

## DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE MUROS DEL TIPO TÚNEL EN VENEZUELA

JOSÉ G. RENGEL <sup>1</sup>, ÓSCAR A. LÓPEZ <sup>2</sup>

<sup>1</sup> Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas. e-mail: strafella@gmail.com

<sup>2</sup> Universidad Central de Venezuela, Facultad de Ingeniería, Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME).  
e-mail: oalsf@yahoo.com

Recibido: abril 2018

Aprobado para publicación: mayo 2019

### RESUMEN

En este trabajo se investigó el desempeño de edificios de muros de concreto armado de espesor delgado del tipo túnel en Venezuela. Se elaboró un inventario en la región capital según el cual existen 9.090 edificios de este tipo con muros orientados en una sola dirección, entre 2 y 10 niveles de altura. Se estudió un edificio típico de cuatro niveles, sin vigas y con muros en una sola dirección, los muros y losas tienen un espesor de 12 cm y están armados con mallas de acero de 6 mm de diámetro. Mediante análisis dinámico lineal bajo los criterios de la norma venezolana se determinó que la demanda sísmica supera hasta 4,7 veces la capacidad a flexo-compresión en la dirección débil de los muros. Mediante análisis estático no lineal se evaluó el desempeño en su dirección más débil para el sismo de diseño de la norma y para escenarios sísmicos posibles, con un modelo de pórtico equivalente con plasticidad concentrada calibrado con resultados de ensayos. Para el sismo normativo (0,30 g) y para un sismo de una falla cercana se alcanza un daño completo, para un sismo lejano (0,21 g) se alcanza daño severo. Se propone reforzar estos edificios adicionando muros de concreto armado en el perímetro y se demuestra que el edificio reforzado alcanza un buen desempeño para los escenarios sísmicos indicados. Se concluye que estos 9.090 edificios sin planos resistentes en una dirección son muy vulnerables ante terremotos lo que coloca en riesgo elevado a unos 120.000 habitantes.

*Palabras clave:* Edificios tipo túnel, desempeño sísmico, curvas de capacidad, reforzamiento estructural, escenarios sísmicos

### SEISMIC PERFORMANCE OF WALL BUILDINGS WITH TUNNEL FORM IN VENEZUELA

#### ABSTRACT

The seismic performance of RC walls buildings of the tunnel form in Venezuela was investigated. An inventory was elaborated according to which there are 9,090 buildings of this type with walls in only one direction, between 2 and 10 stories. A four-story building without beams and with walls in a single direction was studied, its walls and slabs have 12 cm of wide with 6 mm diameter steel meshes. By means of a linear dynamic analysis using the spectrum of the Venezuelan seismic standard it was determined that the seismic demand exceeds up to 4.7 times the flexo-compression capacity in the weak direction of the walls. The performance in its weak direction for the code design earthquake and for several possible seismic scenarios, was determined by means of non linear static analysis using an equivalent frame model with plasticity concentrated calibrated from the results of experimental tests. For the standard earthquake (0.30 g) and for a near fault earthquake, the building reaches a state of complete damage, for a far fault earthquake (0,21 g) the building achieves severe damages. It was proposed retrofitting these buildings and it is demonstrated that the reinforced building has a good performance for the different seismic scenarios. It is concluded that those 9,090 buildings that do not have resistant planes in one direction are very vulnerable to earthquakes, which represents a high risk condition for the 120,000 people who inhabit them.

*Keywords:* Tunnel type buildings, seismic performance, capacity curves, structural retrofitting, seismic scenarios

## INTRODUCCIÓN

Desde la década de 1970 se han construido en Venezuela edificios de muros de concreto armado utilizando el sistema “tipo túnel”; las ventajas en la reducción de tiempo y costos de este método industrializado favorecieron que se extendiera ampliamente en el sector construcción del país. Estos edificios tienen un sistema estructural de muros y losas de concreto armado, ambos con un espesor delgado que puede oscilar entre 12 y 16 cm, con baja cuantía de acero longitudinal y poco o ningún refuerzo transversal. Adicionalmente algunos edificios tienen los muros con su dirección fuerte orientada solo en una dirección del edificio, generalmente en la dirección corta o transversal, lo cual es una condición bastante desfavorable para resistir la acción sísmica. Esto es un grave problema ya que estos edificios se han construido en zonas de elevada amenaza sísmica.

En el sismo de Chile del 27 de Febrero de 2010 en la región del Maule, se reportaron daños severos en edificios de muros con una configuración sismorresistente superior

a los construidos en Venezuela (Massone y Rojas, 2012). En la Figura 1 se muestra un edificio de muros tipo túnel representativo de los que se han construido en Venezuela y en la Figura 2 se muestran dos edificios de muros en Chile que presentaron daños severos debido al sismo del año 2010, estos daños consistieron en el aplastamiento del concreto y el pandeo del acero longitudinal debido a la insuficiencia del acero transversal. Como se observa los edificios chilenos tienen muros de espesores mayores y con mayor cuantía de acero longitudinal. Se destaca por tanto que, si edificios de muros con una capacidad resistente y una ductilidad mayor que los construidos en Venezuela se han dañado severamente durante terremotos, ello pone de manifiesto la elevada vulnerabilidad de nuestros edificios de muros de espesor delgado del tipo túnel descritos anteriormente.

La principal motivación de esta investigación es determinar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico asociado a estos edificios. Los objetivos específicos planteados fueron:



(a) Edificio en construcción



(b) Mallas de acero en muros.

**Figura 1.** Edificio Camino Real en Nueva Casarapa, Guarenas- Estado Miranda



(a) Pandeo de acero longitudinal



(b) Pandeo de acero longitudinal (El Mercurio de Valparaíso, 2010)

**Figura 2.** Detalle de daños en edificios de muros en Chile:

(a) Edificio Centro en Concepción y

(b) Edificio Toledo en Viña del Mar

a) Elaborar un inventario de edificios tipo túnel construidos en la región central del país identificando sus características sismorresistentes; b) Evaluar el desempeño sísmico de un edificio típico con muros en una dirección a través de la relaciones demanda/capacidad y relaciones de deriva con un análisis dinámico lineal; c) Obtener las curvas de capacidad de los edificios a partir de análisis estático no lineal, d) Evaluar el desempeño de los edificios para escenarios sísmicos posibles en Venezuela y e) Evaluar el desempeño de un edificio reforzado y compararlo con el desempeño del edificio sin reforzar. Mayores detalles de esta investigación se pueden consultar en el trabajo de maestría del primer autor bajo la tutoría del segundo autor (Rengel, 2016).

## INVENTARIO DE EDIFICIOS

La primera etapa de esta investigación consistió en realizar inspecciones para identificar las características sismorresistentes de estos edificios. En las inspecciones se utilizó un detector de metal para identificar la presencia de muros de concreto armado en una o en las dos direcciones. Una de las características observadas es que los edificios tienen una mayor cantidad de muros de concreto orientados en la dirección transversal (corta) antes que en la longitudinal (larga), por lo general en la dirección longitudinal hay muros de mampostería que permiten el cerramiento de los espacios. En la Figura 3 se muestran algunos edificios ubicados en las ciudades de Guarenas y Guatire que fueron inspeccionados y que poseen muros orientados en una sola dirección.



