

AFECTACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO

AFFECTION OF THE MAMPOSTERY IN THE DYNAMIC BEHAVIOR OF A REINFORCED CONCRETE BUILDING

SAHARA BRIGGITTE HIDALGO CHIANG¹, JOSÉ ANDRÉS BARROS CABEZAS²

1 Universidad Católica de Santiago de Guayaquil. sarahch776@gmail.com

2 Universidad Católica de Santiago de Guayaquil. jose.barros@cu.ucsg.edu.ec

RESUMEN

En el presente trabajo se propone utilizar la metodología de análisis Dinámico de Superposición Modal incluyendo la mampostería en el modelo, considerando el nivel de daño en la mampostería por medio de factores de rigidez, para la evaluación de una estructura existente. El objetivo es lograr una buena estimación del comportamiento esperado de edificios de hormigón armado con paredes de mampostería, con el uso de modelos lineales. La suposición realizada en el análisis sísmico propuesto consiste en que el sismo es de muy larga duración y que los materiales no sufren degradación por carga cíclica, sino solamente por el nivel de deformación que pudieran alcanzar. Se muestra que es posible lograr un modelo matemático con mayor información sobre posibles problemas de torsión y sobre la rigidez esperada del sistema. Sin embargo, pudiera resultar menos conservador que asumir que la pared no aporta nada de rigidez.

PALABRAS CLAVE: mampostería, pórticos de hormigón, análisis estructural.

ABSTRACT

In the present work, it is proposed to use the Modal Superposition Dynamic analysis methodology including the masonry in the model, considering the damage level in the masonry by stiffness factors, for the evaluation of an existing structure. The objective is to obtain a better estimate of the expected behavior of reinforced concrete buildings with masonry walls, with the use of linear models. The assumption made in the proposed seismic analysis is that the earthquake is of very long duration and the materials do not suffer degradation by cyclic loading, but only the level of deformation that they could reach. It is shown that it is possible to achieve a mathematical model with more information about possible torsional problems and about the expected stiffness of the system. However, it could be less conservative than assuming that the wall does not provide any stiffness.

KEYWORDS: masonry, concrete porticos, structural analysis.

DOI: <http://dx.doi.org/10.23878/alternativas.v19i3.265>

RECIBIDO: 17/8/2018

ACEPTADO: 29/1/2019

NOMENCLATURA

E_m	Módulo de elasticidad de la mampostería (MPa)
$f'c$	Resistencia a compresión del hormigón
$f'm$	Resistencia a compresión de la mampostería
f_y	Esfuerzo de fluencia
G_m	Módulo de cortante de la mampostería (MPa)
I_g	Inercia Agrietada
Q_i	Índice de estabilidad del piso "i", es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden
P_i	Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva del piso "i" y de todos los pisos localizados sobre el piso "i"
Δ_i	Deriva del piso "i" calculada en el centro de masas del piso
V_i	Cortante sísmico del piso "i"
h_i	Altura del piso "i" considerado
R	Factor de reducción de respuesta de diseño
Δ_E	Desplazamiento elástico
Δ_M	Deriva máxima inelástica
m	Factor de modificación de la capacidad del componente para tener en cuenta la ductilidad esperada, asociada con esta acción en el nivel de desempeño estructural seleccionado
k	Factor de confianza en la información obtenida
Q_{CE}	Resistencia esperada de un componente controlado por deformación en el nivel de deformación considerado
Q_{UD}	Acción producida por cargas gravitacionales y cargas sísmicas

INTRODUCCIÓN

Guayaquil posee varios tipos de edificaciones construidas a través de su historia. Entre las tipologías de edificaciones, los edificios de hormigón armado con paredes de mampostería, con alturas de uno a seis pisos y de uso residencial o comercial, representaban el 70% de las edificaciones de la ciudad de Guayaquil en la época del Proyecto RADIUS (1999).

El Proyecto RADIUS (1999) presentó una zonificación del riesgo sísmico, en función de las simulaciones realizadas para calcular las pérdidas de vidas que dependían de los daños en las edificaciones y la densidad de la población. En dicho proyecto se estimó un valor de pérdidas totales (incluye tanto estructura como componentes no estructurales) del orden de \$ 105 millones de dólares, con una probabilidad de 53% en 50 años. Por la cantidad de edificaciones afectadas por el evento sísmico, el proyecto mencionado concluyó que afectará a gran escala al desenvolvimiento normal de la ciudad de Guayaquil.

