

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA EDIFICACION EDUCATIVA TIPO ANTIGUO II-MOP VENEZUELA

PROPOSAL TO STRENGTHEN EDUCATIONAL BUILDING ANCIENT II-MOP TYPE. VENEZUELA

J. Yépez¹, M. Y. Dikdan², L. Andrade³, R. Rojas⁴

Recibido 11/05/2016: Aprobado: 13/11/2016

RESUMEN

Se presenta en este artículo el estudio de reforzamiento estructural para una edificación de uso educativo, conocida como “Tipo Antiguo II”. La escuela fue construida antes de la creación de la Norma Venezolana Sismorresistente Covenin 1756. Los resultados del análisis estructural demostraron insuficiente capacidad de respuesta ante las sollicitaciones de servicio, alta vulnerabilidad ante la acción sísmica y deficiencias en la cantidad y distribución del acero de refuerzo. Por tal motivo se planteó el reforzamiento de la superestructura mediante la construcción de muros tipo panel, verificando su acción sobre el sistema de pilotaje existente. Para el modelaje se emplearon los valores de resistencia del concreto obtenidos en los ensayos destructivos realizados por el laboratorio de materiales del Decanato de Ingeniería Civil de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, y los parámetros del suelo provenientes del estudio geotécnico.

Palabras clave: Reforzamiento, estructura, adecuación, vulnerabilidad, suelo, Venezuela

¹Investigador Universidad Federal de Rio Grande del Sur (UFRGS), Laboratorio de Ensayos y Modelos Estructurales (LEME), Campus do Vale, Porto Alegre, Brasil. Correo: jose.yepcz@ufrgs.br

²Docente Investigadora de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Ingeniero Civil. Doctorado en Seguridad, Calidad y Optimización de Recursos de Infraestructura y su Relación Medioambiental, Universidad de Granada. Presidencia de ALCONPAT Venezuela. Correo: mydikdan@ucla.edu.ve

³Docente investigador de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Ingeniero Civil. Correo: leandrade@ucla.edu.ve

⁴Investigadora Universidad Federal de Rio Grande del Sur (UFRGS), Laboratorio de Ensayos y Modelos Estructurales (LEME), Campus do Vale, Porto Alegre, Brasil. Correo: rosangel.rojas@ufrgs.br

ABSTRACT

This article presents the study of structural reinforcement for a building of educational use, known as "Old Type II". The school was built before the creation of the Venezuelan Seismoresistant Covenin 1756. The results of the structural analysis showed insufficient responsiveness to service requests, high vulnerability to seismic action and deficiencies in the quantity and distribution of reinforcing steel. For this reason, the reinforcement of the superstructure was proposed by the construction of panel walls, verifying their action on the existing piloting system. For the modeling, the values of resistance of the concrete obtained in the destructive tests made by the materials laboratory of the School of Civil Engineering of the Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado and the soil parameters from the geotechnical study were used.

Keywords: Reinforcement, structure, adequacy, vulnerability, soil, Venezuela

1. INTRODUCCIÓN

La Escuela Bolivariana José Felipe Márquez, se encuentra ubicada en el pueblo andino llamado Chejendé, Municipio Candelaria, Estado Trujillo, cuya fachada principal puede observarse en la Figura 1. El proyecto fue desarrollado por el Ministerio de Obras Públicas (MOP) en el año 1950, a partir de allí fueron construidas escuelas de ese tipo en todo el territorio nacional, iniciándose a finales de la década de 1950 la construcción de la escuela en Chejendé.



Figura 1. Fachada Escuela Bolivariana José Felipe Márquez

Luego del terremoto de ocurrido en la ciudad de Cariaco, en el estado Sucre en el año 1997, en el cual edificaciones de similares características sufrieron graves daños o colapsaron ocasionando significativas pérdidas humanas y materiales, se dio inicio a una serie de estudios para evaluar las características estructurales y la vulnerabilidad sísmica de ese tipo de edificaciones. En el Informe Técnico “Reducción del Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela” [1] se describen las amenazas intolerables a las que está expuesto éste tipo de edificación, se reseña la imperiosa necesidad de reforzamiento, determinándose la

vulnerabilidad a través de análisis dinámico lineal y estático no lineal.