(a) Conjunto residencial Camino Real



(b) Conjunto residencial 27 de febrero



(c) Conjunto Residencial La Zafra.



(d) Conjunto residencial El Tablón.

**Figura 3.** Edificios tipo túnel con muros en una sola dirección en Guarenas-Guatire

Se elaboró un inventario de edificios para la región central del país a partir de varias fuentes de información de acuerdo a este orden: a) Investigaciones previas (Funvisis, 2012), b) La revisión de imágenes satelitales (Google Earth), c) Inspecciones en sitio y d) La revisión de planos estructurales obtenidos de las oficinas de ingeniería de los municipios. En el inventario se identificó la ciudad de ubicación del urbanismo, el nombre del urbanismo, la presencia de muros en una o dos direcciones, el número de edificios, niveles, apartamentos y habitantes. En este proceso se identificaron 9.090 edificios construidos con muros en una sola dirección

(MCA1) y 3.607 con muros en ambas direcciones (MCA2) ubicados en el Área Metropolitana de Caracas, Guarenas-Guatire y los Valles del Tuy. Para los edificios de entre 2 y 7 niveles los espesores de los muros oscilan entre 12 y 14 cm, para los edificios con más de 7 niveles los espesores se incrementan hasta 16 cm. La mayor cantidad de edificios de este tipo se encuentran en la región de Guarenas-Guatire. Todos los edificios inventariados se ubican en zonas de amenaza sísmica elevada según la norma sísmica venezolana. De los que tienen muros en una dirección 6.466 (71,1%) tienen entre 2-3 niveles, 2.568 (28,3%) entre 4-7

niveles y 56 (0,6%) más de 7 niveles. En el caso de edificios con muros en dos direcciones 1.198 (33,2%) tienen entre 2-3 niveles, 2.227 (61,7%) entre 4-7 niveles y 182 (5,1%)

más de 7 niveles. Un resumen del inventario levantado se presenta en la Tabla 1, una descripción más detallada del mismo se presenta en el trabajo de Rengel (2016).

**Tabla 1.** Resumen del inventario de edificios tipo túnel para la región central de Venezuela.

Niveles	Ubicación						Total	
	AMC		Guarenas - Guatire		Valles del Tuy			
	MCA1	MCA2	MCA1	MCA2	MCA1	MCA2	MCA1	MCA2
2-3	0	0	4.992	1.198	1.474	0	6.466	1.198
4-7	44	134	2.524	1.339	0	754	2.568	2.227
> 7	9	129	47	40	0	13	56	182
TOTAL	53	263	7.563	2.577	1.474	767	9.090	3.607

AMC: Área Metropolitana de Caracas, MCA1: Muros en una dirección, MCA2: Muros en dos direcciones.

### EDIFICIO TIPO TÚNEL CON MUROS EN UNA DIRECCIÓN

Como caso de estudio se seleccionó un edificio con muros en una dirección. Este edificio está ubicado en el Conjunto Las Flores de la Urbanización Las Rosas de Guatire, Edo. Miranda. La razón principal por la que se seleccionó este edificio es que su configuración estructural y arquitectónica es típica y edificios como este se han construido masivamente en la región Guarenas-Guatire, además se disponían de los planos estructurales. En el Conjunto Las Flores hay un total de 50 edificios idénticos al seleccionado

para el estudio (400 apartamentos con un estimado de 1.600 habitantes). Se estima que en la región Guarenas-Guatire existen 1.964 edificios de este tipo (15.712 apartamentos con un estimado de 62.848 habitantes).

Una vista frontal y otra lateral de un edificio del Conjunto Las Flores se muestran en la Figura 4, donde se pueden observar muros de concreto cuya dirección más fuerte está orientada en la dirección transversal del edificio y paredes de mampostería en la dirección longitudinal. No hay muros con su dirección fuerte orientada en la dirección longitudinal del edificio.



(a) Vista lateral

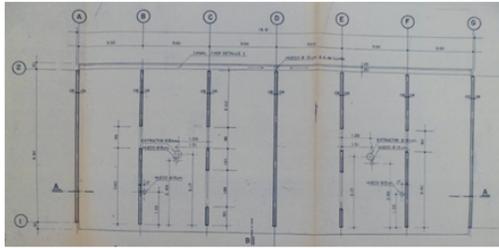


(b) Vista frontal

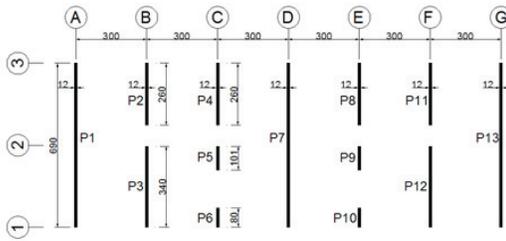
**Figura 4.** Edificio del conjunto residencial Las Flores

Los muros del edificio están orientados en la dirección transversal en siete ejes resistentes separados cada 3 m. El edificio tiene 4 niveles con una altura de entrepiso promedio de 2,52 m, el espesor de los muros y las losas es de 12 cm.

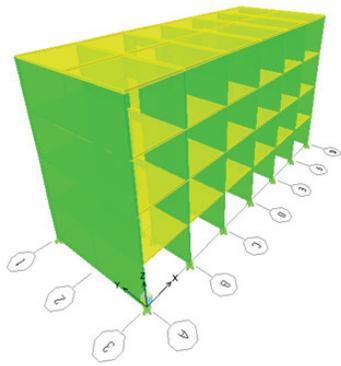
Los edificios fueron proyectados y construidos en 1983 según los planos estructurales. Un plano de planta extraído del plano estructural original, un esquema y una vista del modelo se presentan en la Figura 5.



(a) Plano de planta original



(b) Esquema de planta para el análisis



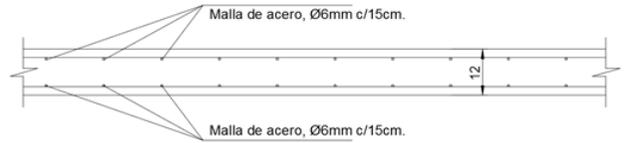
(c) Modelo 3D

**Figura 5.** Planta y modelo 3D del edificio Las Flores, con muros en una sola dirección

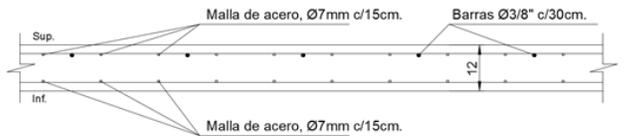
Los muros de concreto están doblemente armados con mallas electrosoldadas, con acero de diámetro 6 mm en ambas direcciones y separado cada 15 cm. Los muros no poseen refuerzo transversal. El detalle de la sección de los muros se muestra en la Figura 6. Las losas están doblemente armadas con mallas electrosoldadas, con acero de diámetro 7 mm en la dirección longitudinal y distanciado cada 15 cm. Adicionalmente las losas en su parte superior tienen un acero adicional con barras #3 (3/8”) cada 30 cm. Las losas presentan armado superior solo en la región de apoyo losa-muro. Los detalles de armado de una sección de la losa se muestran en la Figura 7.

