

Evaluación Estructural De Un Edificio De Hormigón Armado En La Zona Costera De Ecuador

Structural Evaluation of a Reinforced Concrete Building in the Coastal Zone of Ecuador

Autores

Angie Guerrero¹, Adrián Martínez², Luis Tinerfe Hernández Rodríguez³, Edgar David Mora⁴, Gastón Parra⁵, Melisa Herrera⁶, María Belén Correa⁷

^{1,2,5y6} Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional, Centro de Investigación de la Vivienda, Quito, Ecuador

^{3,4y7} Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito, Ecuador

¹e-mail: guerrero.angiekarol@gmail.com, ²e-mail: adrianomarti_94@hotmail.com, ³e-mail: luis.hernandezr@epn.edu.ec,

⁴e-mail: edgar.mora@epn.edu.ec, ⁵e-mail: kgparra1@espe.edu.ec, ⁶melisa.herrera@epn.edu.ec, ⁷maria.corream@epn.edu.ec

RESUMEN

Para el caso de las edificaciones existentes en Ecuador, no todas cumplen con las especificaciones y parámetros de sismo resistencia detallados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. A partir de esto se evaluará el comportamiento estructural de un edificio de hormigón armado ubicado en Bahía de Caráquez, provincia de Manabí, el cual sufrió daños estructurales y no estructurales durante el sismo de agosto de 1998 ocurrido en esa ciudad, por lo que fue reforzado mediante encamisado de columnas e implementación de nuevos muros en el año 1999, pero a pesar de ese reforzamiento presentó daños no estructurales y fisuras en volados luego del sismo de Pedernales ocurrido en abril de 2016. La presente investigación se enfocó en un análisis dinámico no lineal de la estructura incluyendo la influencia del panel de relleno y calibración del modelo con respecto a periodos experimentales, el análisis utilizó registros sísmicos con características similares a las del sitio de estudio. La respuesta de la estructura fue valorada para el sismo de diseño mediante las derivas límites propuestas en la Norma Ecuatoriana de Construcción, determinándose que las derivas máximas obtenidas en el análisis dinámico no lineal en la dirección Y, que es el más flexible de la estructura, presentan que 5 de los 22 análisis exceden la máxima permitida, es decir, el comportamiento de la edificación para el 22.7% de los análisis no es aceptable, evidenciándose que la edificación necesita un nuevo reforzamiento.

Palabras claves: Análisis dinámico no lineal, tratamiento de señales, comportamiento estructural.

ABSTRACT

In the case of existing buildings in Ecuador, not all of them comply with the specifications and parameters of earthquake resistance detailed in the Ecuadorian Construction Standard. Based on this, the structural behavior of a reinforced concrete building located in Bahía de Caráquez, Manabí province, will be evaluated. This building suffered structural and non-structural damage during the earthquake of August 1998 that occurred in that city, so it was reinforced by casing columns and implementing new walls in 1999, but despite this reinforcement it presented non-structural damage and cracks in cantilevers after the Pedernales earthquake that occurred in April 2016. This research focused on a non-linear dynamic analysis of the structure including the influence of the infill panel and calibration of the model with respect to experimental periods. The analysis used seismic records with characteristics similar to those of the study site. The response of the structure was assessed for the design earthquake using the limit drifts proposed in the Ecuadorian Construction Standard, determining that the maximum drifts obtained in the non-linear dynamic analysis in the Y direction, which is the most flexible of the structure, show that 5 of the 22 analyses exceed the maximum allowed, that is, the behavior of the building for 22.7% of the analyses is not acceptable, showing that the building needs new reinforcement.

Keywords: Non-linear dynamic analysis, signal treatment, structural behavior

Nota Editorial: Recibido: Junio 2024 Aceptado: Septiembre 2024

1. INTRODUCCIÓN

Ecuador es un territorio sísmicamente activo por estar ubicado en el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico, donde se estima que se libera el noventa por ciento de la energía sísmica del planeta definiéndose principalmente tres tipos de sismos; interplaca, intraplaca y superficiales [1]. La historia de este país ha estado marcada por varios terremotos, la zona costera ha registrado los sismos con magnitudes más importante del país, estos tienen como origen rupturas en las zonas de subducción. Entre los sismos de subducción más relevantes se pueden mencionar el de Esmeraldas en 1906, el de la costa de Manabí en 1942, los ocurridos entre Esmeraldas y el sur de Colombia en los años 1958 y 1979 y el de Bahía de Caráquez en 1998 con una magnitud de 7.1 [2]. El más reciente ocurrió en 2016, de magnitud 7.8 con epicentro en el cantón Pedernales donde más de 7000 edificios resultaron gravemente dañados o destruidos en el noroeste de Ecuador, 670 personas murieron, 6300 resultaron heridas y casi 30000 perdieron sus viviendas [3].

De manera particular, la ciudad de Bahía de Caráquez está expuesta a sufrir daños por eventos sísmicos, tanto por la presencia de fallas geológicas activas como por la mala condición de los suelos en los que se asienta esta ciudad. Gran parte de la zona noreste de la misma está constituida por depósitos de sedimentos marinos y por rellenos artificiales de tierra, lo que genera una notable amplificación de las ondas sísmicas en el suelo, y en consecuencia daño en las estructuras [4].

En el sismo de 2016 en Pedernales se pone nuevamente en evidencia las deficiencias de las edificaciones como por ejemplo losas rígidas sobre columnas esbeltas, insuficiente confinamiento transversal, pisos blandos, corrosión debido al insuficiente recubrimiento, fallas dentro y fuera del plano de los paneles de relleno [5].

En este contexto, a nivel nacional y en Bahía de Caráquez es evidente el inadecuado control en el cumplimiento de las normativas de construcción sísmo resistentes. En consecuencia, muchas de las edificaciones antiguas y recientes se han visto afectadas de manera estructural durante la ocurrencia de eventos sísmicos. Por tal motivo, garantizar un adecuado comportamiento de las estructuras, mediante un diseño óptimo en el caso de estructuras nuevas o mediante técnicas de reforzamiento y rehabilitación para el caso de estructuras existentes, es fundamental para evitar o atenuar los efectos después de eventos sísmicos en las estructuras.

Precisamente, la razón que ha impulsado la elaboración de este artículo es conocer el comportamiento de una estructura ubicada en la costa ecuatoriana que ha soportado los sismos de Bahía de Caráquez en 1998, y después de ser rehabilitada ha soportado el sismo de Pedernales en 2016, pero después de este último presentó daños no estructurales y fisuras en volados. Por lo tanto, se ha realizado un análisis no lineal dinámico empleando un modelo calibrado mediante vibraciones ambientales y siguiendo los lineamientos de escalamiento del ASCE/SEI 41-17 [6] para conocer las derivas de la edificación durante los sismos escalados.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

El edificio residencial tiene más de 20 años de construcción, posee 10 pisos, de los cuales la planta baja corresponde a bodegas, servicio de guardianía y parqueaderos; la primera planta es un área social con piscina; posee siete plantas de apartamentos y un dúplex que ocupa las dos últimas plantas. La planta baja tiene doble altura debido a que la piscina se apoya sobre la primera losa estructural. El edificio tiene un área de 2108.82 m² y una altura total de 31.49 m. Cabe mencionar que estas características se repiten en muchos edificios ubicados en la costa de Bahía. En la figura 1 se presenta una planta tipo del edificio diferenciándose los elementos estructurales reforzados en 1999 encerrados en color negro y el estado inicial de la estructura previo al reforzamiento se encuentra encerrado en color blanco punteado. Los detalles de los elementos estructurales se describen en la tabla 1 y se presentan en las figuras 2-6