Los trabajos “Evaluación del riesgo sísmico en escuelas tipo antiguo I, especialmente la U.E. Luis Alejandro Alvarado, ubicada en Cagua, Estado Aragua” [2] y “Evaluación sismorresistente de la U. E. N. Corazón de Jesús, Cumaná Estado Sucre” [3], son estudios desarrollados después de la catástrofe en el Estado Sucre y los mismos, como muchos otros, comprenden la evaluación del comportamiento de la edificación escolar y la determinación de las relaciones demanda-capacidad estructural.

El caso de estudio que aquí se expone, comprende una edificación escolar con un sistema estructural en concreto armado. Cuenta con doce ejes transversales, separados a 3,50m, identificados del 1 al 12, y cuatro ejes longitudinales separados a 6,25 m los laterales y a 4,75 m el central, identificados desde A hasta D, existe un semi-sótano donde funciona la cocina y el comedor, ubicado entre los ejes 7, 8, 9, 10, 11 y 12 y entre los pórticos A, B, C y D. En total son 138 columnas fundadas sobre pilotes: 30 en semi-sótano, 60 en el primer piso, y 48 en el segundo piso, cuyos ejes poseen continuidad en todos sus niveles (ver Figuras 2a, 2b y 2c).

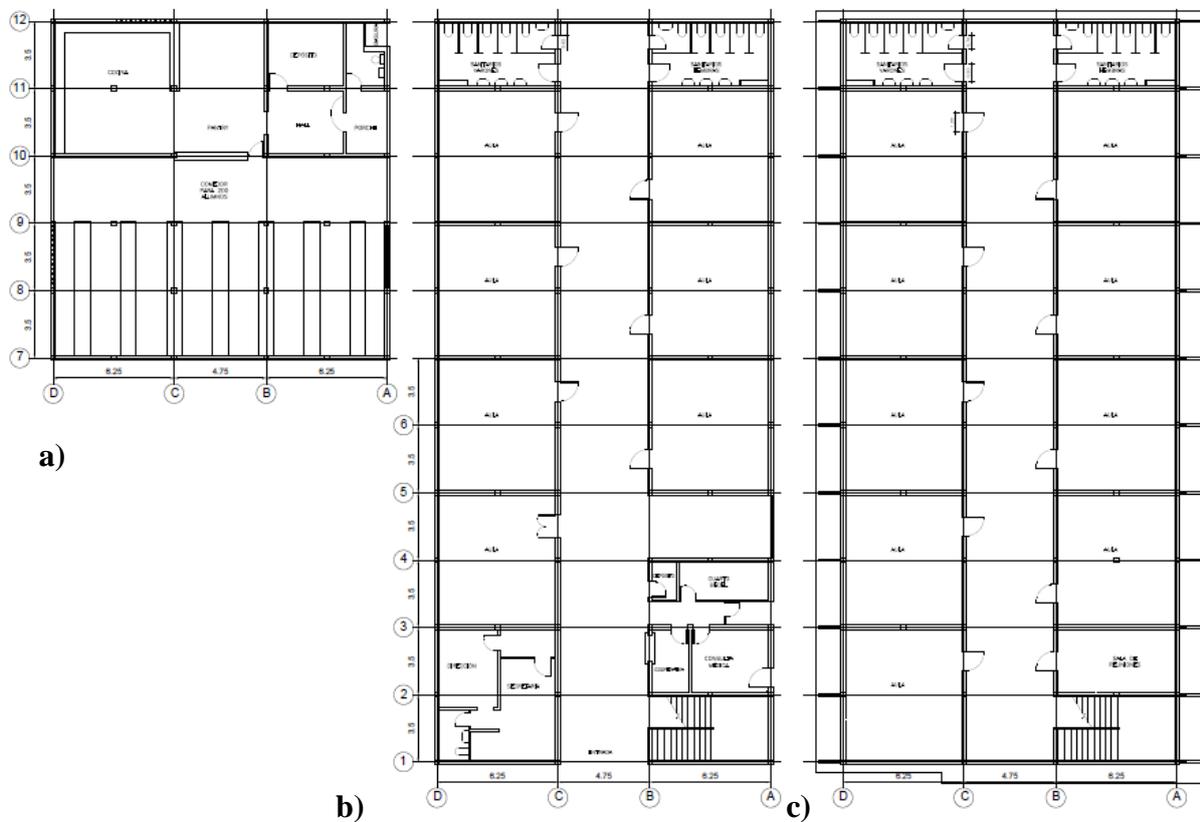


Figura 2. a) Planta sótano, b) Planta baja, c) Planta alta

La edificación evidenció una serie de fisuras internas, y externamente en cerramientos y losas.