Diversos autores han realizado estudios de vulnerabilidad de edificaciones. Herrera, Vielma, Ugel, y Martínez (2012) evaluaron la respuesta sísmica de un edificio utilizando métodos de análisis lineal y no lineal, tanto estáticos como dinámicos. El modelo inicial denominado edificio original lo redimensionaron consiguiendo dos edificios diseñados bajo dos

metodologías diferentes; proyectados con normas venezolanas y amenaza sísmica alta. Ellos obtuvieron que en el edificio original el comportamiento sísmico resulta desfavorable; mientras que los edificios redimensionados presentaron buen desempeño sísmico ante los estados límite de servicio, daños reparables y prevención de colapso. Carrillo (2008) propone una estimación más acertada del diseño con un enfoque de diseño por desempeño y, de dicho comportamiento, permite disminuir o eliminar los costos de una rehabilitación estructural. En el caso de estudio utilizó el espectro de capacidad y el método directo basado en los desplazamientos para la realización del estudio de vulnerabilidad sísmica. En este artículo se evaluó solamente el estado límite de prevención de colapso. La metodología exige el uso de análisis no lineales, complicando un poco su aplicación general.

En cuanto al comportamiento de las paredes de mampostería, Chiozzi & Miranda (2017) definen tres estados de daños asociados con el desempeño estructural y la factibilidad de reparación de estos muros. Cuantifican la incertidumbre debida a la variabilidad entre especímenes, y el tamaño de la muestra; incluyendo además las funciones de fragilidad de estos elementos. Ellos concluyen que la resistencia del prisma y la resistencia del mortero son buenos indicadores de la fragilidad de las paredes de mampostería y también muestran la influencia de las aberturas. Estas curvas de fragilidad se pudieran utilizar para estimar la probabilidad de daño en estos elementos, en función de los resultados de deformaciones de un análisis lineal dinámico.

En el presente trabajo se propone utilizar la metodología del Análisis Dinámico de Superposición Modal incluyendo la mampostería en el modelo con elementos tipo "SHELL". Se considera el nivel de daño en la mampostería por medio de factores de rigidez, con el objetivo de lograr una mejor estimación del comportamiento esperado de edificios de hormigón armado con paredes de mampostería, con el uso de modelos lineales.

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO

Se propone como caso de estudio un bloque de una Unidad Educativa ubicada en la ciudad de Guayaquil. Es una estructura de hormigón armado, las paredes son de mampostería con un espesor de 12 cm, los pisos tienen un sistema de losas llenas de un espesor 15 cm, la estructura es asimétrica ya que tiene forma de "L" tal como se muestra en la Figura 1 (Hidalgo, 2018).