Las propiedades mecánicas nominales del concreto y del acero se toman de la información disponible en los planos estructurales: La resistencia a compresión del concreto es

de 250 Kgf/cm<sup>2</sup>, la resistencia a la cedencia de las mallas de acero es de 5.000 Kgf/cm<sup>2</sup> y la de las barras es de 4200 Kgf/cm<sup>2</sup>.



**Figura 6.** Detalle de sección transversal del muro



**Figura 7.** Detalle de sección transversal de la losa

## DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO CON MUROS EN UNA DIRECCIÓN

En este trabajo se utilizaron dos métodos de análisis para evaluar el desempeño sísmico: un análisis dinámico lineal y un análisis estático no lineal. Ambos análisis se aplicaron al edificio Las Flores y al edificio Las Flores-reforzado. En el análisis dinámico lineal se utilizaron espectros de la norma sísmica venezolana (COVENIN, 2001), se evaluó el desempeño a partir de la relación demanda/capacidad (D/C) a flexo-compresión y a corte de los muros en cada nivel y a partir de la relación de deriva de cada entrepiso. Para este análisis se utilizó el programa ETABS (CSI, 2010).

En el análisis estático no lineal se determinó la curva de capacidad de la estructura mediante la técnica de empuje progresivo (*pushover*). A partir de la curva de capacidad se evaluó el desempeño para tres escenarios sísmicos definidos. Para este análisis se utilizó el programa SAP2000 (CSI, 2010).

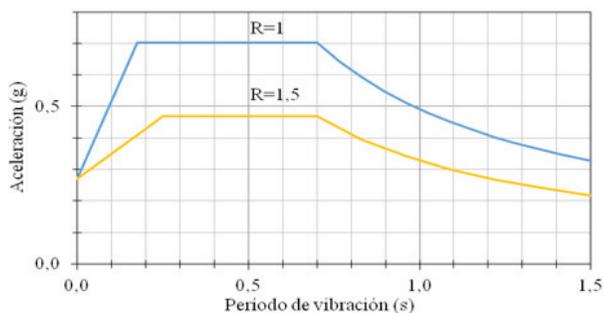
El edificio se modeló considerando las propiedades medias de resistencia de los materiales, dada por los valores nominales multiplicados por un factor de 1,5 para el concreto y de 1,25 para el acero (ASCE/SEI, 2013).

### Análisis Dinámico Lineal

El análisis se realizó para la dirección más débil del edificio (longitudinal), que es la dirección más vulnerable y por lo tanto la de mayor interés. Se utilizó un modelo con elementos tipo placa. En los elementos se consideraron secciones agrietadas incorporando factores para la modificación de

la rigidez; para la flexión se utilizaron factores de 0,35 en vigas, 0,70 en columnas y 0,50 en muros, para el corte se usó un factor de 0,40 y no se consideró reducción para la rigidez axial (ASCE/SEI, 2013). Se utilizó el espectro de la norma sísmica venezolana que corresponde a la zona 5 según la zonificación sísmica venezolana. Para la selección del perfil de suelo se consideraron las condiciones locales establecidas en el estudio de microzonificación sísmica de la región Guarenas-Guatire (Funvisis, 2012), según el cual los edificios se encuentran en una zona con una profundidad de sedimentos entre 120-220 m; para esta zona corresponde un espectro comparable al tipificado como 5-2 en la microzonificación sísmica de Caracas (Funvisis, 2009) o al espectro S2 tipificado en la norma sísmica para suelos medio densos (COVENIN, 2001). En base a lo anterior se decidió utilizar un espectro con perfil S2, con factor de importancia de  $\alpha=1$  de acuerdo a la tipificación de edificios de uso residencial. A partir de estas propiedades se construyó el espectro de respuesta elástica.

Se consideró un sistema de baja ductilidad, por lo que el factor de reducción de la respuesta del espectro se establece como  $R=1,5$ . Este valor está asociado en la norma venezolana al nivel de diseño más bajo (ND1) para edificios de muros de concreto. En la Figura 8 se presenta el espectro elástico y el espectro inelástico utilizados en el análisis.



**Figura 8.** Espectros de respuesta elástico ( $R=1$ ) e inelástico ( $R=1,5$ ) utilizados en el análisis

### Peso sísmico y períodos de vibración

El edificio tiene un peso sísmico total de 347,76 Tnf, este se calculó tomando en consideración el 100% de las cargas permanentes y el 25% de las cargas variables definida como 175 Kgf/m<sup>2</sup> en todos los niveles, exceptuando el techo donde no se consideró carga variable. El área de cada nivel es de 124,2 m<sup>2</sup>. El período principal de la estructura es de 0,94 s. Todos los períodos de vibración de la estructura en la dirección de análisis (longitudinal) se presentan en la Tabla 2.

**Tabla 2.** Períodos de vibración del edificio Las Flores.

Modo	1	2	3	4
Periodo	0,94	0,30	0,18	0,13

### Comparación entre la demanda y la capacidad a flexo-compresión

La evaluación a flexo-compresión se hace en la dirección débil de los muros. Para la evaluación se calcularon los cocientes demanda/capacidad a partir de los diagramas de interacción de cada muro. Se estimaron los puntos de demanda y de capacidad para cada combinación de carga y se calculó el cociente correspondiente. Los resultados se presentan según el esquema de planta de la Figura 5, donde se identifican los muros desde P1 a P13. Los cocientes demanda/capacidad (D/C) para cada muro, así como los valores medio, máximo y mínimo por nivel se muestran en la Tabla 3.

Los resultados muestran que la mayoría de los muros no tienen capacidad para soportar la demanda sísmica. Se obtiene una relación D/C superior a la unidad en todos los muros del primer, segundo y tercer nivel, lo que indica que estos muros fallan a flexo-compresión. Se alcanza una relación D/C máxima de 4,66 en el primer nivel.

**Tabla 3.** Cociente D/C a flexo-compresión en muros del edificio Las Flores.

Nivel	Borde	Muro							Media	Máx.	Mín.
		P1=P13	P2=P11	P3=P12	P4=P8	P5=P9	P6=P10	P7			
4	Sup.	0,71	1,13	1,10	1,08	0,71	0,90	1,11	0,96	1,13	0,71
	Inf.	0,17	0,73	0,69	0,69	1,08	1,12	0,57	0,72	1,12	0,17
3	Sup.	1,71	2,34	2,29	2,26	1,45	1,86	2,34	2,04	2,34	1,45
	Inf.	0,99	2,06	1,96	2,00	2,72	2,82	1,75	2,04	2,82	0,99
2	Sup.	2,07	3,08	3,00	2,93	1,96	2,55	2,99	2,65	3,08	1,96
	Inf.	1,74	3,28	3,10	3,16	4,15	4,35	2,77	3,22	4,35	1,74
1	Sup.	1,84	2,52	2,45	2,35	1,60	2,11	2,40	2,18	2,52	1,60
	Inf.	3,91	4,27	4,14	4,18	4,48	4,66	4,03	4,24	4,66	3,91

### Comparación entre la demanda y la capacidad a corte

Para esta evaluación la capacidad resistente se define de acuerdo a las especificaciones de la norma venezolana para el diseño de estructuras de concreto (Fondonorma, 2006) y la demanda se toma como la mayor fuerza cortante obtenida a partir de las distintas combinaciones de cargas consideradas en el análisis. En el caso del Edificio Las Flores la resistencia al corte la aporta en su totalidad el concreto, ya que los muros no tienen refuerzo transversal en la dirección del análisis. Los resultados de la evaluación

por muro, donde se presenta el máximo valor de la relación demanda/capacidad para cada uno de los muros en cada nivel, así como un resumen del valor medio, máximo y mínimo por nivel se muestran en la Tabla 4.

