue verificado al contrastar el estado real de éstas, observado en el reconocimiento post-sismo, con las curvas fuerza vs. deriva de cada elemento representando a las paredes en el modelo numérico. La Figura 7 muestra una vista en elevación del pórtico 1 (fachada posterior), siguiendo la notación de la vista en planta de la Figura 1. De igual manera, la Figura 9 muestra una vista en elevación del pórtico A (fachada lateral), Además, se muestran fotos en la Figura 8 del estado real de daño después del terremoto de una pared representativa de cada piso. Las paredes en el primer y cuarto piso permanecieron en buen estado. Sin embargo, el daño se concentró en el segundo y tercer piso. Por lo tanto, los elementos que representan estas paredes en el modelo presentan un respuesta que describe muy bien el daño real de estos elementos en el edificio.

Figura 7. Fuerza cortante vs. deriva en el Pórtico 1 (fachada posterior)

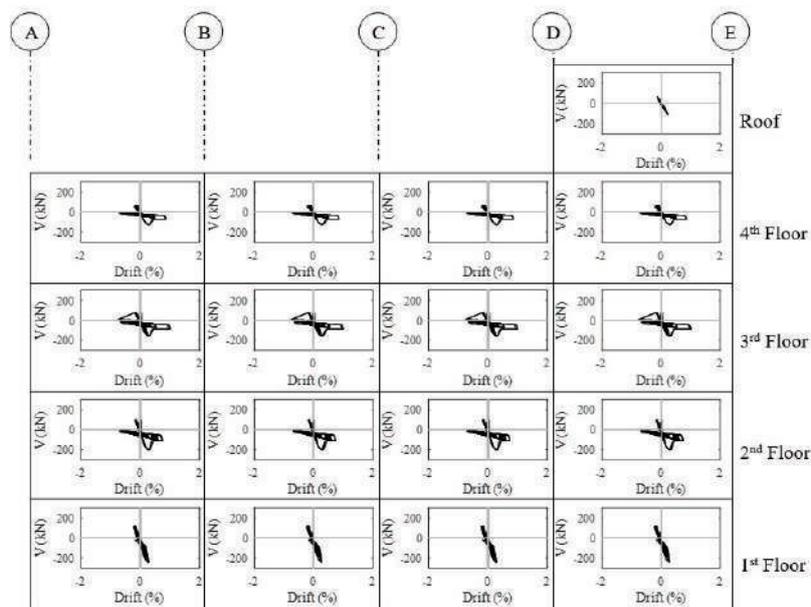
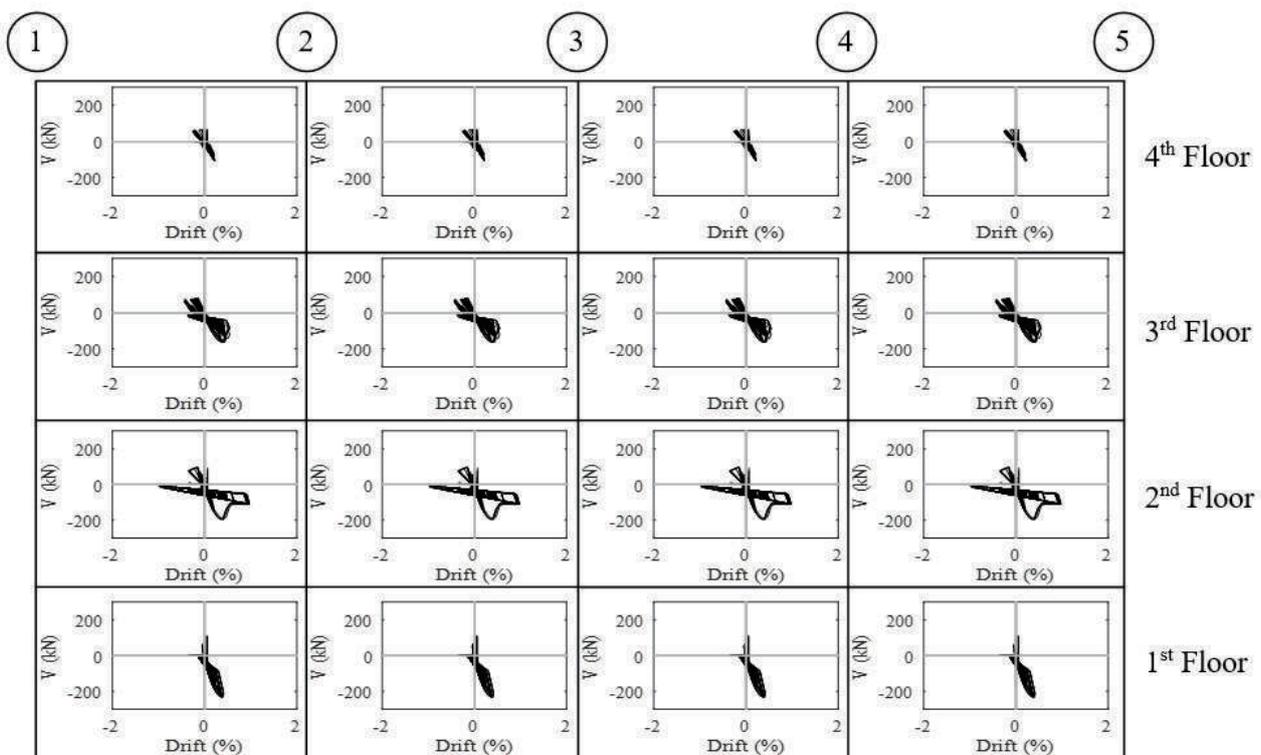