En el trabajo “*Diagnóstico Patológico E.B. José Felipe Márquez*” [4], son descritos detalladamente todos los síntomas de las fallas, mencionando entre las más importantes las grietas en el piso de las aulas y pasillo central, humedad en techos y paredes, fisuras a 45° en las paredes de fachada del área de comedor, aberturas y separaciones en el pavimento exterior, grietas y asentamientos importantes en construcciones circundantes. Considerando las especificaciones de la normativa venezolana Covenin-Mindur 1753-06: Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural [5], Covenin-Mindur: 1756-01: Edificaciones Sismorresistentes [6], Covenin-Mindur 2002-88: Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones [7], así como también, los resultados de los estudios experimentales desarrollados por Dikdan, et al. [4] y atendiendo algunas recomendaciones técnicas de estudios anteriores, se realizó el análisis y la evaluación estructural de la edificación original del centro educativo, y posteriormente fue realizada una propuesta de alternativa de reforzamiento.

2. DESARROLLO Y METODOLOGÍA

A continuación, se realiza la descripción de la metodología aplicada al caso de estudio, la cual comprendió las siguientes actividades:

- Levantamiento planialtimétrico
- Ensayos experimentales
- Asentamiento Diferenciales
- Estudio Geotécnico
- Análisis Matemático de la Configuración Original

2.1 Levantamiento Planialtimétrico

Se realizó el levantamiento planialtimétrico de la escuela a fin de comparar la geometría real con la proyectada. De lo observado, se puede resumir como se indica a continuación:

Nivel semi sótano

Tiene una altura de entrepiso de 3,20 m y 25,00 cm de espesor para la losa. La estructura tiene 24 columnas principales, 6 columnas auxiliares y un muro de espesor 20,00 cm en los tramos A-7-8, AD y D-7-8. Posee vigas altas en la dirección longitudinal de sección 25,00 cm x 60,00 cm en los ejes A y D, vigas planas de sección 25,00 cm x 25,00 cm en los ejes B y C. En la dirección transversal se cuenta con vigas altas de sección 30,00 cm x 50,00 cm en el eje

7 sobre el muro y vigas altas de sección 25,00 cm x 60,00 cm en los ejes 8 al a12. En éste nivel funciona el comedor con capacidad para 200 usuarios.

Nivel planta baja

Tiene una altura de entrepiso de 3,57 m, y la estructura posee 48 columnas principales y 12 columnas auxiliares, así como, vigas altas en la dirección longitudinal de sección 25,00 cm x 60,00 cm. En la dirección transversal las vigas son de 25,00 cm x 40,00 cm. Mientras que los volados son todas vigas altas en forma acartelada. En el pasillo central existe una losa maciza de 25,00 cm de espesor que cuelga de las vigas B y C. Las otras losas de entrepiso son nervadas en una dirección de espesor 20,00 cm. En éste nivel se ubican las aulas, biblioteca, áreas para la dirección, consulta médica, depósito, bedel, espacio para una cooperativa, 2 salas de sanitarios y escalera.

Nivel planta alta

Tiene una altura de entrepiso variable de 3,20 m a 4,55 m, con 48 columnas principales. Posee vigas altas en la dirección longitudinal de sección 25,00 cm x 30,00 cm en los ejes A y D y vigas de sección 25,00 cm x 70,00 cm en los ejes B y C. En los ejes laterales A y D, existen vigas de corona sobre los ventanales, teniendo estas una sección de 25,00 cm x 40,00 cm, ubicadas aproximadamente 1,00 m por debajo de la viga de amarre principal. En el pasillo central existe una losa maciza de 20,00 cm de espesor que cuelga de las vigas B y C, las otras losas de entrepiso son nervadas en una dirección de espesor 20,00 cm. Posee dos tanques en concreto armado para almacenamiento de agua de dimensiones 4,75 m x 3,50 m x 1,00 m entre los ejes 6-7 y 8-9. En éste nivel se localizan nueve aulas de clase, áreas para sala de profesores, 2 salas de sanitarios y escalera.

2.2 Ensayos Experimentales

Los ensayos en los elementos estructurales de concreto armado fueron realizados por el Laboratorio de Materiales de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado (UCLA). Se estableció un plan de muestreo para efectuar los *Core Drill* siguiendo las especificaciones de la Norma Covenin 345-80: *Método para la Extracción y Ensayo de Probetas Cilíndricas y Viguetas de Concreto Endurecido. Comité Conjunto de Concreto Armado* [8], para determinar la resistencia a la compresión del concreto y verificar su nivel de carbonatación (ver Tabla 1).