De los resultados se concluye que los muros no fallan por corte, todos los cocientes demanda/capacidad están por debajo de la unidad. Esto demuestra que el área de concreto de los muros les da la suficiente capacidad para resistir las fuerzas cortantes del sismo.

**Tabla 4.** Cociente D/C a corte en muros del edificio Las Flores.

Nivel	Muro							Media	Max.	Min
	P1=P13	P2=P11	P3=P12	P4=P8	P5=P9	P6=P10	P7			
4	0,04	0,12	0,11	0,11	0,19	0,18	0,09	0,12	0,19	0,04
3	0,14	0,27	0,26	0,27	0,43	0,42	0,23	0,29	0,43	0,14
2	0,2	0,39	0,38	0,39	0,61	0,6	0,33	0,41	0,61	0,20
1	0,3	0,41	0,4	0,41	0,57	0,57	0,37	0,43	0,57	0,30

### Desempeño en base a desplazamientos

La evaluación del desempeño del edificio abarca también comparar las demandas de deriva de cada nivel con los valores límites propuestos en la norma sísmica venezolana (COVENIN, 2001) y en la metodología HAZUS (FEMA/NIBS, 2003). La metodología HAZUS establece para estructuras de pórtico o muros de concreto armado de mediana altura, una deriva de 0,020 asociada al daño severo para edificios diseñados con normas sísmicas de exigencia alta y de 0,011 para edificios construidos sin norma sísmica. En nuestro caso de estudio el edificio no está tipificado en la norma sísmica y se le asocia una baja capacidad de ductilidad y resistencia, por esa razón se escogió un valor de 0,013 que corresponde en HAZUS al valor medio asociado al estado de daño severo en edificios construidos con una exigencia normativa baja. Por su parte la norma sísmica venezolana establece un valor admisible de deriva 0,018.

Del análisis se determinó que los niveles 1, 2 y 3 del edificio superan el valor máximo admisible de relación de deriva según los criterios establecidos (Tabla 5). Se concluye que el edificio ante el sismo de la norma venezolana alcanzaría desplazamientos asociados a un daño severo.

**Tabla 5.** Relación de deriva en edificio Las Flores.

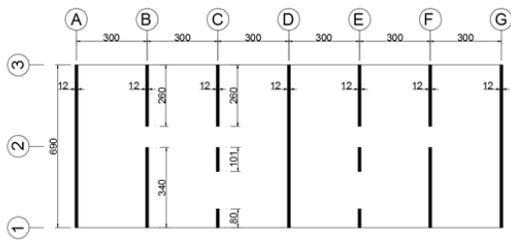
Nivel	Demanda de deriva	Criterio de evaluación	
		FEMA/NIBS (2003)	COVENIN 1756 (2001)
		Valor límite: 0,013	Valor límite: 0,018
4	0,010	Cumple	Cumple
3	0,019	No cumple	No cumple
2	0,024	No cumple	No cumple
1	0,018	No cumple	Cumple

### Análisis Estático No Lineal

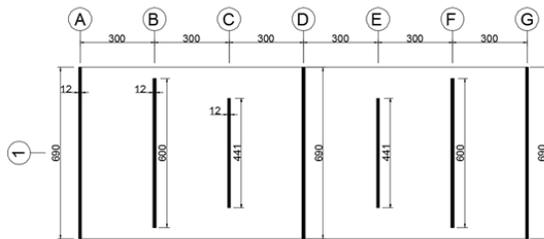
#### Modelo matemático

Con este análisis se obtiene la curva de capacidad de la estructura en la dirección más débil (longitudinal) del edificio. Se utilizó un modelo de pórtico equivalente al que se le asignaron rótulas plásticas en los extremos de cada elemento. El modelo es equivalente en masa y rigidez al modelo con elementos de placa utilizado en el análisis dinámico lineal. En la Figura 9 se presenta la geometría de los muros y su idealización con el modelo de pórtico equivalente, este último está constituido por siete columnas conectadas con una viga ancha representativa de la losa, todos de espesor igual a 12 cm.

En la Tabla 6 se muestra que los períodos del modelo de pórtico equivalente se ajustan bastante bien a los del modelo con elementos de placa.



(a) Geometría de los muros



(b) Muros en el modelo de pórtico equivalente

Figura 9. Planta del edificio Las Flores

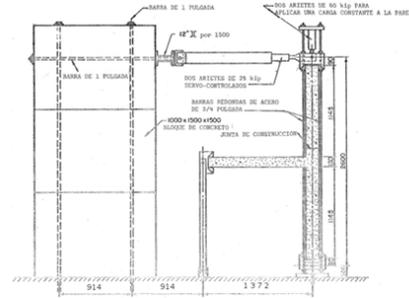
Tabla 6. Comparación de períodos de vibración entre modelos.

Modelo	Peso sísmico (Tnf)	Período de vibración (s)			
		1	2	3	4
Elementos de placa	357,76	0,94	0,30	0,18	0,13
Pórtico equivalente	353,74	0,89	0,28	0,16	0,12

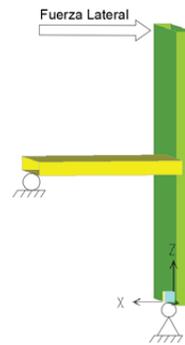
### Calibración del modelo

El modelo de pórtico equivalente con plasticidad concentrada en rótulas se calibró a partir de resultados de ensayos experimentales. Estas rótulas se ubicaron en los extremos de cada elemento del pórtico y se definieron según relaciones fuerza/deformación descritas en ASCE/SEI 41 (2013).

Para la calibración se tomaron los resultados de una serie de ensayos realizados en la Universidad de Illinois, por Sozen y Abrams (1979). Estos ensayos se realizaron en su momento por solicitud de constructores venezolanos interesados en conocer el comportamiento sísmico de los edificios tipo túnel, se ensayaron ensamblajes de la conexión losa-muro aplicando cargas cíclicas alternantes en la dirección perpendicular al plano del muro. La configuración del ensayo coincide con la configuración estructural de los edificios estudiados en este trabajo. En la Figura 10 se presenta un esquema de la configuración de los ensayos y el modelo definido en este estudio que reproduce las condiciones del ensayo.