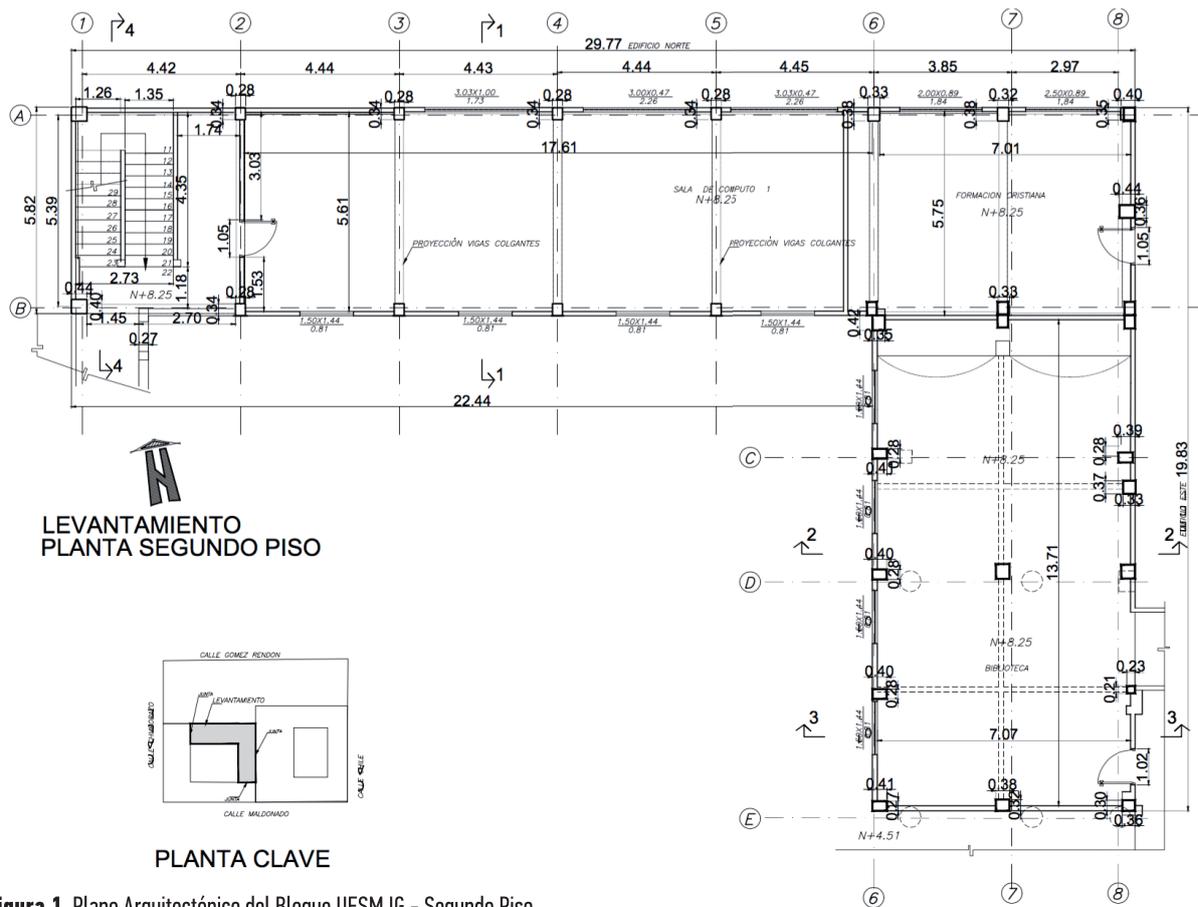


Figura 1. Plano Arquitectónico del Bloque UESMJG - Segundo Piso.

El ala Norte consta de dos pisos con una cubierta y el ala Este de cuatro pisos con una cubierta. La cubierta es de estructura metálica con planchas de fibrocemento. La planta baja posee gradas y una escalera de ingreso al primer piso. Las alturas de cada piso son de 4.51 m, 3.74 m, 3.74 m, 4.10 m y 3.61 m para la planta baja y los cuatro pisos altos, respectivamente (Hidalgo, 2018).

Se realizaron pruebas de esclerometría para estimar la resistencia en el hormigón. Según el manual del esclerómetro (James Instruments Inc., 1984) se ha observado que los hormigones que son muy antiguos tienen una superficie exterior más dura que en el interior y se obtienen lecturas de impacto de rebote que son muy altas obteniendo resultados que no son confiables. En este caso se obtuvieron valores de 316 a 369 kg/cm² (Hidalgo, 2018). Como no era posible realizar pruebas destructivas (por requerimiento del dueño) se consideraron valores por defecto supuestos para el análisis estructural del edificio siguiendo las recomendaciones de Loor (2015); para un edificio de la misma época en que se define $f'_c = 28$ MPa, $f_y = 420$ MPa como parámetros de resistencia de hormigón y acero de refuerzo, respectivamente. Para la mampos-

tería, se adoptó la recomendación de la norma NEC-15, $f'_m = 5$ MPa (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda y Cámara de la Industria y la Construcción, 2015)

Para tener una idea del armado de las vigas y las columnas se tomaron muestras con el Ferrosacan (Hilti, 2003). Específicamente se encontró que, en Planta Baja donde las columnas son 30x35 cm tienen un refuerzo longitudinal 6 Φ 3/8" y, como refuerzo transversal 1 estribo en espiral 3/8" cada 15 cm. Las vigas son 20x85 cm con un refuerzo longitudinal 4 Φ 3/8" y refuerzo transversal, 1 estribo 3/8" cada 20 cm. En el Segundo Piso las columnas son de 30x30 cm con un refuerzo longitudinal 4 Φ 4/8" y refuerzo transversal, 1 estribo en espiral 4/8" cada 20 cm. Las vigas son 15x65 cm con un refuerzo longitudinal 4 Φ 3/8" y refuerzo transversal, 1 estribo 3/8" cada 25 cm.

Claramente la edificación tiene problemas de configuración estructural (que no se recomiendan en la NEC-15) como son: ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas, irregularidad geométrica de retroceso en pisos superiores, columnas cortas, vigas fuertes - columnas débiles y planta en forma de "L" (Hidalgo, 2018).

METODOLOGÍA

Se ha desarrollado un modelo matemático usando el programa ETABS 9.7.4 (Habibullah y Wilson, 2005), el cual se muestra en la Figura 2. El modelo incluye las paredes de mampostería considerando un ancho equivalente como lo determina la norma NEC-15 en la sección NEC-SE-MP 5.4.5.b, en la que indica que, para el comportamiento a corte, se utiliza el espesor nominal de la mampostería.

El estado de daño de mampostería que puede presentarse en un sismo, en base a los niveles de derivas que sufre la estructura, se puede clasificar en tres tipos. Según Chiozzi & Miranda (2017) estos son: (1) pequeñas grietas menores a dos milímetros de ancho en que sólo se requiere reparación superficial como enlucido y pintado; (2) comienzo de grietas significativas de más de dos milímetros de ancho que requieren intervención más profunda para la reparación, como remplazo de ladrillos o bloques rotos y; (3) grandes grietas diagonales mayores a cuatro milímetros, en que se recomienda la demolición completa y reconstrucción (Hidalgo, 2018).