Tabla 1. Resistencia del concreto en Columnas (valor medio por piso)

Nivel	f'c (kgf/cm ²)
Semi Sótano	120
Planta Baja	74
Primer Piso	98

Así mismo, se efectuaron escarificaciones para determinar las características físicas de la armadura existente, utilizando la pachometría para la ubicación del acero de refuerzo como actividad previa en ambos testes. Todos éstos procedimientos son descritos por Dikdan et al. [4]. Del proceso de escarificación pudo verificarse que el acero longitudinal usado en columnas fue de cabilla estriada y en las ligaduras usaron cabilla lisa, no evidenciaron proceso corrosivo, con separaciones y cuantía de acero fuera de la norma vigente.

2.3 Asentamiento Diferenciales

Se realizó la nivelación para determinar los posibles asentamientos diferenciales existentes en la estructura. Los resultados se muestran en la Tabla 2 a continuación:

Tabla 2. Asentamientos Diferenciales (medido en cm)

Ejes	A	B	C	D
1	1,60	4,70	4,20	4,80
2	3,20	9,20	9,40	3,50
3	2,50	9,10	9,00	4,20
4	2,00	10,00	8,90	2,30
5	3,20	9,70	8,40	1,70
6	3,40	8,90	8,70	1,30
7	2,30	8,40	8,40	3,70
8	4,10	8,50	9,20	4,30
9	4,60	8,90	8,30	3,50
10	4,60	9,30	8,40	3,40
11	1,60	9,40	8,20	0,00
12	1,70	10,30	9,20	0,90

2.4 Estudio Geotécnico

La exploración de campo se desarrolló con el uso de la metodología de sondeo a percusión, mediante la aplicación de la prueba de penetración normal (SPT) y muestreo alterado a cada metro de profundidad. Se realizaron 3 sondeos o perforaciones, P1 (6,00 m), P2 (6,00 m) y P3 (6,00 m). Se recuperaron un total de 18 muestras parcialmente alteradas, determinándose las principales propiedades físico-mecánicas del suelo sondeado. Los ensayos realizados fueron de identificación visual-manual, humedad natural, granulometría, peso unitario, límites de consistencia, compresión y expansión libre de acuerdo al “Estudio Geotécnico E.B. José Felipe Márquez, Chejendé, estado Trujillo” [9].

2.5 Análisis Matemático de la Configuración Original

Con la finalidad de determinar la capacidad actual de la estructura para soportar las solicitaciones que de acuerdo a su uso y ubicación puede estar sometida, se procedió a modelar matemáticamente la edificación, usando el programa de elementos finitos Ram Advance (<http://apps.bentley.com/studentserver/home/index>). Se realizó un análisis dinámico espacial con tres grados de libertad por nivel, considerando diafragma rígido. Los elementos se analizaron para la envolvente de las solicitaciones actuantes según las combinaciones especificadas en la Norma Covenin-Mindur 1753-06: Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural [5] tomando en cuenta la combinación de las cargas verticales y las solicitaciones sísmicas actuantes.

Para el análisis sísmico se utilizó un espectro de diseño basado en el perfil de suelo S2 según la ubicación de la escuela, un factor de importancia de 1,3 dado que se trata de una edificación clasificada como A, una aceleración de 0,30g por estar ubicada en la zona sísmica 5 y un Factor de Reducción igual a 2 según las especificaciones de la Tabla C-12.1 de la Norma Covenin-Mindur: 1756-01: Edificaciones Sismoresistente [6] (ver Figura 3)