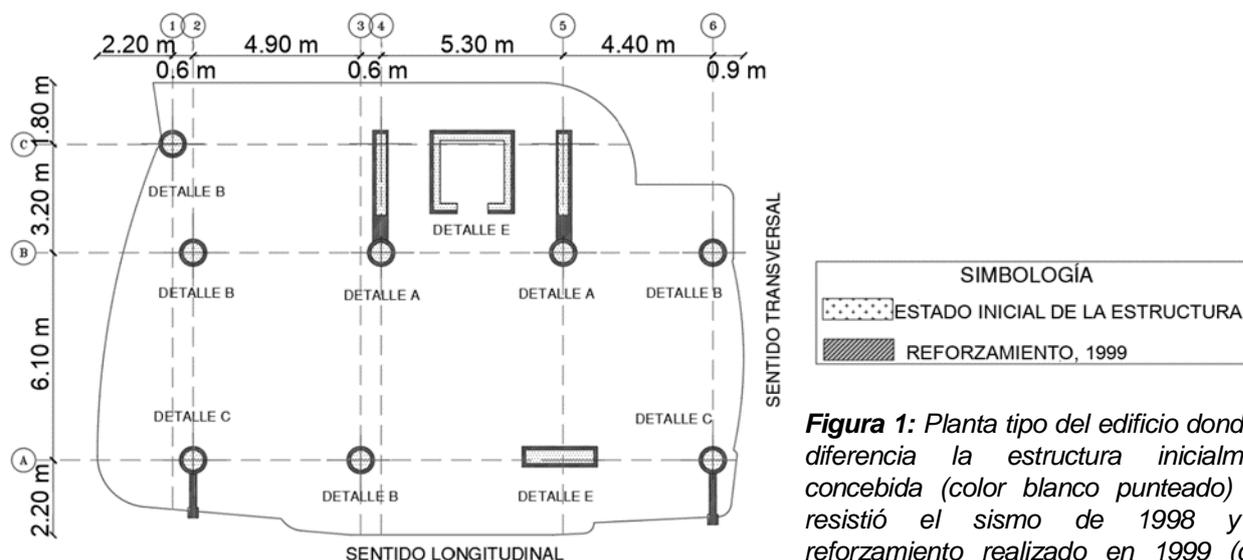


Figura 1: Planta tipo del edificio donde se diferencia la estructura inicialmente concebida (color blanco punteado) que resistió el sismo de 1998 y el reforzamiento realizado en 1999 (color negro)

El sistema de entrepiso inicial consta de losas nervadas armadas en una sola dirección (dirección transversal) con volados que superan los 200 cm en el extremo más pronunciado de la fachada frontal. Antes del reforzamiento, el sistema estructural estaba compuesto por pórticos de hormigón armado, formado por columnas de 60 cm de diámetro, vigas banda de 60 x 40 cm en dirección longitudinal y de 30 x 40 cm en dirección transversal, y muros estructurales. El reforzamiento consistió en el encamisado de columnas circulares, además de la incorporación y aumento de las dimensiones de muros de hormigón armado. En la tabla 2 y la figura 7 se presentan los daños observados en el edificio, en los sismos de Bahía de Caráquez (figura 7a) y en el sismo de pedernales (figura 7b), los que se corresponden con daños en mampostería, pérdida del recubrimiento y fisuras en columnas y losas.

Tabla 1: Resumen de dimensiones de los elementos estructurales de la edificación.

Elemento Estructural	Estructura en su estado inicial		Reforzamiento realizado en 1999		Figura
	Dimensiones	Acero de refuerzo	Dimensiones	Acero de refuerzo	
Losa alivianada en una dirección	h: 40 cm @: 75 cm b: 15 cm	As+: ϕ 16 mm	No hubo refuerzo en losas		Ver Figura 2
Vigas	b: 60 cm h: 40 cm	As-: 8 ϕ 25 mm As+: 5 ϕ 25 mm Estribos ϕ 10mm@10cm (ex) y @20cm (ce)	No hubo refuerzo en vigas		Ver Figura 2
Detalle A Columna circular	dcol: 60 cm	6 ϕ 25 mm No hay Información del refuerzo transversal	dcol: 80 cm. Se conecta columna a muro	4 ϕ 25 mm, 2 ϕ 18 mm Zuncho ϕ 12 mm@10 cm	Ver Figura 3
Detalle A Muro 1	b: 30 cm l: 240 cm	No hay Información.	b: 45 cm l: 320 cm	Ash: ϕ 12 mm@20 cm Asv: ϕ 12 mm@20 cm 2 ϕ 16 mm extremo	
Detalle B Columna circular	dcol: 60 cm.	10 ϕ 25 mm zuncho ϕ 12mm@10 cm	dcol: 80 cm	6 ϕ 25 mm más zuncho ϕ 12 mm@10 cm	Ver Figura 4 Detalle B
Detalle C Columna circular	dcol: 60 cm	6 ϕ 25 mm	col: 80 cm Se conecta a un nuevo muro	4 ϕ 25 mm, 2 ϕ 18 mm zuncho ϕ 12 mm@10 cm	Ver Figura 5
Detalle C Muro 2	No existía	No existía	b: 20 cm l: 150-200 cm (disminuye en pisos altos)	Ash: ϕ 14 mm@15cm Asv: ϕ 14 mm@30cm	
Columna	No existía	No existía	se conecta a una columna cuadrada b y h: 40 cm.	6 ϕ 25 mm	
Detalle D Muro	b: 40 cm l: 200 cm		b: 60 cm l: 220 cm	Ash: ϕ 12 mm@10 cm Asv: ϕ 14 mm@20 cm 6 ϕ 25 mm	Ver Figura 4 Detalle D
Detalle E Muro del Ascensor	b: 20 cm l: 850 cm	NI	Base 30 cm l: 910 cm	Ash: ϕ 12 mm@10-20 cm Asv: ϕ 12 mm@20 cm	Ver Figura 6

Simbología utilizada:

h: altura, @: espaciamiento, n: nervio, b: base, dcol: diámetro columna circular, l: longitud, As+: acero de refuerzo positivo, As-: acero de refuerzo negativo, Ash: acero de refuerzo horizontal, Asv: acero de refuerzo vertical, ϕ : diámetro de la varilla en milímetros, ex: armado existente en los extremos del elemento estructural, ce: armado existente en el centro del elemento estructural.

Tabla 2: Resumen de daños observados en el edificio para los dos eventos

Daños Observados	Sismo Bahía 1998	Sismo Pedernales 2016
Columnas	Rotura del recubrimiento del hormigón no confinado y fisuras	Rotura del recubrimiento del hormigón no confinado
Losas	Fisuras en losa	Fisuras en losa