El análisis estructural se realizó siguiendo la norma ASCE/SEI 41-13, de acuerdo como lo exige la norma NEC-15 en la sección NEC-SE-RE 4.1. Para definir la demanda se utilizó un espectro de respuesta elástico ($R = 1$). Para el desarrollo del presente caso de estudio se tomó en cuenta lo siguiente:

- En base a la ubicación y como referencia del proyecto RADIUS (1999) se determinó que el suelo corresponde al tipo E. El espectro de respuesta elástico para esta condición se muestra en la Figura 3.

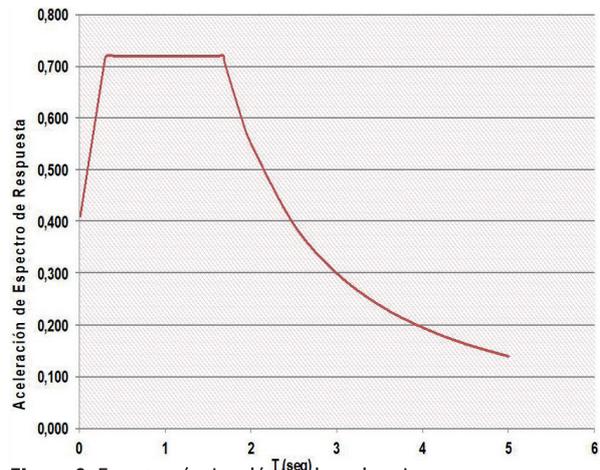


Figura 3. Espectro sísmico elástico de aceleraciones.

- El valor para el módulo de elasticidad y el módulo de cortante de la mampostería se establecen, en ausencia de los valores experimentales, según NEC-15 en la sección NEC-SE-MP 5.3.1.b, con los siguientes valores: $E_m = 900f' \leq 20000MPa, G_m = 0,4E_m$.
- Para efectos sísmicos concurrentes se deben considerar efectos sísmicos

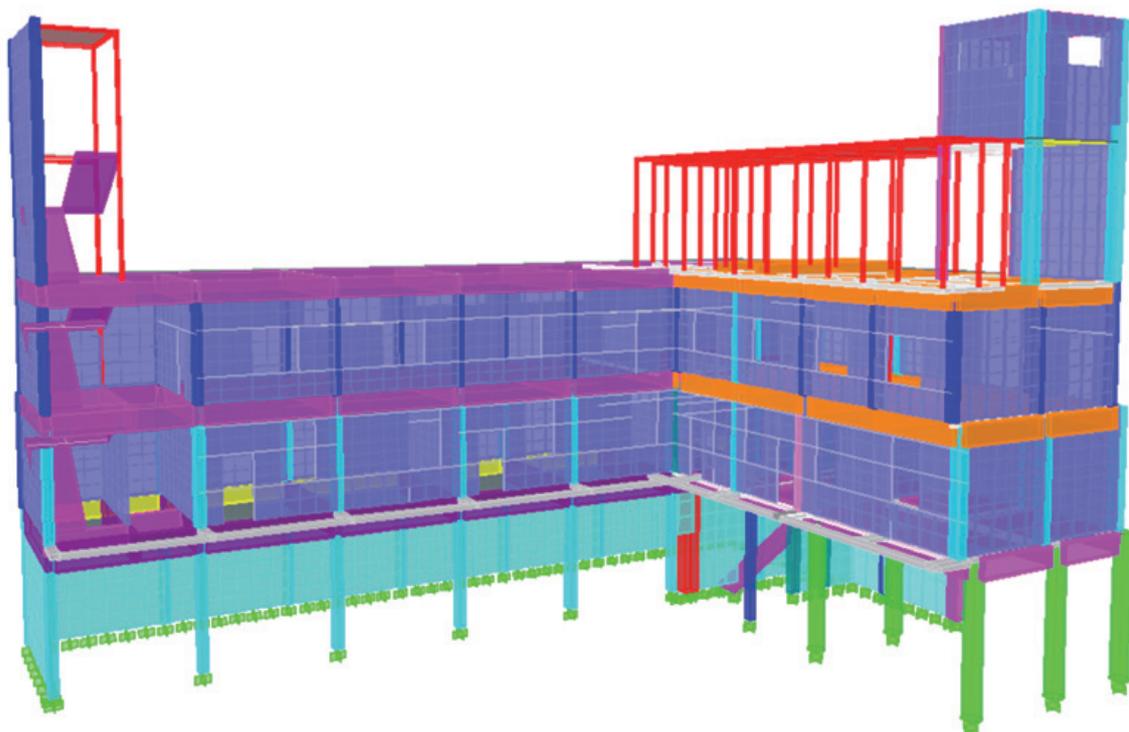


Figura 2. Modelo tridimensional de Análisis Estructural con Mampostería.

multidireccionales orientados horizontalmente. Se deben establecer los ejes “x” e “y” ortogonales. Es decir, para la dirección “x” deben considerarse las fuerzas y deformaciones asociadas con el 100% de la dirección “x” más las fuerzas y deformaciones asociadas con el 30% de las fuerzas en la dirección “y”, y viceversa (Hidalgo, 2018).