(a) Configuración del ensayo



(b) Modelo matemático

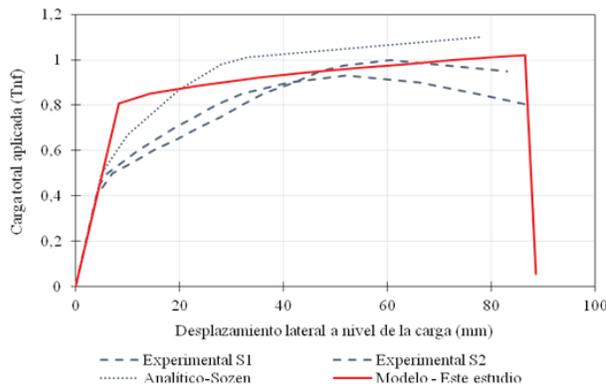
Figura 10. Ensayo de un ensamblaje muro-losa y modelo que lo reproduce

De la calibración se obtienen los valores de plasticidad y rigidez para el modelo de mejor ajuste. La plasticidad se calibró variando los valores que definen la relación fuerza-deformación de las rótulas, el número de rótulas y la distancia entre rótulas. La rigidez se calibró multiplicando la rigidez a flexión y a corte de la sección gruesa de los elementos por un factor hasta alcanzar la rigidez inicial observada en el ensayo.

Al modelo de mejor ajuste se le asignaron la siguientes propiedades: a) Un total de 8 rótulas plásticas en cada extremo de los elementos; b) Un endurecimiento de 1,3, definido como la relación entre el momento resistente último y el momento cedente de la sección; c) Una capacidad de rotación plástica de 0,012 radianes; d) Una caída de resistencia del 20% al alcanzar la deformación plástica última; e) Una separación entre rótulas de 7 cm; y f) Un factor de modificación de la rigidez de 0,85.

La comparación entre el modelo de mejor ajuste y los ensayos se presenta en la Figura 11, en la que se observan las curvas de capacidad obtenidas experimentalmente (ensayo de especímenes S1 y S2) y la obtenida analíticamente para el modelo. Se considera que para los objetivos planteados en esta investigación, el modelo de mejor ajuste es una buena aproximación a los resultados experimentales, debido a que

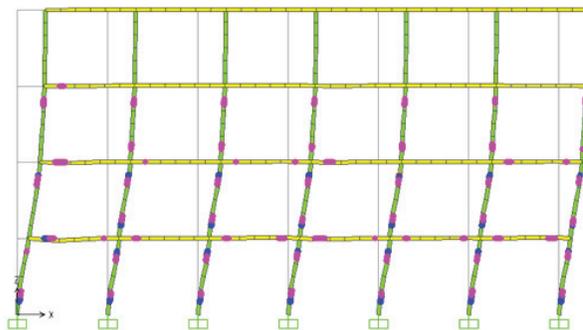
se acerca bien a los valores de deformación última y rigidez inicial.



**Figura 11.** Comparación entre el modelo de mejor ajuste y los ensayos

### Curva de capacidad

Se obtiene la curva de capacidad mediante el análisis estático no lineal, utilizando modelos de propiedades medias y asignándole los valores obtenidos del proceso de calibración. En la Figura 12 se muestra la deformada del edificio y la consiguiente activación de rótulas plásticas ante el proceso de aplicación de cargas en el empuje lateral progresivo.

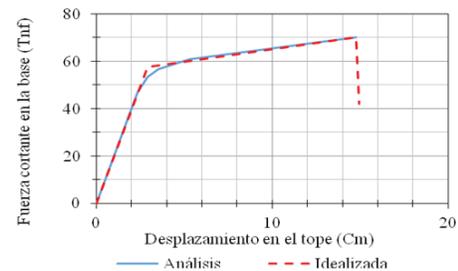


**Figura 12.** Respuesta del modelo de pórtico equivalente del edificio Las Flores ante empuje lateral progresivo

En el análisis se definió un patrón de cargas laterales proporcional a las cargas inerciales del primer modo de vibración de la estructura (ASCE/SEI, 2013) y se definieron las siguientes consideraciones en el método de solución numérica: 1) El control de aplicación de la carga fue por desplazamiento hasta alcanzar 100 cm en el tope de la estructura; 2) Se utilizó el método de la rigidez secante para descargar las rótulas y reiniciar el análisis; 3) La solución

numérica no lineal se determinó con el programa SAP 2000.

Con la curva de capacidad obtenida del análisis se construye una curva de capacidad trilineal idealizada de tres ramas, la cual se define por tres puntos, el desplazamiento cedente ( $u_y, V_y$ ), el desplazamiento asociado al cortante basal máximo ( $u_{max}, V_{max}$ ) y el desplazamiento último que corresponde a un 60% del cortante resistente máximo o hasta que el análisis numérico se detiene por alcanzarse una condición de inestabilidad. En el caso de que la curva no presente caídas de resistencia se asume que en el punto de desplazamiento último se da una caída, tal como se muestra en la Figura 13 donde se observa la curva obtenida del análisis y la correspondiente trilineal, donde también se muestran los valores característicos de esta última, definidos como  $u_y$ : desplazamiento cedente;  $u_{max}$ : desplazamiento del cortante basal máximo;  $u_u$ : desplazamiento último;  $V_y$ : cortante basal cedente;  $V_{max}$ : cortante basal máximo;  $V_u$ : cortante basal último;  $\mu_u$ : ductilidad última;  $\delta$ : relación de deriva global del edificio;  $T_e$ : período efectivo de la estructura.



(a) Curva obtenida del análisis y curva idealizada

$u_y$	$u_{max}$	$u_u$	$V_y$	$V_{max}$	$V_u$	$\mu_u$	$\delta$	$T_e$
cm			Tnf					s
2,9	14,8	14,9	57,6	70,1	42,0	5,2	0,015	0,69

(b) Valores característicos

**Figura 13.** Curvas de capacidad y valores característicos de la curva trilineal idealizada

### Evaluación del desempeño ante escenarios sísmicos

#### Determinación de escenarios sísmicos

Para la evaluación sismorresistente se definen tres escenarios sísmicos: Un primer escenario es el de la norma sísmica venezolana; un segundo escenario corresponde a un sismo asociado a la falla Sur-Guarenas que es la más cercana al lugar de emplazamiento de los edificios; un tercer escenario es una simulación del sismo ocurrido el 29 de octubre de 1900 (Pacheco et al (1992)).

A partir de la magnitud de momento ( $M_w$ ) se calculan la longitud y el ancho de ruptura del plano de falla utilizando las formulaciones empíricas propuestas por Wells y Coppersmith (1994), considerando a todos los eventos

como superficiales. Los parámetros para la caracterización de los eventos y las referencias utilizadas se muestran en la Tabla 7.