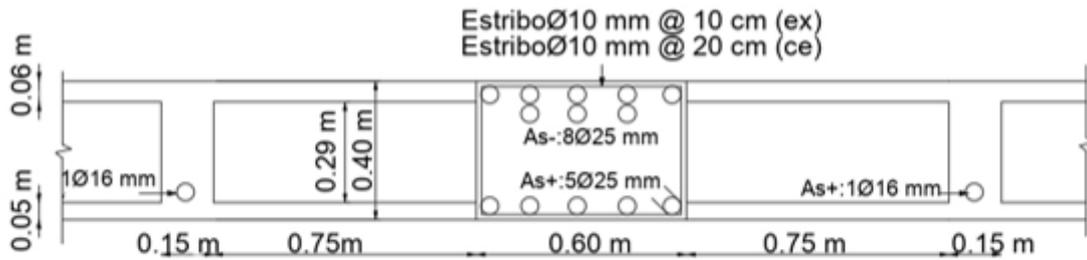


Figura 2: Elevación con dimensiones de viga y losa de la edificación

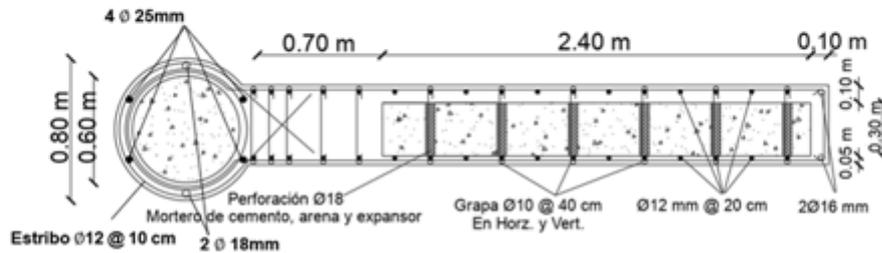
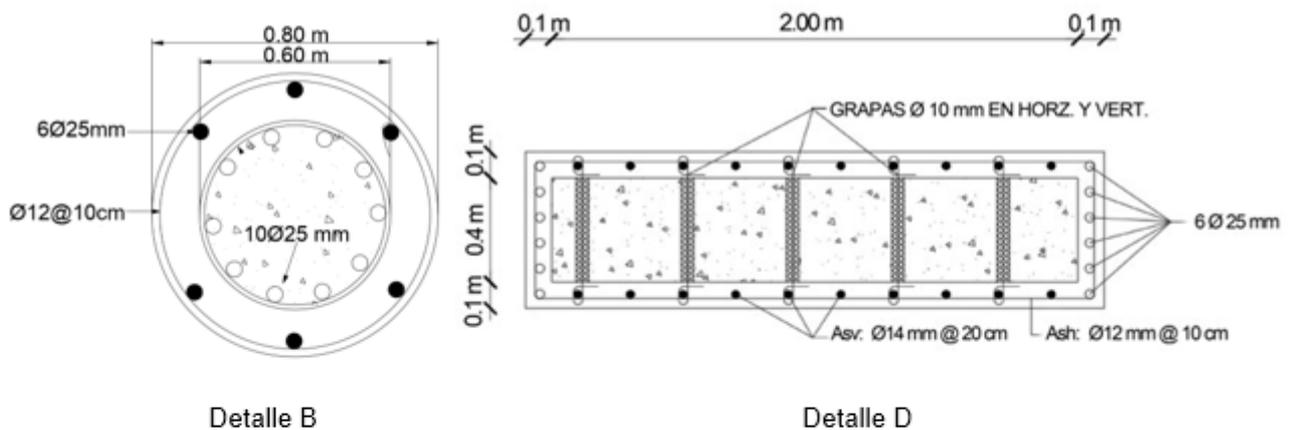


Figura 3: Planta con dimensiones Columna-Muro que fueron reforzados. Detalle A



Detalle B

Detalle D

Figura 4: Sección transversal con dimensiones Columna circular y Muro ascensor que fueron reforzados.

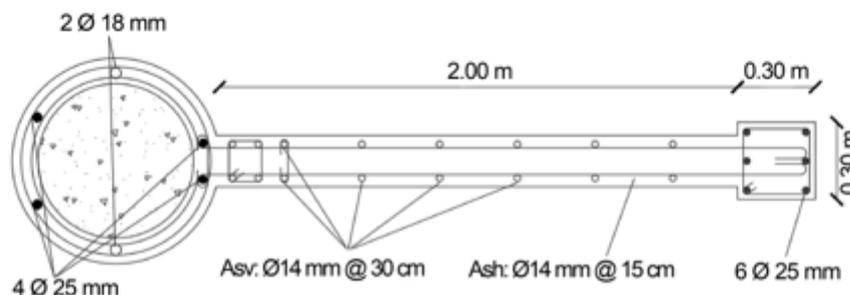


Figura 5: Planta con dimensiones Columna - Muro 2 que fueron reforzados. Detalle C

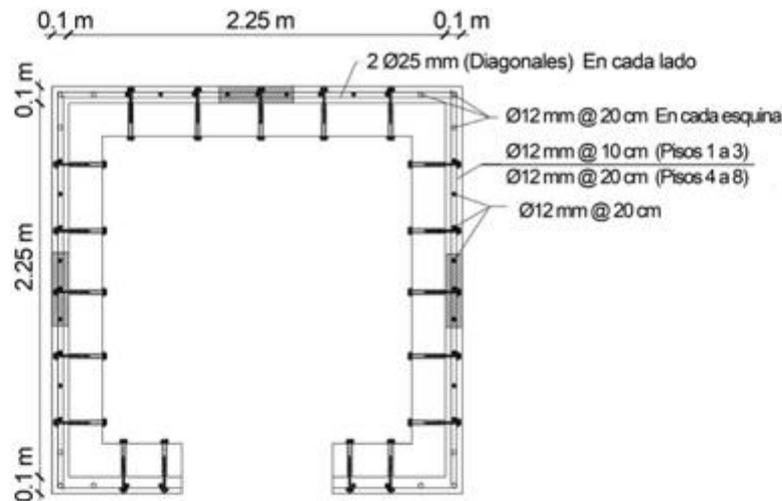


Figura 6: Planta con dimensiones de muros que fueron reforzados en metros. Detalle E

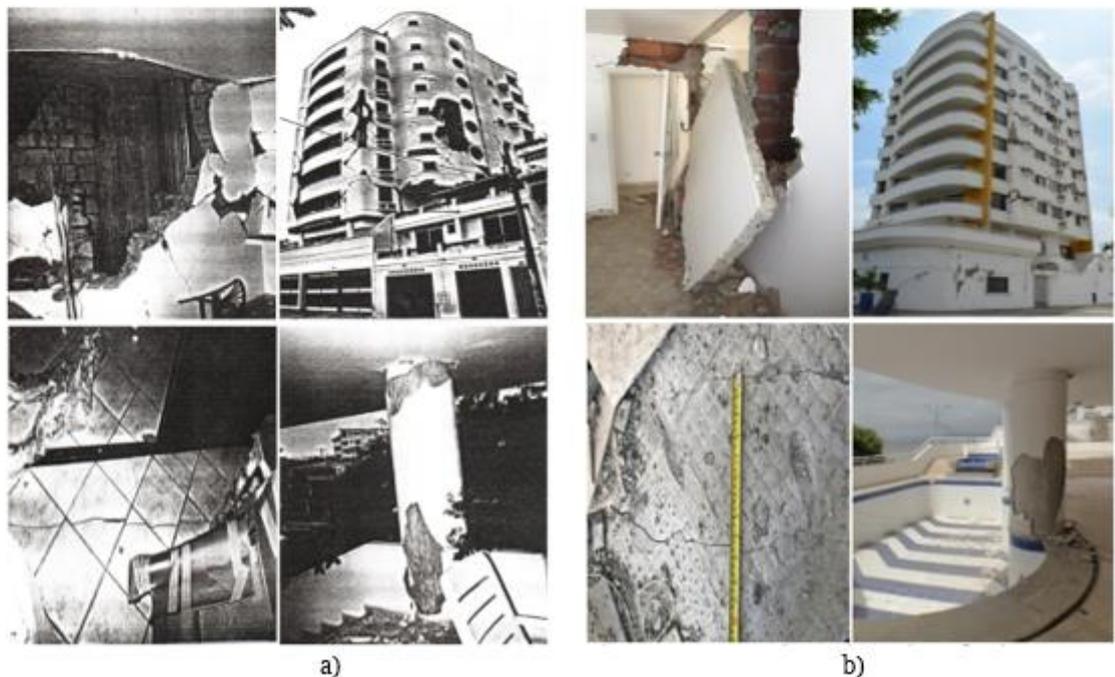


Figura 7: Daños en ocurridos en el edificio debido a los sismos a) evento 1998 b) evento 2016.