- Se consideran los efectos de torsión accidental (ubicación de la masa del piso a $\pm 5\%$ de la dimensión del edificio en el sentido perpendicular de la fuerza) y los efectos de segundo orden en función del índice de estabilidad ($Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i} \geq 0.10$, los resultados producidos por las cargas laterales se deberán incrementar por el factor $f_{p-\Delta}$: $f_{p-\Delta} = \frac{1}{1-Q_i}$) (Hidalgo, 2018).
- Se considera que la regla de igual desplazamiento es más adecuada que la propuesta por la NEC-15, según recomienda Miranda (2017). Por lo que se usará la siguiente ecuación: $\Delta_M = R * \Delta_E$. Dado que en el análisis se utiliza $R = 1$, la estimación de las deformaciones queda como: $\Delta_M = \Delta_E$.
- El cortante basal mínimo por tratarse de una estructura irregular, es igual al 85% del cortante calculado con el método estático equivalente.
- Se consideran los resultados de las gráficas propuestas por Chiozzi & Miranda (2017) para comparar las derivas obtenidas del modelo estructural y estimar el tipo de daño en mampostería.
- En las estructuras de hormigón, para el cálculo de la rigidez y las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de $0.80 I_g$ y $0.50 I_g$ para columnas y vigas respectivamente, tal como lo indica la sección NEC-SE-DS 6.1.6.b de la norma NEC-15 (Hidalgo, 2018). Como las normas no incluyen estas consideraciones para la mampostería, con buen criterio ingenieril se han utilizado los factores de 0.90, 0.60 y 0.10 para las condiciones de daño tipo 1, 2 y 3, respectivamente. En referencia a la investigación de Chiozzi & Miranda (2017) tomando una probabilidad de excedencia del 10% para cada estado límite hemos establecido los valores de deriva de 0.08%, 0.20% y 0.55% como fronteras para cada tipo de nivel de daño.
- El proceso de análisis propuesto consiste en lo siguiente: se realizó un modelo

estructural con el nombre Modelo 1 en el cual se consideró la rigidez gruesa de la mampostería. En ese modelo se revisaron las derivas de entrepiso de cada pared en su dirección longitudinal. En función del nivel de derivas y los límites establecidos anteriormente se estiman los factores de reducción de rigidez para cada pared. A continuación, se realizó un segundo modelo (Modelo 2) utilizando los factores de rigidez calculados en el modelo anterior. El mismo proceso se realizó para un tercero. En este último modelo, ya no se observan cambios de rigidez por lo que se adopta como suficientemente representativo de la condición dinámica del edificio durante el evento sísmico.

La suposición realizada en el análisis propuesto consiste en que el sismo es de muy larga duración y que los materiales no sufren degradación por carga cíclica sino solamente por el nivel de deformación que pudieran alcanzar.

RESULTADOS

Se procedió a revisar las derivas de entrepiso en ambas direcciones. De los resultados obtenidos en el modelo, el valor más crítico de reducción de rigidez en la dirección “x” resulta igual a 0.60 para el cuarto piso. En la Tabla 1 se muestran los resultados de los factores más críticos para cada piso, tanto para el Modelo 2 como para el Modelo 3.

TABLA 1. RESUMEN DE FACTORES DE RIGIDEZ MÁS CRÍTICOS DE CADA PISO EN EJE “X”

PISO	FACTORES DE RIGIDEZ	
	MODELO 2	MODELO 3
PB	0.90	0.90
P1	0.90	0.90
P2	1.00	0.90
P3	-	-
P4	1.00	0.60

En cuanto a la dirección “y”, los valores más críticos se ven en Planta Baja donde las deformaciones son mayores a 0.5%, con coeficientes de reducción de rigidez de 0.10, tal como se observa en la Tabla 2.

En la Figura 4 se presentan los factores de rigidez obtenidos para la Planta Baja, por considerarse el piso más crítico. Por la configuración irregular en planta de la estructura (en forma de “L”) se observa que el muro ubicado en la zona más extrema del ala resulta más crítico, como es de esperarse para esta configuración en planta.