**Tabla 7.** Caracterización de los escenarios sísmicos.

N°	Evento	Magnitud, $M_w$	Ubicación		Ruptura (Km)		Referencia
			Latitud	Longitud	Ancho	Longitud	
1	Norma venezolana	--	--	--	--	--	COVENIN (2001)
2	Falla Sur-Guarenas	6,6	10,44	-66,55	14,8	19,5	López et al (2013)
3	Sismo del 29/10/1900	7,6	11,00	-66,00	19,6	118,6	Pacheco et al (1992)

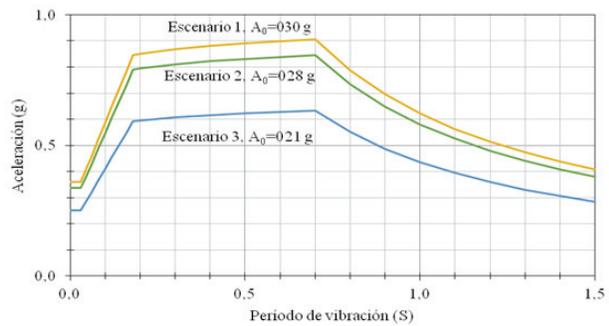
Para el cálculo de las aceleraciones es necesario determinar la menor distancia del punto de interés al plano de falla ( $d_{rup}$ ), esto se hace en base a la cartografía de fallas geológicas de Funvisis (Audermard, 2000). La ubicación del terremoto de 1900 sigue lo propuesto por Hernández y Schmitz (2010). En la Tabla 8 se presentan las aceleraciones en roca ( $A_0$ ) obtenidas para cada evento.

**Tabla 8.** Distancia a la falla y aceleraciones en roca en el sitio para cada escenario.

N°	Evento	$d_{rup}$ (Km)	$A_0$ (g)
1	Norma venezolana	--	0,30
2	Falla Sur-Guarenas	3,8	0,28
3	Sismo del 29/10/1900	38,2	0,21

**Demanda sísmica y evaluación del desempeño para cada escenario**

La demanda sísmica se estima utilizando el espectro 4-2 de la microzonificación sísmica de Caracas (Funvisis, 2009), esta es una condición de suelo de profundidad de depósitos intermedia y por tanto una condición intermedia entre todas las posibles que ofrece la microzonificación sísmica. A partir de las aceleraciones en roca estimadas por los modelos de atenuación NGA (EERI, 2014) se construye para cada escenario sísmico el espectro correspondiente a esa aceleración en roca y se determina la aceleración espectral que corresponde al periodo estructural del edificio. Los espectros para cada escenario sísmico se muestran en la Figura 14.



**Figura 14.** Espectros para cada escenario sísmico

Conociendo la aceleración espectral ( $S_a$ ) y el período efectivo ( $T_e$ ) del modelo, la demanda de desplazamiento se calcula por el método de los coeficientes (ASCE/SEI, 2013) utilizando la ecuación 1.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4 \pi^2} g \quad (1)$$

Donde:

- $\delta_t$ : Demanda de desplazamiento en el último nivel.
- $C_0, C_1, C_2$ : Coeficientes del método.
- $S_a$ : Aceleración espectral elástica.
- $T_e$ : Período efectivo de la estructura.
- $g$ : Aceleración de la gravedad.

Obtenida la demanda de desplazamiento, la evaluación sismorresistente del edificio consiste en comparar la curva de capacidad resultante del análisis con la demanda estimada para cada escenario sísmico definido. Para esto se fijan criterios de inicio de estados de daño en función del desplazamiento cedente y último, con base a lo propuesto por Barbat et al (2008). Los resultados de la evaluación para cada escenario se muestran en la Figura 15 y los

criterios establecidos para el inicio de cada estado de daño se muestra en la Tabla 9.

(a) Desempeño ante los escenarios sísmicos 1, 2 y 3.

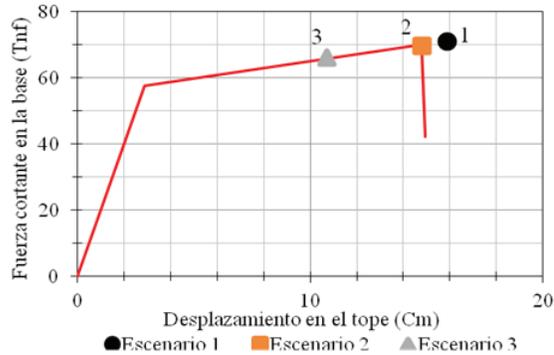


Figura 15. Evaluación del desempeño ante escenarios sísmicos

Tabla 9. Criterios para el inicio de estados de daño

Daño	Desplazamiento
Leve	$u = 0,70 u_v$
Moderado	$u = u_v$
Severo	$u = u_v + 0,25(u_u - u_v)$
Completo	$u = u_u$

Donde:

$u$ : Desplazamiento en el tope de la estructura.

$u_v$ : Desplazamiento cedente.

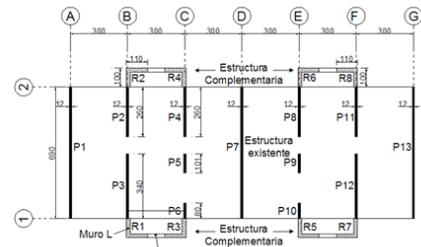
$u_u$ : Desplazamiento último.

Los resultados indican que para el escenario 1 (sismo normativo) la demanda de desplazamiento supera la capacidad del edificio y se alcanza un daño completo. Para el escenario 2 (Falla Sur Guarenas) la demanda alcanza la capacidad de desplazamiento última, por lo cual se espera que ocurra un daño completo. En el caso del escenario 3 (sismo del 29/10/1900), la demanda alcanza aproximadamente un 70% del desplazamiento último dentro del rango del daño severo.

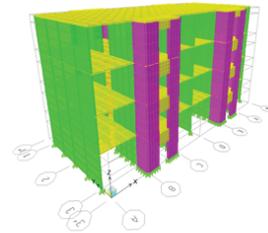
## DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO REFORZADO

En las secciones anteriores se evidenció que la capacidad del edificio Las Flores es insuficiente para resistir sismos que pueden ocurrir en Venezuela. Por lo que se aplica un refuerzo estructural adaptando una propuesta realizada por el Ing. Norberto Fernández (2015) para un edificio con características similares. El refuerzo consistió en agregar en el perímetro de la estructura original una estructura

complementaria con muros orientados principalmente en la dirección longitudinal del edificio. En la Figura 16 se muestra el plano de planta y el modelo con la estructura complementaria de refuerzo y la estructura existente. Para el análisis del edificio reforzado se aplican las mismas metodologías utilizadas para el análisis del edificio sin reforzar que fueron descritas detalladamente en la sección anterior.



(a) Plano de planta



(b) Modelo matemático

Figura 16. Edificio reforzado con una estructura complementaria constituida por muros en el perímetro, el refuerzo se indica en color morado en la Figura b

## Análisis dinámico lineal

El análisis se realiza según los criterios definidos previamente, con la diferencia de que se adiciona al modelo la estructura complementaria de refuerzo y se utiliza un factor de reducción de la respuesta de  $R=2,25$  en el espectro de respuesta inelástico.

## Peso sísmico y períodos de vibración

El edificio tiene un peso sísmico total de 433,1 Tnf. El período principal de la estructura es de 0,15 s, mucho más corto que en el edificio sin reforzar, lo que evidencia un aumento considerable de la rigidez. Todos los períodos de vibración de la estructura en la dirección de análisis (longitudinal) se presentan en la Tabla 10.

Tabla 10. Períodos de vibración del edificio Las Flores-Reforzado.