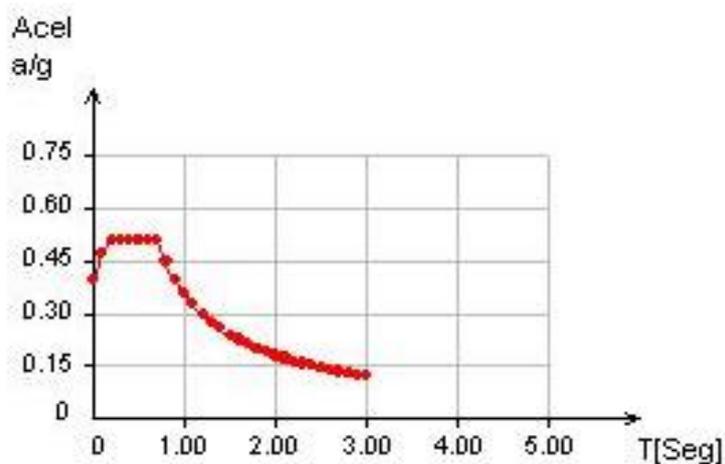


Figura 3. Espectro de diseño utilizado en el análisis

Se emplearon los valores de resistencia del concreto proveniente de los núcleos de concreto extraídos en la obra y ensayados en la UCLA, así como los valores de resistencia del acero de refuerzo recomendados en “*Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares del Tipo Antiguo II*” [10] y los parámetros del suelo determinados en el estudio geotécnico [9].

Las losas de entrepiso fueron modeladas como losas nervadas, armadas en una dirección, cuyas reacciones fueron introducidas como cargas distribuidas sobre las vigas de carga. Se incluyó la carga de los cerramientos compuestos por paredes dobles y sencillas de bloque

macizo de arcilla. El análisis estructural se realizó primeramente bajo la acción de las cargas permanentes, cargas variables, sismo de diseño, así como también se realizó el análisis considerando además de las cargas anteriores los asentamientos diferenciales obtenidos en la nivelación.

De igual forma, se determinaron las cantidades de acero longitudinal y transversal requeridas para soportar la envolvente de las combinaciones de carga en vigas y columnas para compararlas con lo especificado en los planos del proyecto original. Se calcularon las derivas máximas para cada nivel en cada uno de los modelos y fueron comparadas con el valor límite normativo.

2.6 Resultados del Análisis Matemático de la Configuración Original

Los resultados obtenidos demuestran deficiencias en la cantidad y confinamiento del acero de refuerzo longitudinal y transversal en columnas y vigas, lo que unido a la presencia de asentamientos diferenciales importantes, distribución deficiente del acero de refuerzo y baja resistencia del concreto, demandan el reforzamiento estructural.

2.7 Propuesta de Reforzamiento Estructural

El reforzamiento estructural consistió en la implantación de muros tipo sándwich. Se plantearon varias alternativas de configuración en las plantas de entrepiso, de manera que su construcción resultara lo menos invasiva posible, conservando criterios de simetría para evitar efectos torsionales indeseables y ubicando los muros de manera de eliminar las consecuencias negativas que originan las columnas cortas durante un sismo. Para cada caso se realizó el modelaje y análisis matemático usando el programa Ram Advance, considerando los asentamientos diferenciales, resultados de los ensayos de laboratorio, sismo horizontal, sismo vertical y torsor equivalente entre otros.

La construcción de los muros propuestos se justifica por diferentes motivos: primeramente por la baja resistencia del concreto en los elementos estructurales obtenida de los ensayos de laboratorio. En segundo lugar, por tratarse de una edificación escolar que requiere una rehabilitación lo más rápida e invasiva posible y, en tercer lugar, los muros absorben la mayor parte de los esfuerzos de la edificación ante las solicitaciones actuantes, disminuyendo la participación de vigas, columnas y aumentando considerablemente la rigidez lateral.

Los muros a construir estarán conformados por un núcleo o centro que corresponde a la pared de ladrillo macizo existente y pantallas de concreto armado de espesor igual a 7,50 cm en ambas caras de las paredes. El ancho final del muro tipo sándwich, también conocido como

muro en tres capas, es de 40,00 cm para paredes de 25,00 cm de ancho (7,50 cm + 25,00 cm + 7,50 cm) y 35,00 cm para paredes de 20,00 cm de espesor. El acero de refuerzo a utilizar corresponde a una malla electrosoldada fabricada por Siderúrgicas del Turbio (Sidetur) (o similar) de 100,00 mm x 100,00 mm x 5,00 mm y esfuerzo de cedencia $F_y=5000,00 \text{ kgf/cm}^2$ (ver Figura 4). La construcción de muros en tres capas permite un reforzamiento con menor demolición y puede ser ejecutado de forma rápida. En la Figura 5 se puede visualizar la distribución de los muros en cada planta. Mientras que en la Figura 6 se observa una imagen tridimensional de la propuesta de reforzamiento de acuerdo al modelo matemático