A partir de los ensayos destructivos y no destructivos en la estructura realizados después del sismo del 2016, se obtienen las características mecánicas de los materiales y del suelo donde se asienta la misma. Estas propiedades se resumen a continuación.

Para el hormigón se realizan ensayos de extracción de núcleos de acuerdo con la norma ASTM C42/C42M-20 [7] y ensayos con esclerómetro respecto a la norma ASTM C805M [8]. Luego se determina la resistencia equivalente a compresión del hormigón utilizando las muestras de ambos ensayos. La resistencia final a compresión es de 22 MPa, la cual se calcula mediante lo definido en el ACI 562M-19 [9].

Para determinar el módulo de elasticidad del hormigón se utilizó la ecuación (1) [10], en lugar de la ecuación recomendada por el ACI 318-19 [11], debido a que, el módulo de elasticidad varía dependiendo las propiedades de los agregados, experimentalmente se ha evidenciado que la calidad de hormigón en el Ecuador es menor en comparación que en Estados Unidos [10].

$$E_c = 3920 \sqrt{f'_c} \text{ [MPa]} \quad (1)$$

Dónde:

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón (MPa).

f'_c = Resistencia a compresión del hormigón (MPa).

El acero de refuerzo presente en los elementos estructurales se determina mediante escáner, y según las consideraciones del ASCE/SEI 41-17 [6] se calcula la resistencia real de fluencia del acero multiplicando la fluencia del acero estimado por un factor de 1,25. Es decir, se considera la fluencia del acero de 515 MPa.

La resistencia a compresión del muro de mampostería de ladrillo utilizada es 2 MPa, y se determina con base en la calibración del modelo respecto a los resultados de vibraciones ambientales, así como corresponden a la realidad del país. Adicional, el módulo de elasticidad se obtiene según la ecuación (2) expuesta en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo Mampostería Estructural [12].

$$E_m = 750 \cdot f'_m \leq 200 \text{ [MPa]} \quad (2)$$

Donde:

E_m = Módulo de elasticidad del mampuesto (MPa).

f'_m = Resistencia a compresión del mampuesto (MPa).

Para el análisis de suelo se realizan ensayos de Penetración Estándar (SPT) y efecto de sitio, y sus resultados determinan que la capacidad admisible del suelo es de 478 kPa, la velocidad de onda medida es de 270 m/s y el periodo fundamental del suelo de 0,95 s. El tipo de Suelo se estableció como D.

Para determinar el periodo fundamental de la edificación se realizaron mediciones de vibraciones ambientales ya que es un método no destructivo que permite registrar oscilaciones naturales de una estructura. La prueba consistió en colocar un velocímetro-acelerómetro en dos puntos de la planta alta del edificio (lugar donde se presentan las mayores deformaciones) por un tiempo de 15 minutos. Este equipo cuenta con un sensor triaxial que registra velocidades y aceleraciones en tres componentes ortogonales (dos horizontales y una vertical) en función del tiempo, permitiendo conocer el periodo en la dirección longitudinal y transversal simultáneamente. Las señales medidas con el equipo se procesan utilizando la metodología de Guillier et al. [13] con la finalidad de obtener el espectro de frecuencias, y posteriormente poder determinar el periodo de la estructura. Para este apartado se utilizó el software de código abierto GEOPSY [14] aplicando la transformada rápida de Fourier en el rango de [1-25] Hz, siendo éste un rango adecuado para las frecuencias que puede tener el edificio. Además, se seleccionan los picos con mayor amplitud de la curva para encontrar las frecuencias dominantes de la estructura [15].

Los periodos obtenidos experimentalmente se utilizan para la calibración de modelos computacionales tridimensionales, con el propósito de comprobar que el modelo tenga la misma rigidez y modos de vibración que la edificación.

Para el estudio de la edificación se utilizaron las Normas internacionales vigentes como ASCE/SEI 41-17 [6], ASCE/SEI 7-22 [16], las Normas Ecuatorianas de la Construcción [12], [17] teniendo en cuenta las condiciones específicas y normativas del país, así como los criterios presentados por Gombosuren et al. [18], Wei et al. [19], Arroyo et al. [20] y Cando [21].

Los resultados obtenidos de las mediciones de vibraciones ambientales se presentan en la tabla 3 y en las figuras 8 y 9

Tabla 3: Periodos obtenidos de los resultados de vibraciones ambientales

Tipo de Movimiento	Frecuencia (Hz)	Periodo (segundos)
Desplazamiento transversal	0.879	1.137
Desplazamiento longitudinal	0.976	1.025
Torsión	1.318-1.343	0.744-0.758

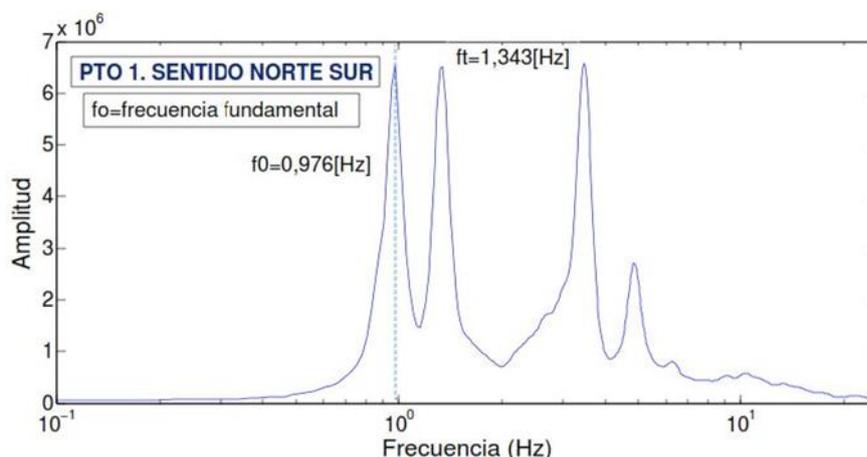


Figura 8: Frecuencias en sentido norte sur obtenidas del ensayo de vibraciones ambientales

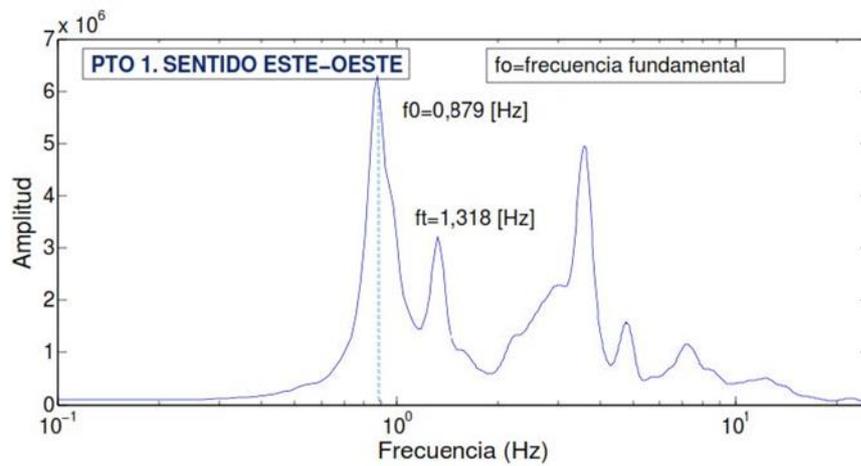


Figura 9: Frecuencias en sentido este oeste obtenidas del ensayo de vibraciones ambientales.