Modo	1	2	3	4
Periodo	0,15	0,05	0,03	0,02

### Desempeño a flexo-compresión y corte

La evaluación a flexo-compresión se hace en base a la relación demanda/capacidad de cada uno de los muros. Se presentan los resultados obtenidos para el edificio existente en la Tabla 11 y los de la estructura complementaria de refuerzo en la Tabla 12, todos los resultados se presentan siguiendo el esquema de planta de la Figura 16.

Los resultados obtenidos indican que con la aplicación del refuerzo la estructura existente no falla a flexo-compresión, la mayor relación D/C obtenida fue de 0,80. En el caso de los muros de la estructura complementaria el mayor valor obtenido es de 0,22. En cuanto al corte la relación D/C es inferior a la unidad en los muros de ambas estructuras (existente y complementaria). Se concluye que ningún muro falla a flexo-compresión ni a corte en el edificio reforzado.

**Tabla 11.** Cociente D/C a flexo-compresión en la estructura existente del edificio reforzado.

Nivel	Borde	Muro							Media	Máx.	Mín.
		P1=P13	P2=P11	P3=P12	P4=P8	P5=P9	P6=P10	P7			
4	Sup.	0,21	0,08	0,08	0,07	0,07	0,09	0,08	0,10	0,21	0,07
	Inf.	0,16	0,14	0,13	0,14	0,13	0,21	0,04	0,13	0,21	0,04
3	Sup.	0,13	0,09	0,10	0,10	0,09	0,08	0,02	0,09	0,13	0,02
	Inf.	0,09	0,25	0,22	0,26	0,20	0,34	0,02	0,20	0,34	0,02
2	Sup.	0,08	0,18	0,19	0,20	0,14	0,18	0,03	0,14	0,20	0,03
	Inf.	0,07	0,41	0,36	0,43	0,30	0,59	0,03	0,31	0,59	0,03
1	Sup.	0,04	0,33	0,31	0,35	0,18	0,41	0,04	0,24	0,41	0,04
	Inf.	0,03	0,53	0,46	0,56	0,35	0,80	0,04	0,39	0,80	0,03

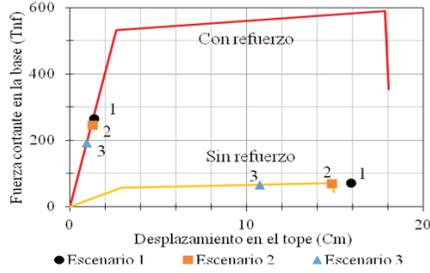
**Tabla 12.** Cociente D/C a flexo-compresión en muros de la estructura complementaria de refuerzo.

Nivel	Borde	Muro								Media	Máx.	Mín.
		R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8			
4	Sup.	0,004	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,004	0,005	0,005	0,005	0,004
	Inf.	0,03	0,04	0,03	0,04	0,03	0,04	0,03	0,04	0,03	0,04	0,03
3	Sup.	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	0,01	0,01	0,01	0,02	0,01
	Inf.	0,07	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,07	0,08	0,08	0,08	0,07
2	Sup.	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05	0,05	0,04	0,04	0,04	0,05	0,04
	Inf.	0,12	0,13	0,14	0,13	0,14	0,13	0,12	0,13	0,13	0,14	0,12
1	Sup.	0,09	0,09	0,10	0,09	0,10	0,09	0,09	0,09	0,09	0,10	0,09
	Inf.	0,20	0,20	0,22	0,21	0,22	0,21	0,20	0,20	0,21	0,22	0,20

### Análisis estático no lineal y evaluación de desempeño ante escenarios sísmicos

El análisis estático no lineal se realiza siguiendo las metodologías definidas previamente, utilizando un modelo de pórtico equivalente. En este caso se incorporan dos pórticos adicionales correspondientes a la estructura complementaria de refuerzo y los parámetros de plasticidad de la misma se definen según las recomendaciones de ASCE/SEI (2013) para estructuras nuevas diseñadas con criterios sismorresistentes.

Se obtiene la curva de capacidad del análisis y se estima la demanda sísmica para cada uno de los escenarios definidos previamente para evaluar el desempeño. Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 17 donde se observan las curvas de capacidad y la demanda de desplazamiento de cada escenario sísmico para el edificio sin reforzar y el reforzado. Adicionalmente se presentan los valores que definen la curva de capacidad para el edificio reforzado.



(a) Desempeño para escenarios sísmicos 1, 2 y 3.

$u_y$	2,6 cm
$u_{max}$	17,8 cm
$u_u$	18,1 cm
$V_y$	531,5 Tnf
$V_{max}$	589,3 Tnf
$V_u$	353,6 Tnf
$\mu_u$	6,9
$\delta$	0,018
$T_e$	0,22 s

(b) Valores característicos del edificio reforzado

**Figura 17.** Evaluación del desempeño ante escenarios sísmicos del edificio Las Flores sin refuerzo y con refuerzo. Se muestran los valores de la curva trilineal del edificio reforzado

Se evidencia que al reforzar el edificio la ganancia en rigidez y resistencia es considerable respecto al edificio sin reforzar. El edificio reforzado tiene la capacidad de resistir la demanda sísmica de todos los escenarios planteados, incluso manteniéndose en el rango elástico por debajo del 50% del desplazamiento cedente, esto indica que la propuesta de refuerzo esta sobre-diseñada. Esta condición puede mejorarse a futuro, con una estructura de refuerzo más eficiente y económica que pueda desarrollar un comportamiento inelástico y a la vez aportar suficiente resistencia y rigidez para garantizar un buen desempeño de la estructura en su conjunto.

## CONCLUSIONES

a) El estado del conocimiento del diseño sísmico exige que las estructuras posean planos resistentes en las dos direcciones horizontales principales. En esta investigación se identificaron 9.090 edificios de muros de concreto armado del tipo túnel, con alturas entre 2 y 10 niveles, con muros y losas de espesor delgado entre 12 y 16 cm. La dirección fuerte de todos los muros está orientada en la dirección transversal del edificio por lo que la dirección longitudinal es más débil y vulnerable a los terremotos. Este proceso de identificación se realizó en base al estudio de imágenes satelitales, inspecciones en sitio y la revisión de planos estructurales.

Se elaboró un inventario según el cual la mayoría de estos edificios están ubicados en las ciudades de Guarenas y Guatire. Se contabilizaron 7.563 edificios con muros en una dirección en Guarenas-Guatire, 1.474 en los Valles del Tuy y 53 en Caracas. En el caso de edificios con muros en dos direcciones se identificaron 2.577 en Guarenas-Guatire, 767 en los Valles del Tuy y 263 en Caracas. Estos 9.090 edificios con muros solo en una dirección representan un riesgo elevado para un estimado de 120.000 personas que los habitan.

b) Se consideró como caso de estudio un edificio típico de cuatro pisos con muros en una dirección, ubicado en el Conjunto Residencial Las Flores de Guatire. Con el análisis dinámico lineal y bajo el marco de la norma venezolana se determinó que la demanda sísmica normativa supera hasta 4,7 veces la capacidad resistente a flexo-compresión de los muros. En cuanto a la evaluación de la rigidez, se obtienen relaciones de deriva que superan los límites establecido por la norma venezolana y HAZUS para alcanzar un estado de daño severo.

c) Se evaluó el desempeño mediante un análisis estático no lineal, para lo que se desarrolló un modelo de pórtico equivalente con plasticidad concentrada en rótulas ubicadas en los extremos de los elementos del pórtico. Los valores de plasticidad y rigidez del modelo no lineal se definieron por medio de una calibración basada en ensayos a escala natural realizados a una estructura similar. Del análisis se obtiene la curva de capacidad para el edificio.