Figura 8. Estado real de daño de las paredes en el reconocimiento post-sismo



Figura 9. Fuerza cortante vs. deriva en el Pórtico A (fachada lateral)



Conclusiones

El método simplificado de análisis no lineal descrito en el capítulo 11 del ASCE 41-17 pudo representar con precisión el comportamiento de la estructura estudiada. Investigaciones anteriores han validado la metodología implementada en este artículo para analizar estructuras luego de eventos sísmicos en otras partes del mundo. Por lo tanto, este método se considera efectivo y una herramienta intuitiva para evaluar el desempeño de edificios existentes de pórticos de hormigón armado con mampostería con propiedades de materiales como los que se utilizan en la construcción en el Ecuador. El incluir las paredes en el análisis puede cambiar dramáticamente, para bien o para mal, la respuesta de la estructura incluso cuando éstas, como es el caso, se clasifican como débiles.

Bibliografía

- A. Standard, "D1586-11 (2011)," ASTM D1586-11 Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, 7th ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2017.
- American Society of Civil Engineers, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, 41st ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2017.
- Bose S., Nozari A., Stavridis A., and Moaveni B., "NONLINEAR MODELING OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF A BUILDING AT SANKHU DURING THE 2015 NEPAL EARTHQUAKE," p. 13, 2017.
- Bose S. and Stavridis, "MODELING OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF BUILDINGS WITH INFILLED RC FRAMES," Los Angeles, p. 11, 2018.
- C. S. NEC-SE-DS, "Diseno Sismo Resistente," Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015.
- Grijalva L , "ELABORACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD PARA ENSAYOS EXPERIMENTALES REALIZADOS SOBRE MAMPOSTERÍAS DE BLOQUES DE CONCRETO Y LADRILLOS EN QUITO," p. 246.
- Holmes W. T. et al., "APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL Jon A. Heintz, Project Manager," p. 334.
- Lanning F, Haro AG, Liu MK, Monzón A, Monzón-Despang H, Schultz A, et al. EERI Earthquake Reconnaissance Team Report: M7.8 Muisne, Ecuador Earthquake on April 16, 2016. Earthq Eng Res Inst. 2016;(October):1-92. Available from: <https://www.eeri.org/>
- Martin J, Stavridis A. Evaluation of a simplified method for the estimation of the lateral resistance of infilled RC frames. 16th Eur Conf Earthq Eng Thessaloniki, Greece, 18021 June 2018. 2018;(June).
- McKenna F., Fenves G. L., and Filippou F. C, "OpenSees," University of California, Berkeley: nd, 2010.
- Paredes R. D., "INFLUENCIA DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES EN LA RESPUESTA DINÁMICA DE UN EDIFICIO. APROXIMACIÓN TEÓRICA-EXPERIMENTAL," p. 208.
- Pachano F. A., "DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS MECÁNICOS PARA MODELOS NO LINEALES DE MAMPOSTERÍA DE RELLENO EN PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO OBTENIDOS DE MANERA EXPERIMENTAL," p. 336.
- Singaicho, J. C., Laurendeau, A., Viracucha, C., & Ruiz, M. (2016). Observaciones del sismo del 16 de Abril de 2016 de magnitud Mw 7.8. Intensidades y aceleraciones. Informe Sismico Especial, 18. INEC, "Anuario de Estadísticas de Edificaciones 2014." 2014.
- Vinueza J. G., "ESTUDIO EXPERIMENTAL DE RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO POR CORTE EN JUNTAS DE MORTERO EN MAMPOSTERIA DE BLOQUE ARTESANAL," p. 124.