Se puede observar que el edificio tiene un primer modo de vibración traslacional con una frecuencia igual a 0,879 Hz o un periodo igual a 1,137 s para el sentido transversal (Sentido Este / Oeste) y posee un segundo modo de vibración con una frecuencia igual a 0,976 Hz o un periodo igual a 1,025 s para el sentido longitudinal (Sentido Norte – Sur), además el tercer modo tiene una frecuencia igual a 1,343 Hz periodo de 0,75 s en modo torsional. Los picos presentados entre los 3 Hz y 8 Hz o picos en las altas frecuencias (bajos periodos), provienen de vibraciones externas.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La modelación no lineal de la estructura se realiza mediante el software estructural ETABS, y para garantizar que el modelo represente el comportamiento real de la estructura se calibró el mismo.

Para calibrar el modelo se buscó que la rigidez de la estructura modelada teóricamente sea la misma que la edificación real, es decir que, los periodos del modelo computacional coincidan con los medidos experimentalmente. Los aspectos considerados para esta calibración fueron:

- Definir las propiedades mecánicas de los materiales (hormigón, acero, mampostería) de acuerdo con los resultados obtenidos de los ensayos experimentales, mismos que se presentan en la tabla 4.
- Incluir la presencia de la mampostería en el modelo, para lo cual, se utilizó dos puntales diagonales a compresión colocados en ambas direcciones del marco [22].
- Considerar la interacción suelo estructura, mediante el ingreso de resortes en la cimentación.

Tabla 4: Propiedades mecánicas de los materiales para obtener del modelo calibrado

Material	Resistencia a compresión [MPa]	Esfuerzo de fluencia [MPa]	Peso esp. [kN/m ³]	Módulo de elasticidad [MPa]	Módulo de cortante [MPa]	Radio de Poisson
Hormigón	22	-	24	18386	7660	0.20
Acero	-	515	78.5	200000	77000	0.30
Mampostería	2	-	19	1500	600	0.25

Para incluir un comportamiento no lineal del mampuesto se define a los puntales como elementos “multilinear plastic links” y se considera el modelo de histéresis de Pivot simplificado. Los puntos de la curva de histéresis se determinan utilizando parámetros propios de la mampostería, y del ancho del puntal (200 cm) obtenido con la ecuación (3) propuesta por Holmes [23].

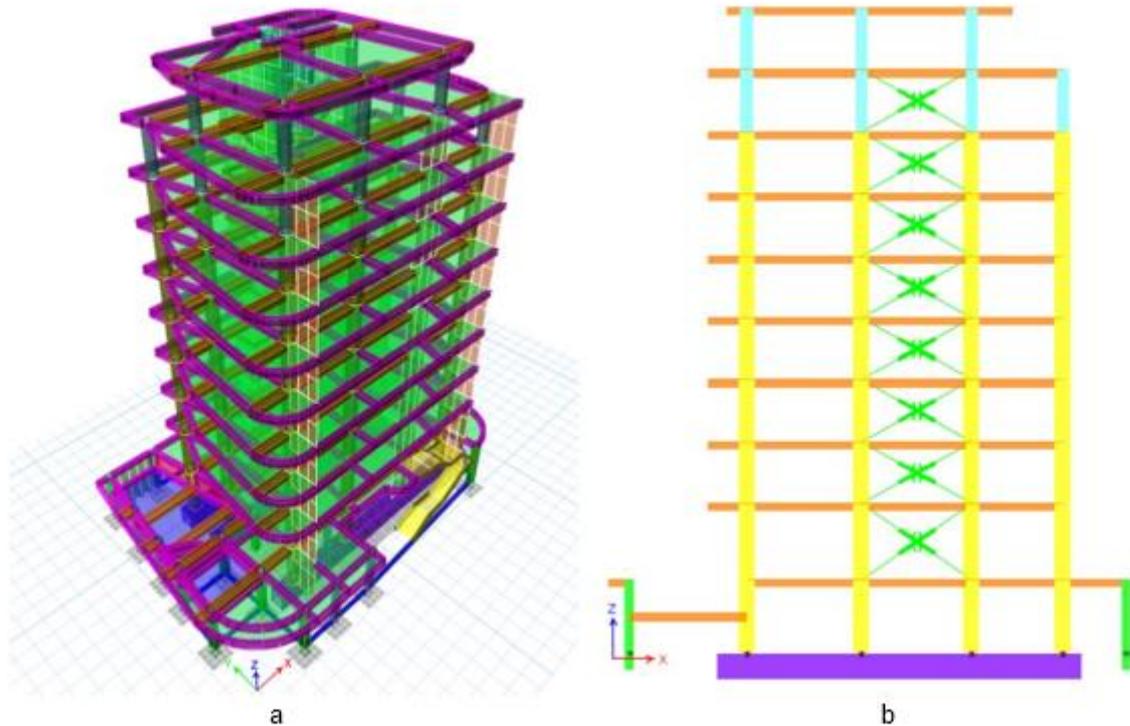
$$a = r_{int}/3 \tag{3}$$

Donde:

r_{int}= Longitud de la diagonal de relleno (cm).

a= Ancho equivalente del puntal diagonal (cm).

En la figura 10a se evidencia el modelo de la estructura, en la figura 10b y 10c se observa la colocación e inclusión de los parámetros para los elementos tipo links.



Identification

Property Name: Link_nolineal_mamposteria

Direction: U1

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1 : 0 β_1 : 0 η : 0

α_2 : 0.25 β_2 : 0

Linear Properties

Effective Stiffness: 8320.5 tonf/m

Effective Damping: 0 tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.009	-3.19
2	-0.001	-4.55
3	-3.8E-04	-3.5
4	0	0
5	0.001	0

Max: (0, 0); Min: (-0.00113, ...)

Hysteresis Definition Diagram

Pivot Hysteresis Model

Action

Deformation

OK Cancel

c

Figura 10: a) Modelo de la estructura reforzada b) Colocación de links que representan la mampostería c) configuración de parámetros en la curva de histéresis de elementos links

Para representar la interacción suelo estructura, se ingresaron resortes con un coeficiente de balasto de 55950 kN/m³, valor obtenido con la ecuación (4).

$$K = 40 \cdot FS \cdot \sigma_{adm} \text{ [kPa]} \quad (4)$$

Donde:

K= coeficiente de balasto [kPa]

σ_{adm} = esfuerzo admisible del suelo [kPa]

FS= factor de seguridad que varía entre 2 y 3.

Se tomó un valor de FS de 3 ya que es un valor más conservador [24].

Adicionalmente para el modelo se considera la rigidez real de los elementos y se define la masa dinámica con carga muerta y carga muerta adicional, y el efecto P-Delta con carga muerta adicional.

En la tabla 5 se presentan los periodos fundamentales de vibración obtenidos experimentalmente con la medición de vibraciones ambientales, y los obtenidos con el programa computacional.

Tabla 5: Periodos fundamentales de vibración

	UY To (s)	UX T1 (s)	UZ T2 (s)
Experimental	1.137	1.025	0.744-0.758
Modelo Numérico	1.151	1.024	0.754

Se puede evidenciar que la variación de periodos obtenidos experimentalmente y con el programa computacional son menores al 1 % por lo cual, se toma como calibrado el modelo.