El desempeño fue determinado para varios escenarios sísmicos posibles, considerando las fallas geológicas existentes en el sitio y usando modernas relaciones de atenuación. A partir de las aceleraciones en roca de cada escenario se determinó la demanda de desplazamiento en el edificio, la cual se comparó con la capacidad resultante del análisis. El resultado es que el edificio alcanza daño completo para el escenario sísmico normativo (0,30 g) y para el escenario asociado a la falla más cercana denominada Sur-Guarenas (0,28 g). Para un sismo moderado similar al ocurrido el 29 de octubre 1900 (0,21 g) se alcanzan daños severos.

d) Dada la elevada vulnerabilidad del edificio se aplicó una propuesta de refuerzo estructural adicionando a la estructura existente una estructura complementaria constituida por muros de concreto armado localizados en el perímetro del edificio. Los resultados del análisis dinámico lineal y del análisis estático no lineal indican que el edificio reforzado tiene un desempeño satisfactorio. El análisis estático no lineal muestra que el refuerzo suministra una ganancia

importante en cuanto a resistencia y rigidez tal que el edificio se mantiene en el rango lineal elástico para los escenarios sísmicos estudiados. La propuesta de refuerzo aplicada en este estudio garantiza un buen desempeño ante los escenarios sísmicos planteados, sin embargo, puede ser mejorada para que permita la incursión en el rango inelástico y sea más eficiente en términos de desempeño y economía.

e) Se demostró que el edificio estudiado con muros en una sola dirección es muy vulnerable ante sismos. Según el análisis realizado los edificios de este tipo pudieran colapsar en zonas de elevada amenaza sísmica o alcanzar daños severos en zonas de amenaza moderada si ocurriesen los sismos estipulados para el diseño en la norma sísmica venezolana. Por lo tanto es recomendable aplicar un refuerzo estructural a los edificios de este tipo que estén ubicados en zonas de amenaza sísmica elevada y moderada. Es necesario que las autoridades con competencia en la materia, como ministerios, gobernaciones y alcaldías, desarrollen programas de refuerzo para estos edificios como parte de una política nacional para la reducción del riesgo de desastres.

## REFERENCIAS

- ASCE/SEI (2013). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. ASCE/SEI 41-13. American Society of Engineer Civil. Virginia, EEUU.
- AUDEMARD, F.A., MACHETTE, M., COX, J., DART, R., HALLER, K. (2000). Map and Database of Quaternary Faults in Venezuela and its Offshore Regions. US Geological Survey Open-File Report 00-0018. Include map at scale 1:2.000.000 and 78-page report.
- BARBAT A. H., PUJADES L. G., LANTADA N., MORENO R. (2008). Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: Application to Barcelona. Soil dynamics and earthquake engineering. Vol. 28, pp. 851-865.
- COVENIN. (2001). Edificaciones Sismorresistentes. Norma COVENIN 1756:01. Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN), Fondonorma y Funvisis. Caracas, Venezuela.
- CSI. (2010). CSI Analysis reference manual, for SAP 2000, ETABS, SAFE and CSiBridge. Computers and structures, inc. Berkeley, California, USA.
- EERI. (2014). NGA West 2, Earthquake Spectra, Volume 30, No 3, pp 973-987, August 2014, Earthquake Engineering Research Institute.
- El Mercurio de Valparaíso. (2010). 984 viviendas con severo daño estructural. Artículo de prensa publicado el 9 de marzo de 2010. Recuperado el 06/Dic/2016 de [http://www.mercuriovalpo.cl/prontus4\\_noticias/site/artic/20100308/pags/20100308182353.html](http://www.mercuriovalpo.cl/prontus4_noticias/site/artic/20100308/pags/20100308182353.html)
- FEMA/NIBS (2003). Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model HAZUS@MH MR4, Advance Engineering Building Module, Technical and User's Manual. Federal Emergency Management Agency (FEMA) and National Institute of Building Sciences (NIBS). Washington D.C., USA.
- FERNÁNDEZ, N. (2015). Proyecto de reforzamiento estructural del conjunto residencial La Moncloa y La Colonia de la urbanización Camino Real, Municipio Ambrosio Plaza, Guarenas, Estado Miranda. Informe técnico y planos desarrollados para FUNVISIS. Caracas – Venezuela.
- FONDONORMA. (2006). Norma venezolana 1756:2006: Proyecto y construcción de obras en concreto estructural. Caracas, Venezuela.
- FUNVISIS (2009). Proyecto de microzonificación sísmica en las ciudades de Caracas y Barquisimeto. Proyecto FONACIT 200400738, informe técnico final FUN-035-a, Volumen 1. Caracas – Venezuela.
- FUNVISIS. (2012). Microzonificación sísmica para la planificación urbana y la gestión local de riesgo de las ciudades en los ejes de desarrollo: Caso piloto Guarenas y Guatire. Continuación del proyecto anterior y estudios comparativos en Santiago de Cuba. Informe técnico final, FUN – 042, 2012. Caracas, Venezuela.
- HERNÁNDEZ, J. J., SCHMITZ, M. (2010). Microzonificación sísmica de Caracas con evaluación actualizada de la amenaza sísmica. Proyecto pensar en Venezuela, II jornada. Colegio de Ingenieros de Venezuela. Caracas, Venezuela.
- LOPEZ, O., GOZÁLEZ, J. (2013). Amenaza sísmica en el alineamiento del tramo Warairarepano-Patio del este, Tren Caracas-Guarenas-Guatire. FUNVISIS – Informe técnico de avance, FUN-036. Caracas, Venezuela.

- MASSONE, L., ROJAS, F. (2012). Comportamiento de edificios de hormigón armado. En Mw=8,8: Terremoto en Chile, 27 de febrero de 2010 (págs. 167-186). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- PACHECO, J. F., SYKES, L. R. (1992). Seismic moment catalog of large shallow earthquakes, 1900 to 1989. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 82, N. 2, pp. 1306-1349.
- RENGEL, J. G. (2016). Desempeño sismorresistente de edificaciones de muros de ductilidad limitada. Trabajo especial de grado para optar al título de Magister Scientiarum en Ingeniería Sismorresistente. Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela. Tutor: Oscar A. López.
- SOZEN, M. A., ABRAMS, D.P. (1979). Strength and behavior of slab-wall assemblies reinforced with welded wire fabric subjected to load reversals. A report to: "Asociación venezolana de sistemas de paredes estructurales". Urbana, Illinois, USA.
- WELLS, D. COPPERSMITH, K. J. (1994). New empirical relationships among Magnitude, Rupture length, Rupture width, Rupture Area and Surface Displacement. BSSA: August, Vol 84, N°. 4, pp. 974-1002.