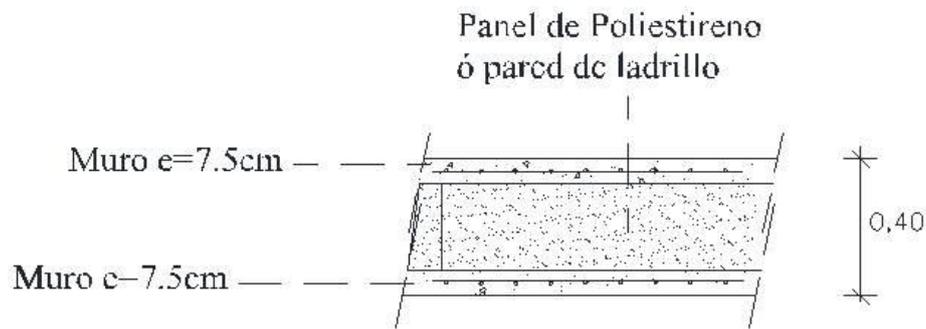


Figura 4. Tipología del muro

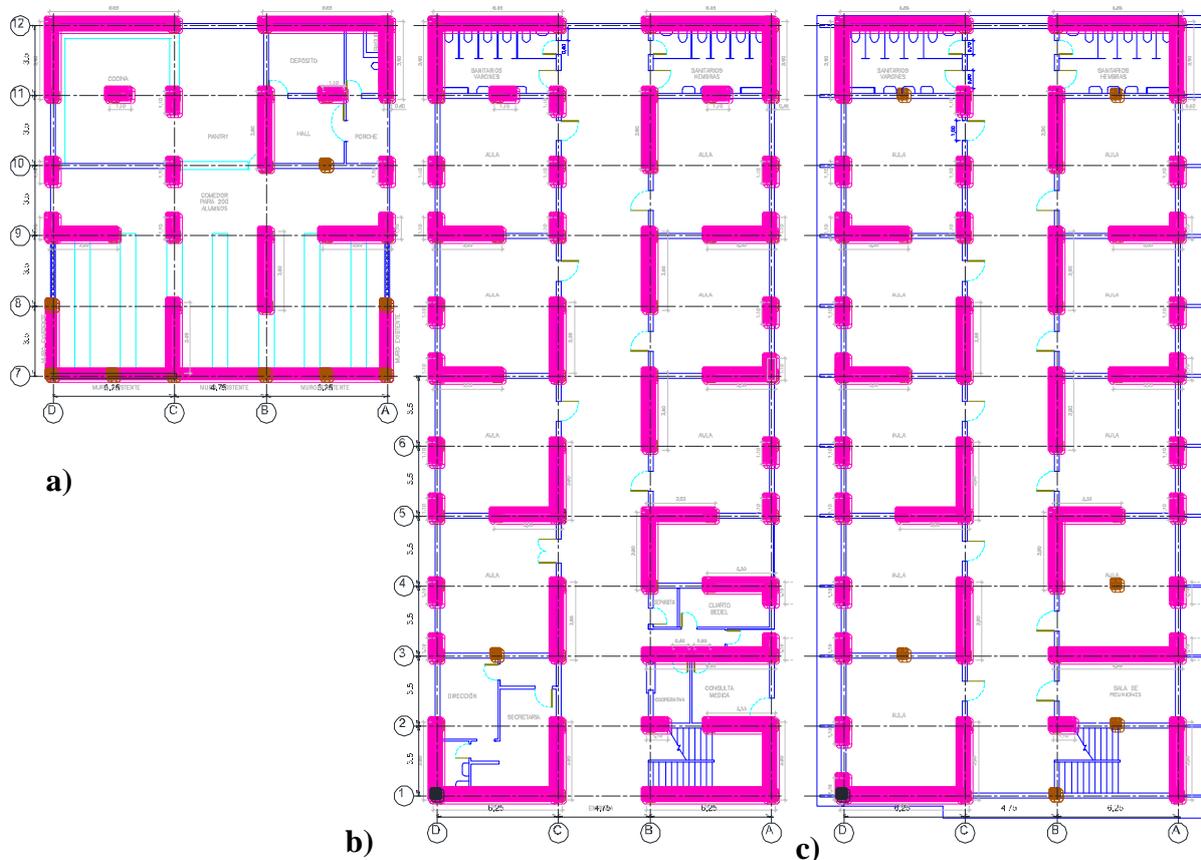


Figura 5. Distribución de los muros en: a) Planta sótano, b) Planta baja, c) Planta alta