Por otra parte, se puede observar que, el modo fundamental de vibración de la estructura se encuentra en el sentido Y, que coincide con el sentido más corto de la estructura.

Para la selección de señales el código ASCE/SEI 7-22 [16] establece utilizar mínimo 11 registros para un análisis tiempo historia. Una ventaja de usar un mayor número de registros es que al encontrar una respuesta inaceptable en más de uno de los 11 movimientos, el edificio no tendrá un comportamiento adecuado de acuerdo con los criterios de aceptación de este código. Se toma como referencia el sismo del 16 de abril del 2016 y los parámetros locales de Bahía que se presentan en la tabla 6.

Tabla 6: Parámetros necesarios para selección de señales sísmicas.

Parámetros	
Régimen tectónico:	Falla de subducción
Dirección acelerogramas:	N-S y E-W
Distancia epicentral-estación:	170 km.
Magnitud cercana:	7.8 Mw.
Profundidad:	20 km.
Forma espectral:	(Norma Ecuatoriana de la Construcción) [15]

Para la selección de los registros sísmicos la sección C16.2.2 del ASCE/SEI 7-22 [16] consideran parámetros importantes tales como: mecanismo de origen, distancia del sitio al origen, magnitud, PGA y frecuencia de muestreo. Los acelerogramas escogidos deben ser tratados para reducir las afecciones generadas por las características propias del instrumento de medición o agentes externos del lugar donde se ubican. Este tratamiento consiste en una corrección y filtrado de los acelerogramas a fin de obtener señales aproximadas a la realidad, además se aplica el concepto de la Integral de Áreas, para obtener el intervalo significativo del evento sísmico en el que ocurre la máxima disipación de energía, que optimice el tiempo de procesamiento.

Una vez terminado el tratamiento de acelerogramas se selecciona el conjunto final de registros de acuerdo con los criterios del ASCE/SEI 7-22 [16]. La forma espectral de la señal tratada debe aproximarse al espectro objetivo, el espectro de la señal y el espectro objetivo no deben estar muy distantes en el punto donde se encuentra el periodo de la estructura, los factores de escala estarán en el rango de (0.25 a 4). Finalizado el proceso de selección, en la Tabla 7 se resumen los registros seleccionados para este análisis.

Para el escalamiento de señales se considera el procedimiento de escalamiento del ASCE/SEI 7-22 [16] donde se utilizan 22 registros sísmicos (11 en Dirección "x" y 11 en Dirección "y"), perteneciente a 11 movimientos sísmicos con características similares a las del sitio de estudio, considerando un amortiguamiento crítico del 5 %. Para el escalamiento se consideran los periodos traslacionales del edificio, los cuales son: Tx= 1.02 s; Ty=1.15 s. El periodo promedio del edificio es igual a 1.09 s. El periodo límite inferior es igual a 0.2 veces el periodo promedio de la edificación 0.219 s y el límite superior es considerado como 2 veces el periodo promedio de la edificación 2.18 s. Los factores finales de escala SF utilizados fueron [1.55; 2.71; 3.48; 1.99; 1.41; 1.79; 1.93; 1.92; 2.24; 2.33; 0.84], considerando las recomendaciones del Código los factores calculados SF, están dentro del rango limitante de (0.25 a 4). En la figura 11 se observa que el espectro objetivo (color terracota), se encuentra por encima del espectro escalado (color azul), dentro de los rangos del periodo establecido.

Para el procedimiento final se usan los registros sísmicos corregidos, filtrados y recortados y se crean los casos de cargas no lineales gravitacionales y dinámicos de acuerdo con ASCE/SEI 41-17 [6].

Finalmente, en un programa computacional, de elementos finitos, se asignan rótulas plásticas en los elementos estructurales (vigas, columnas) a una distancia 5% y 95% de la longitud de cada elemento. Se puede obtener una buena estimación de la longitud efectiva de la articulación plástica a partir de la ecuación (5) de Paulay y Priestley [25].

$$L_p = 0.008 \cdot L + 0.022 \cdot d_v \cdot f_y \quad (5)$$

Donde:

L_p = Longitud de plastificación (m).

L = Longitud del elemento (m).

d_v = Diámetro de la varilla con mayor área (m).

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (MPa).

Tabla 7: Registros de sismos seleccionados

Estación		Fecha	Epicentro	Magnitud (Mw)	Distancia (km)	Profundidad (km)	PGA (cm/s ²)
Código	Lugar						
APO1	Portoviejo, Ecuador	16-04-2016	Pedernales, Ecuador	7.8	168	20.0	373.07 (N)
							311.62 (E)
AMNT	Manta, Ecuador	16-04-2016	Pedernales, Ecuador	7.8	170	20.0	514.26 (N)
							397.12 (E)
ICA2	Ica, Perú	15-08-2007	Pisco, Perú	8.0	123	39.0	334.11 (N)
							272.21 (E)
IBR007	Nakaminato, Japón	11-03-2011	Honshu, Japón	7.7	279	43.0	460.49 (N)
							469.92 (E)
GO07	Quellón, Chile	25-12-2016	Quellón, Chile	7.6	124	30.0	344.91 (N)
							265.44 (E)
FSK007	Ohkuma, Japón	11-03-2011	Honshu, Japón	9.0	184	24.0	613.96 (N)
							687.89 (E)
FSK001	Sohma, Japón	11-03-2011	Honshu, Japón	9.0	174	24.0	615.40 (N)
							560.55 (E)
SANTIAGO-MAIPU	Santiago, Chile	27-02-2010	Cobquecura, Chile	8.8	260	30.1	549.54 (N)
							478.60 (E)
GO04	Vivuña, Chile	16-09-2015	Canela Baja, Chile	8.4	86	11.0	337.00 (N)
							233.10 (E)
LLOLLEO	Valparaiso, Chile	27-02-2010	Cobquecura, Chile	8,8	262	30.1	546.62 (N)
							318.97 (E)
CONSTITUCIÓN	Constitución, Chile	27-02-2010	Cobquecura, Chile	8.8	72	30.1	613.81 (N)
							527.30 (E)