TABLA 2. RESUMEN DE FACTORES DE RIGIDEZ MÁS CRÍTICOS DE CADA PISO EN EJE "Y"

PISO	FACTORES DE RIGIDEZ	
	MODELO 2	MODELO 3
PB	0.90	0.10
P1	0.90	0.60
P2	1.00	0.60
P3	0.90	0.60
P4	1.00	0.60

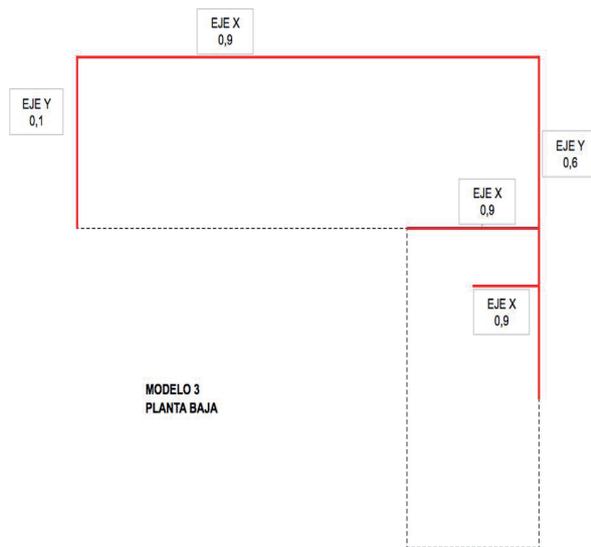


Figura 4. Ubicación de Factores de Rigidez de la mampostería en Planta Baja.

En las Figuras 5a y 5b se pueden observar los diagramas de interacción de una columna de la planta baja, junto con los resultados de las combinaciones de la norma ASCE 41-13, tanto en la dirección "x" como en la dirección "y", respectivamente. Las Figuras 5c y 5d muestran resultados similares para la columna del segundo piso. Usando la misma norma se consideró el criterio de aceptación para las columnas correspondientes a acciones controladas por deformación, que para el procedimiento dinámico lineal en componentes primarios deben satisfacer la inequación: $mkQ_cE > Q_vD$; donde "k" se establece igual a 0.75, y "m" resulta igual a 1.90 y 2.60 para la planta baja y el segundo piso, respectivamente.

Para detalles sobre estos valores el lector podrá referirse a Hidalgo (2018). De los resultados mostrados en la Figura 5, se concluye que las columnas de planta baja no son adecuadas para resistir algunas de las combinaciones de carga que exige la normativa; mientras que las columnas del piso 2 sí cumplen todos los requerimientos de resistencia.

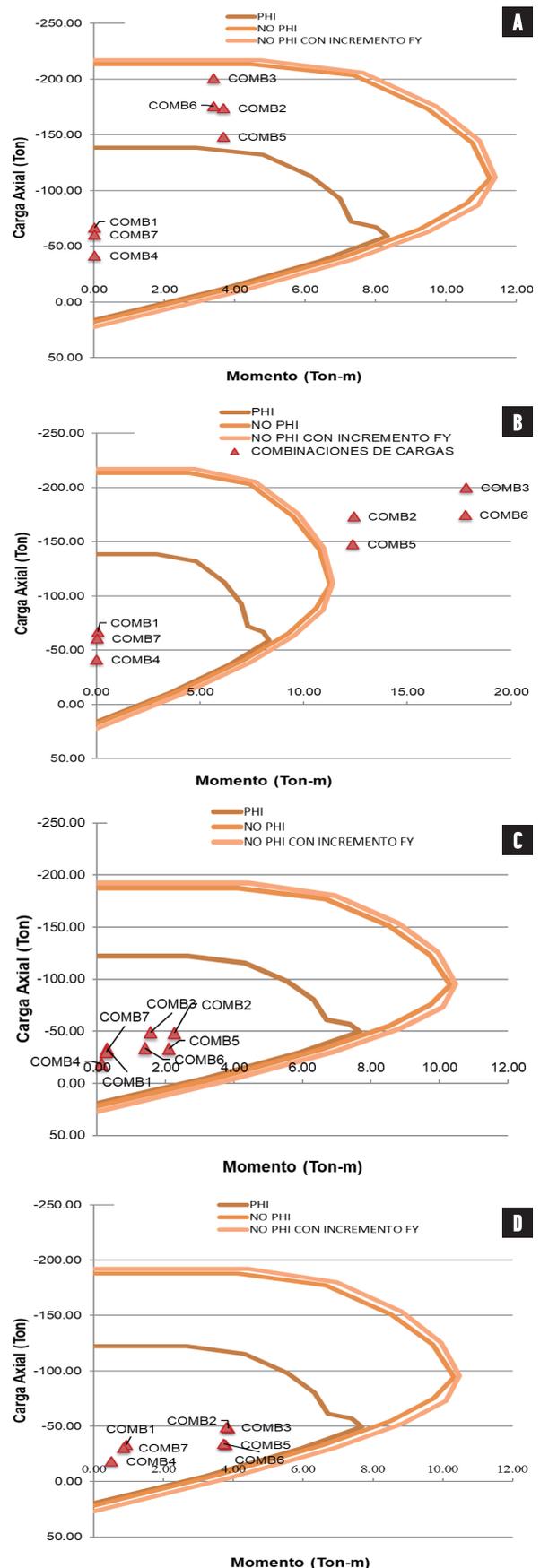


Figura 5. Diagramas de interacción de columnas y resultados de análisis estructural: (a) Planta baja en dirección "x", (b) Planta baja en dirección "y", (c) Piso 2, en "x" y (d) Piso 2, en "y".