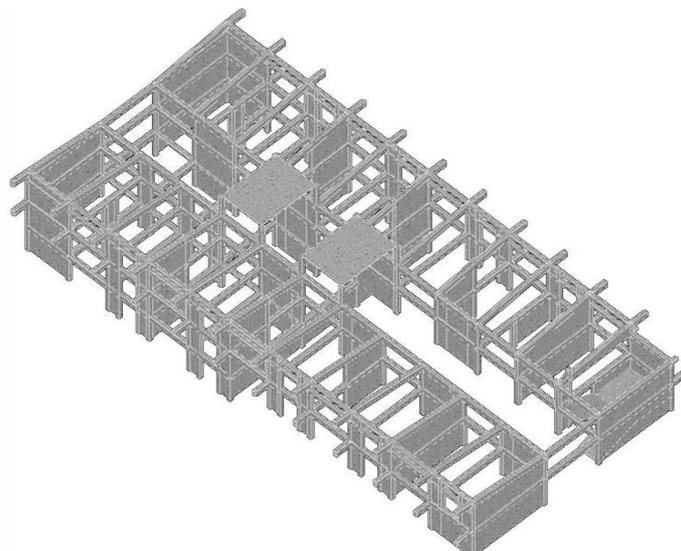


Figura 5. Modelo matemático 3D incluyendo los muros propuestos

Los muros deberán anclarse a la losa o viga, según sea el caso, para garantizar la continuidad en la transmisión de los esfuerzos. La unión del concreto nuevo con el viejo en los elementos a reforzar se hizo con la ayuda de anclajes químicos, que sirvan de conectores de corte en la intercara del concreto existente con el concreto nuevo, para lo cual se debe dar la rugosidad adecuada (protuberancias mayores de 6,00 mm) a la superficie del concreto existente, los mismos se calcularon para resistir el flujo de corte máximo existente en dicha superficie.

Se propuso la utilización de concreto proyectado o *shot crete* en los muros a construir, esto debido a que el material garantiza una buena adherencia con el concreto viejo sin necesidad de colocar puente adherente, no requiere encofrado por lo que facilita la colocación del concreto de refuerzo y puede realizarse en menor tiempo que los refuerzos tradicionales. Mientras que, el sistema de fundaciones existente soporta las solicitaciones adicionales generadas por la nueva configuración estructural, por lo tanto, no se requiere reforzamiento en la infraestructura.

2.8 Parámetros sísmicos del análisis con la configuración reforzada

Máxima Deriva permitida

Se limitó la máxima deriva en ambos sentidos al 12 por mil, siguiendo las recomendaciones del capítulo 12 de la Norma Covenin–Mindur 1756 [6].

Análisis Sísmico de la Configuración Reforzada

Como consecuencia del tipo de reforzamiento a ejecutar en la edificación, el factor de reducción de respuesta (R) es el mismo utilizado en el análisis de la configuración original, es decir $R=2$, debido al nivel de detallado que presentan los elementos estructurales existentes y

siguiendo las recomendaciones del Capítulo 12 de la Norma Covenin–Mindur: 1756-01: Edificaciones Sismoresistentes [6].

2.9 Cargas

La determinación de los estados de carga de la edificación fue realizada según las estipulaciones de la Norma Covenin–Mindur 1753 [5], tomando en cuenta las cargas permanentes, variables, sísmicas, torsionales y diecisiete combinaciones de las mismas. Se consideró un 50% de carga variable para efectos de la masa sísmica. Las cargas permanentes fueron definidas por el peso propio de los elementos estructurales (determinados automáticamente por el programa de análisis) y los pesos adicionales como el acabado piso, friso en techo, tabiquería y carga en techo por raseo, calculados según lo estipula la Norma Covenin–Mindur 2002 [7].

3. RESULTADOS

3.1 Deriva

Los valores de deriva obtenidos están por debajo de los indicados por la Norma Covenin 1756 [6], que señala como máxima permitida el valor 0,012. En la Figura 6 se puede ver la columna seleccionada para calcular los valores de la deriva, en la Tabla 3 se tienen los valores de la Deriva para el eje de columna seleccionada, y en la Tabla 4 se reflejan los valores del período fundamental de la estructura reforzada para cada modo de vibración.