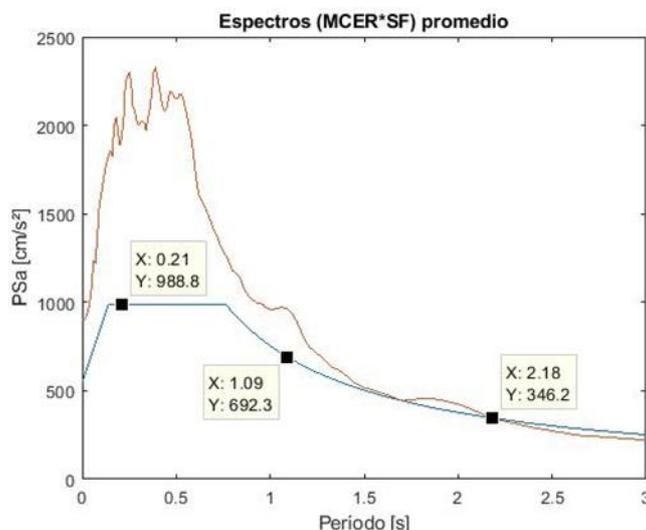
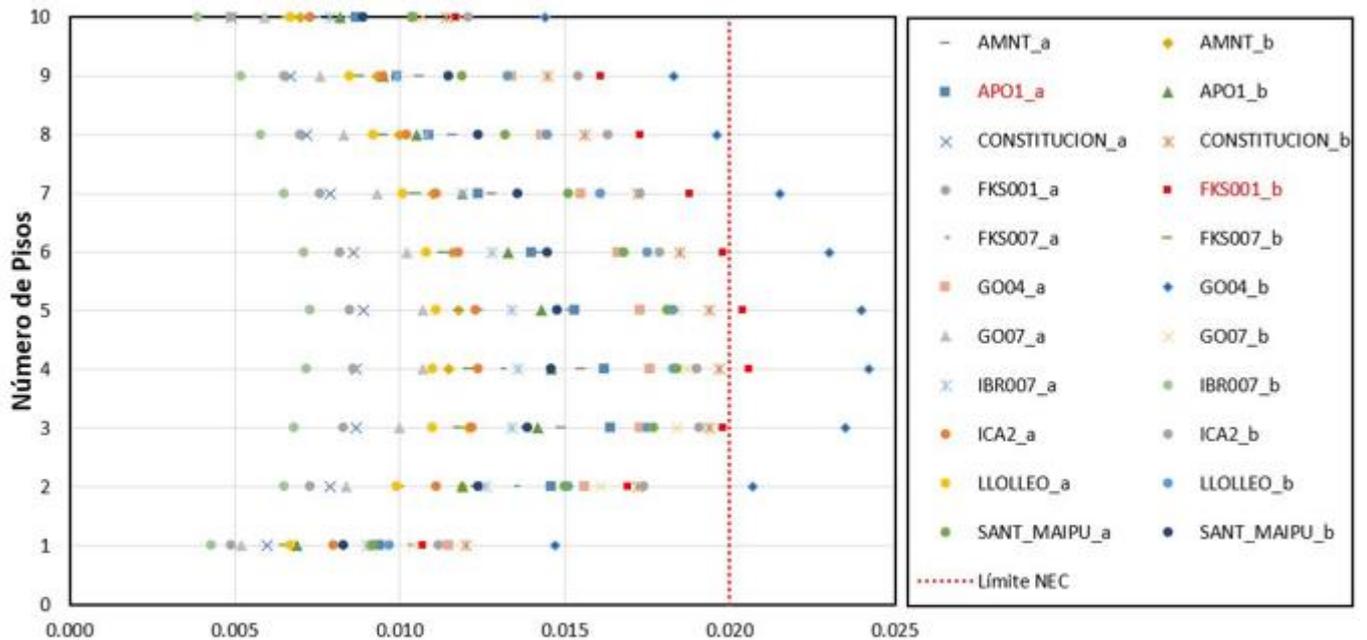


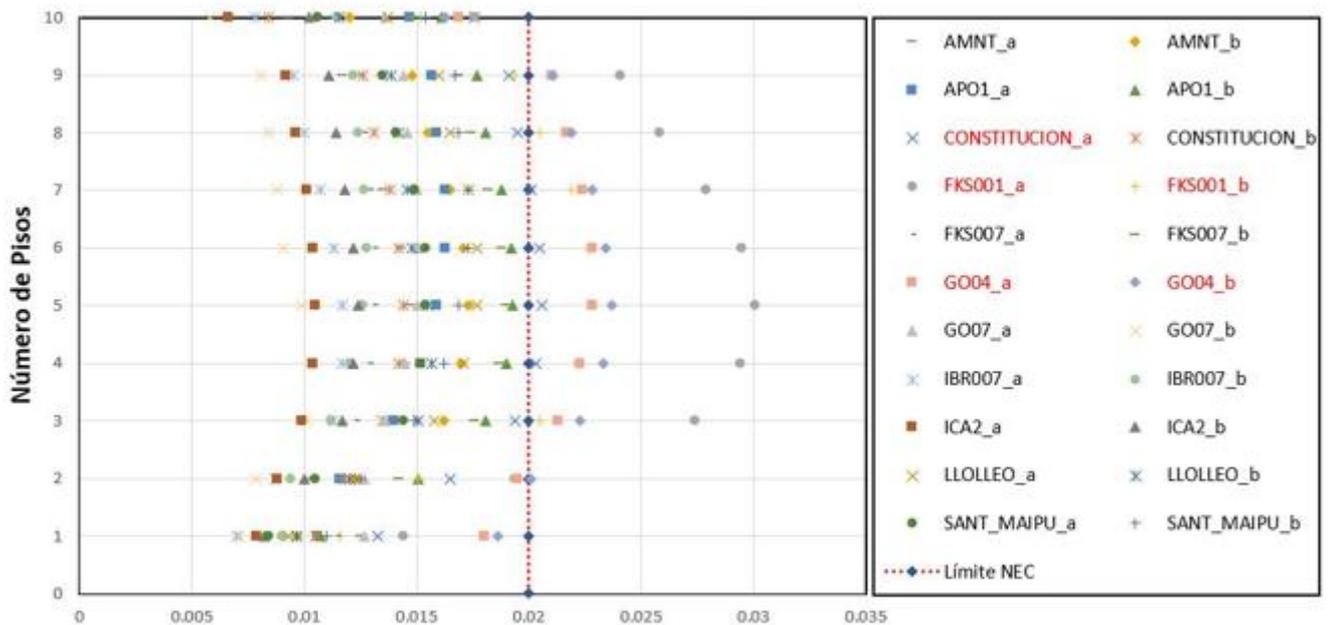
Figura 11: Espectro escalado (azul) y Espectro objetivo (terracota).

En las figuras 12 y 13 se presentan las derivas máximas obtenidas en cada piso para ambas direcciones de las señales sísmicas. Para el sentido X, existen 2 sismos de los 22 en donde se excede el valor del límite de deriva del 0,02 recomendado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción [17], es decir, existe un 10% que no cumple. En cambio, para el sentido Y, existen 5 sismos de los 22 en donde se excede el valor del límite de deriva recomendado por esta Norma, es decir, existe un 22,7% que no cumple. En la parte derecha de la imagen se resalta en rojo a los sismos que ocasionan que la edificación supere el límite de la normativa Norma Ecuatoriana de la Construcción. Las derivas máximas alcanzadas en el análisis dinámico no lineal se obtienen con la señal de la estación APO1_a (0,0242) para la dirección X, y con la señal de la estación FKS001_a (0,0301) para la dirección Y.



Deriva máxima de piso en el sentido X para cada sismo

Figura 12: Derivas máximas por piso en dirección X



Deriva máxima de piso en el sentido Y para cada sismo

Figura 13: Derivas máximas por piso en dirección Y

4. CONCLUSIONES

Las derivas máximas alcanzadas en el análisis dinámico no lineal se obtienen con el sismo de Pedernales en estación de Portoviejo APO1_a (0.0242) para la dirección X, y con la señal del sismo de Honshu de estación Sohma FKS001_a (0.030) para la dirección Y. Estas derivas superan el límite establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción [17].

Las derivas máximas obtenidas en el análisis dinámico no lineal en el sentido más flexible (dirección Y) de la estructura presentan que 5 de los 22 análisis exceden la máxima deriva permitida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción para el sismo de diseño, es decir, el comportamiento de la edificación para el 22.7% de los análisis no son aceptables, lo que deja en evidencia que es una estructura flexible en ese sentido, cuyas consecuencias se reflejan en los daños severos generados a nivel de elementos no estructurales, después del sismo de abril del 2016. Durante el estudio se evidenció que la edificación necesita una rehabilitación enfocada en incrementar la rigidez del sentido más flexible.