Las Figura 6a y 6b muestran las comparativas de las deformaciones laterales (drift) de cada piso, tanto para el modelo propuesto como para un modelo que desprecia completamente el aporte de la mampostería (Hidalgo, 2018). Se observa por ejemplo, que el modelo propuesto reporta derivas del tercer piso del orden del 97% menores que el modelo que no considera la mampostería en el eje “x” y 93% menores en el eje “y”.

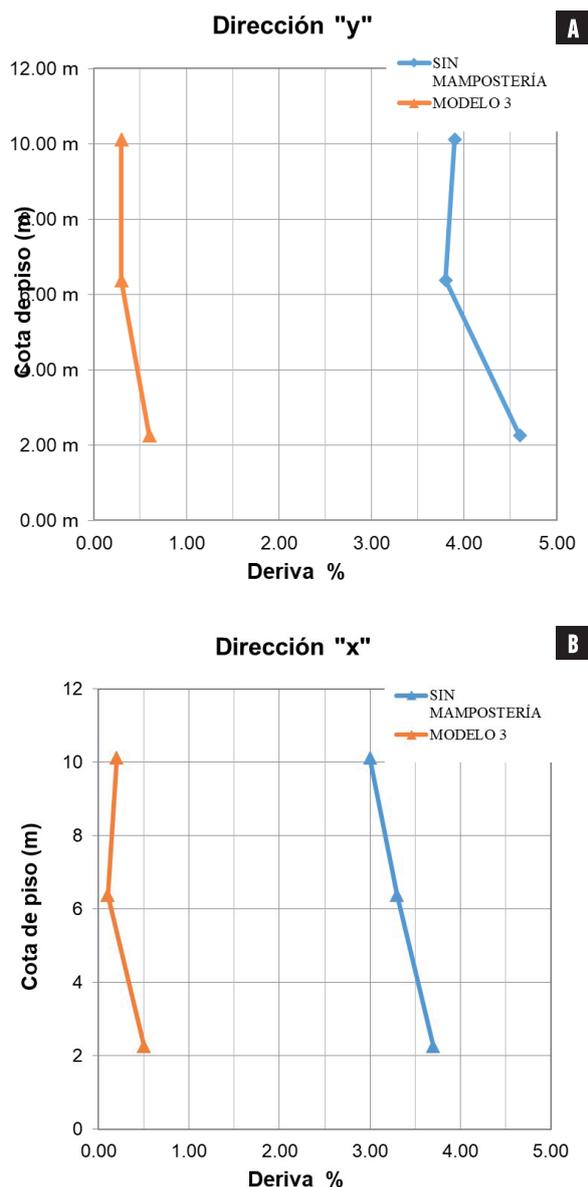


Figura 6. Resultados de deformaciones laterales para el modelo propuesto (Modelo 3) y el modelo sin considerar la mampostería. (a) Dirección “x”. (b) Dirección “y”.

En las Tablas 3 y 4 se comparan los centros de rigidez y los centros de masa del modelo que no considera paredes y del modelo propuesto, respectivamente. Se observa que la diferencia entre estos puntos, en cada modelo, puede ser

muy grande. Por ejemplo, para el segundo piso en dirección “x” la diferencia de excentricidad calculada entre el modelo propuesto y uno sin mampostería resulta del orden del 56%.

TABLA 3. RESUMEN DE CENTROS DE MASA Y RIGIDEZ DEL MODELO SIN MAMPOSTERÍA

PISOS	ALTURA (M)	CENTRO DE MASA (M)		CENTRO DE RIGIDEZ (M)		TORSIÓN	
		X	Y	X	Y	X	Y
PISO 3	+11,99	18,488	14,082	21,233	11,918	0,095	0,092
PISO 2	+8,25	19,016	13,526	21,016	11,188	0,069	0,099
PISO 1	+4,51	18,079	13,204	21,874	8,816	0,131	0,186

Nota: Tomado de Hidalgo (2018).