El reforzamiento fue realizado con la normativa vigente en el año 1999, el cual fue el Código Ecuatoriano de Construcción publicado en el año 1993, el cual es menos estricto que la normativa actual Norma Ecuatoriana de la Construcción [17] debido a los avances en ingeniería civil que se ven reflejados en cada actualización de la normativa, por lo que se explica que el edificio no cumpla con los límites establecidos por la norma actual aun cumpliendo la normativa de esa época. Pero se resalta que la intervención inmediata después del sismo de Bahía de Caráquez logró que la estructura no colapse ante el sismo de Pedernales.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer el apoyo del Centro de Investigaciones de la Vivienda. Así como al Instituto Geofísico por proveer los equipos para la instrumentación del ensayo de vibraciones ambientales. Ambos pertenecientes a la Escuela Politécnica Nacional.

1. H. Aguirre and M. Gallegos, "Estructuras Aportadas de Hormigón Armado que Colapsaron en el Terremoto del 16 de abril de 2016 en Tabuga– Ecuador," *Revista Politécnica*, vol. 42, pp. 37–46, 2018. <https://doi.org/10.33333/rp.v42i1.961>.
2. F. Rivadeneira, M. Segovia, A. Alvarado, J. Egred, L. Troncoso, S. Vaca, *et al.*, "Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador," Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, Corporación Editora Nacional, 2007, pp. 1-93.
3. F. Yépez and O. Yépez, "Role of construction materials in the collapse of R/C buildings after Mw 7.8 Pedernales – Ecuador earthquake, April 2016," *Case Studies in Structural Engineering*, vol. 7, pp. 24–31, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.csse.2016.12.001>.
4. A. Vizconde, M. Cortez, and F. Macas, "Daños y comportamiento estructural de edificación irregular en bahía de Caráquez – Ecuador debido al sismo del 16 de abril de 2016," presented at XXI Congreso Nacional de Ingeniería sísmica, Guadalajara, México, 2017.
5. A. Kagermanov, P. Ceresa, E. Morales, J. Poveda, and J. O'Connor, "Seismic performance of RC buildings during the MW7.8 Muisne (Ecuador) earthquake on April 2016: field observations and case study," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 15, pp. 5167–5189, 2017. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0182-y>.
6. ASCE/SEI 41-17, "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Virginia, USA, 2017.
7. ASTM C42/C42M-20, "Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete, American Society of Testing Materials, 2020.
8. ASTM C805/C805M-18, "Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete", American Society of Testing Materials, 2019.
9. ACI 562-19, "Code requirements for assessment, repair, and rehabilitation of existing concrete structures and commentary," American Concrete Institute, USA, 2019.
10. Sánchez D., Chiliquina J., Flores E., Orozco M., "Módulo Estático de Elasticidad del Hormigón Fabricado con Agregados de la Mina de San Roque, Imbabura, Ecuador.", *Revista Politécnica*, vol. 46 (1) pp. 29-38, 2020, Ecuador. <https://doi.org/10.33333/rp.vol46n1.03>.
11. ACI 318-19, "Building Code requirements for Structural Concrete," American Concrete Institute, USA, 2019.
12. NEC-SE-MP, "Mampostería Estructural," Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, MIDUVI, Ecuador, 2015.
13. B. Guillier, J.L. Chatelain, H. Tavera, H. Perfettini, A. Ochoa, and B. Herrera, "Establishing empirical period formula for RC buildings in Lima, Peru: Evidence for the impact of both the 1974 Lima earthquake and the application of the Peruvian seismic code on high-rise buildings," *Seismological. Research. Letter*, vol. 85(6), pp. 1308–1315, 2014. <https://doi.org/10.1785/0220140078>.
14. M. Wathélet, J. Chatelain, C. Cornou, G. Di Giulio, B. Guillier, M. Ohrnberger, *et al.*, "Geopsy: A User-Friendly Open- Source Tool Set for Ambient Vibration Processing," *Seismological. Research. Letter*, vol 91(3). pp. 1878–1889, 2020. <https://doi.org/10.1785/0220190360>.
15. R. Brincker, L. Zhang, and P. Andersen, "Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition," presented at The International Modal Analysis Conference, pp. 625-630, San Antonio, Texas, United States, 2000.
16. ASCE/SEI 7-22, "Minimum Desing Loads and Associate Criteria for Buildings and Other Estructures," American Society of Civil Engineers, Virginia, USA, 2022.
17. NEC-SE-DS, "Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente," Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, MIDUVI, Ecuador, 2015.
18. D. Gombosuren, and T. Maki, "Effect of Joint Flexibility on Seismic Performance of a Reinforced Concrete Ductile Moment-Resisting Frame," *Advances in Materials Science and Engineering*, Article ID 6858283, 2022, <https://doi.org/10.1155/2022/6858283>.
19. F. Wei, H. Chen, and Y. Xie, "Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete shear walls with low shear span ratio. *Journal of Building Engineering*," Article ID 103602, vol. 45, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.103602>
20. O. Arroyo, D. Feliciano, J. Carrillo, and M. Hube, "Seismic performance of mid-rise thin concrete wall buildings lightly reinforced with deformed bars or welded wire mesh," *Engineering Structures*, vol. 241, Article ID 112455, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112455>

21. M.A. Cando, "Efecto de la rigidez en el desempeño sísmico de edificios estructurados con muros de hormigón armado," PhD Thesis, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, 2020. Available from: <https://doi.org/10.7764/tesisUC/ING/57974>
22. L. Cavaleri and F. Di Trapani, "Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 65, pp. 224–242, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.06.016>.
23. D. Paez, "Influencia de muros de mampostería en el comportamiento de edificios de Manta durante el terremoto de 16 de abril del 2016, Pedernales-Ecuador," presented at Third Annual State-of-the-Art in Civil Engineering Structures and Materials, Universidad Central del Ecuador and Universidad de las Fuerzas Armadas, Quito, Ecuador, 2017. <https://www.researchgate.net/publication/319182048>
24. Cortez J., " Estudio Exploratorio para la Determinación del Coeficiente de Balasto a partir de Ensayos de Laboratorios de Suelos Cohesivos," Escuela de ingeniería en Construcción del Instituto Tecnológico de Costa Rica (ICO TEC), 2010.
25. T. Paulay and M.J.N. Priestly, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," John Wiley & Sons, Inc., USA, 2013. pp. 142.

SOBRE LOS AUTORES

Angie Guerrero y Adrián Martínez son Ingenieros Civiles graduado en 2020 en la Escuela Politécnica Nacional (EPN) de Quito, Ecuador. Luis Hernández es Profesor Titular de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental y Director del Centro de Investigación de la Vivienda de la EPN de 2019 a 2022, Ingeniero Civil graduado en 1984 en la Universidad de Camagüey y Doctor en Ciencias Técnicas graduado en 2004 en la Universidad Tecnológica de la Habana. Edgar Mora es Profesor Titular de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la EPN, Ingeniero Civil graduado en 2012 en Pontificia Universidad Católica del Ecuador y Master en Estructuras graduado en 2016 en la EPN y actualmente está haciendo estudios de doctorado en Universidad de Hiroshima, Japón. Gastón Parra es Ingeniero Civil en Estructuras graduado en 2016 en la EPN, Master en Ingeniería Civil en Estructuras en 2023 en la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, y actualmente se encuentra realizando sus estudios de doctorados en Ciencias de la Ingeniería en la Universidad de los Andes, Chile. Melisa Herrera es Especialista del Centro de Investigación de la Vivienda de la EPN desde el año 2014. Ingeniera Civil Mención Estructuras graduada en la EPN, Master en Estructuras en 2023 en la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. María Correa es Profesora de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la EPN, Ingeniera Civil graduada en 2012 en EPN y Master en Estructuras graduada en 2016 en la EPN.