TABLA 4. RESUMEN DE CENTROS DE MASA Y RIGIDEZ DEL MODELO CON MAMPOSTERÍA - MODELO 3

PISOS	ALTURA (M)	CENTRO DE MASA (M)		CENTRO DE RIGIDEZ (M)		TORSIÓN	
		X	Y	X	Y	X	Y
PISO 3	+11,99	18,925	13,204	23,073	16,735	0,143	0,150
PISO 2	+8,25	18,984	13,328	23,585	16,931	0,159	0,153
PISO 1	+4,51	18,558	12,875	24,429	17,443	0,202	0,194

DISCUSIÓN

Algunos muros en la dirección “y” muestran una degradación considerable que pudiera llegar a ocasionar un problema por piso suave. Sin embargo, dadas las condiciones del análisis, las suposiciones adoptadas y los coeficientes de degradación de los otros muros (ver Figura 4), se podría llegar a la conclusión de que este estado no es probable. Sin embargo, de acuerdo a la Figura 5b se observa que la demanda sísmica en la dirección “y”, supera la capacidad de la columna. Por lo tanto, de acuerdo a los resultados se puede concluir que es muy probable la ocurrencia de un piso suave en la planta baja.

El nivel de deformaciones, estimado con el modelo propuesto resulta mucho menor que los obtenidos de un modelo que no considera ningún aporte de la mampostería. (Hidalgo, 2018). Por lo tanto, el modelo que se propone busca ser más realista aunque resulte menos conservador. De todas formas, los resultados apuntan a un desempeño pobre durante un sismo severo.

La metodología propuesta resulta de fácil implementación, por lo que sería un método válido para realizar revisiones estructurales de edificios de hormigón con paredes de mampostería. Los diagramas de interacción de las columnas para el caso del Modelo 3 cumplen con los requerimientos de la norma para planta baja y segundo piso en el caso del eje “x” pero no

en el eje “y”. Es necesario continuar esta investigación realizando calibraciones con modelos más complejos para definir de una manera más objetiva los factores de reducción de rigidez.

CONCLUSIONES

En el presente artículo se propone una metodología de modelación numérica con el objetivo de poder tomar en cuenta el aporte de la mampostería en el comportamiento dinámico de una estructura de pórticos de hormigón armado. Se desarrolla un modelo estructural de un edificio con el objetivo de comparar el nivel de deformaciones estimado con un modelo que desprecia el aporte de la mampostería.

Los resultados muestran que los niveles de deformación obtenidos en el modelo propuesto son menores que los de un modelo que no toma en cuenta el aporte de las paredes. Además, el modelo sugerido presenta mayor información para la estimación del centro de masas y el centro de rigidez de la estructura, por lo que se considera que sus resultados son más confiables.

La presente investigación es el primer paso para la propuesta de una metodología de diseño. Los factores de rigidez propuestos deben ser calibrados con información de ensayos y modelación numérica más compleja; lo cual queda para una futura entrega.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASCE/SEI 41-13. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Carrillo, J. (2008). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño. *Dyna*, 75 (155), 91-102. Recuperado de <https://revistas.unal.edu.co/index.php/dyna/article/view/1743/2399>
- Chiozzi, A., & Miranda, E. (2017). Fragility functions for masonry infill walls with in plane loading. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46 (15), 2831-2850. Recuperado de <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/full/10.1002/eqe.2934>
- Habibullah A. & Wilson, E. (2005). *ETABS: Integrated Analysis, Design and Drafting of Building Systems*. Berkeley, CA: Computers and Structures, Inc.
- Herrera, R.I., Vielma, J.C., Ugel, R., y Martínez, Y. (2012). Evaluación del comportamiento sismorresistente y diseño óptimo de un edificio existente de concreto armado de baja altura. *Revista Ingeniería UC*, 19(3), 52-65.
- Hidalgo, S. (2018). *Revisión Estructural de un Bloque de la Unidad Educativa Santa Mariana de Jesús – Parte 1*. Recuperado de <http://repositorio.ucsg.edu.ec/handle/3317/10152>
- HILTI (2003). *Manual PS 200 Ferroscon*. Recuperado de http://www.construmatica.com/archivos/46568/ferroscon_ps_200.pdf
- James Instruments Inc. (1984). *Instrucciones de Operación*. Chicago, Illinois: James Instruments Inc. Non Destructive Testing Systems.
- Loord, D. (2015). Comportamiento Lineal y no Lineal del Edificio de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil. Recuperado de <http://repositorio.ucsg.edu.ec/handle/3317/4396>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda y Cámara de la Industria de la Construcción (2015). *Norma ecuatoriana de la construcción (NEC-15)*. Quito, Ecuador.
- Miranda, E. (2017). *Curso de Diseño Estructural Sismorresistente* [Material de clase]. Guayaquil, Ecuador: Cámara de la Construcción de Guayaquil.
- Proyecto RADIUS. (1999). *Historia de la vulnerabilidad, estimación de pérdidas y recomendaciones para reducir el riesgo sísmico en edificaciones de Guayaquil*. (Volumen III). Recuperado de <http://jaimeargudo.com/wp-content/uploads/2011/04/RADIUS-VOLUMEN-III-ESTUDIO-VULNERABILIDAD-EDIFICACIONES.pdf>