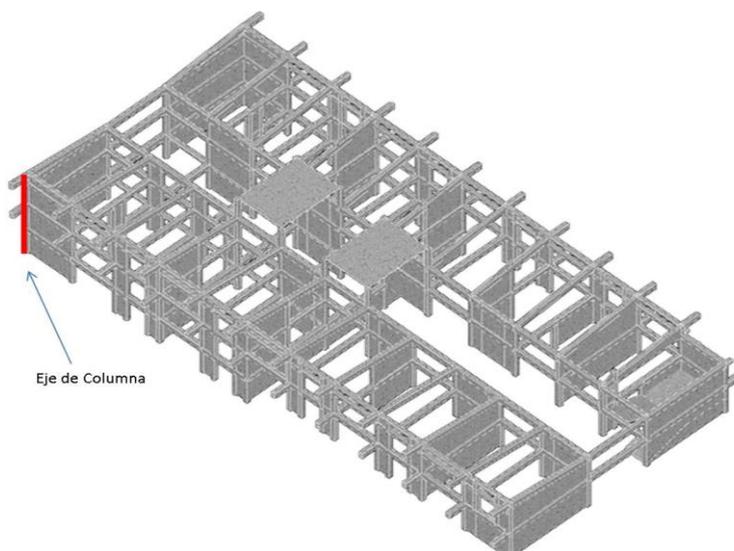


Figura 6. Eje de Columna seleccionada para el cálculo de la Deriva

Tabla 3. Valores de las derivas

Nudo	Traslaciones [cm]			Rotaciones [Rad]			h(cm)	deriva x (en miles)
	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ		
Estado SX=SISMO EN X								
165	0	0	0	0	0	0		
45	0,01692	0	0	0	0	0	320	0,0846
93	0,05991	-0,01969	0	0	0	-0,00016	340	0,202305882
308	0,18965	-0,03263	0,0166	0	0	-0,00026	458	0,453240175
Nudo	Traslaciones [cm]			Rotaciones [Rad]			h(cm)	deriva z (en miles)
	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ		
Estado SZ=SISMO EN Z								
165	0	0	0	0	0	0		
45	0	-0,01384	0,02577	0	0	0	320	0,12885
93	-0,02227	-0,02469	0,08755	-0,00015	0	0	340	0,290729412
308	-0,04109	-0,03094	0,17425	-0,00018	0	0	458	0,302882096

Tabla 4. Valores de la Frecuencia (W) y Períodos de Vibración (T)

Modo	W (rad/s)	T (s)
1	23,88	0,26317
2	24,18	0,25981
3	26,73	0,23510
4	27,34	0,22980
5	38,31	0,16402
6	38,38	0,16372
7	69,08	0,09096
8	72,29	0,08692
9	135,86	0,04625
10	164,38	0,03822
11	183,93	0,03416
12	273,92	0,02294
13	284,22	0,02211
14	327,03	0,01921
15	391,24	0,01606

3.2 Columnas y Vigas

Con el reforzamiento se cambió el sistema estructural aperticado a un sistema estructural apantallado, donde las columnas pasaron a ser elementos de borde de las pantallas. Dada la gran rigidez que inducen los muros, la demanda de esfuerzos sobre las columnas provenientes de las sollicitaciones actuantes fue muy baja. En el caso de las vigas, una cantidad importante de ellas pasaron a formar parte de las pantallas, disminuyendo o eliminando la luz libre, la demanda de momentos por cargas verticales se redujo significativamente, por otra parte, la rigidez lateral inducida por los muros disminuye la demanda de fuerza sísmica en las vigas, por lo tanto, los esfuerzos a los que estarán sometidas bajo un evento sísmico serán muy bajos.

A continuación, se muestra en la Figura 7 el diseño a flexión de la viga V-B entrepiso 1,

tramo 1-2 en su condición original, como lo muestra el output del programa y en la Figura 8 una imagen del diagrama de momentos. Evidenciándose importantes deficiencias en las cantidades de acero de refuerzo, característica que se repiten en todas las vigas del edificio.

Tramo: 1-2 Miembro No: 51

Altura efectiva: d = 56.19 [cm]
 Porcentaje de redistribución de momentos: Apoyo A = 0.00% Apoyo B = 0.00%
 Cuantía geométrica máxima: p maxsup = 2.81% p maxinf = 2.78%
 Separación límite entre barras por fisuración: sb lim = 53.57 [cm]

Momentos flectores

Estación No. Dist	Mu [Ton*m]		φ*Mn [Ton*m]		Asreq [cm ²]		Asprov [cm ²]		ρ (%)		sb [cm]		Mu/(φ*Mn)
	neg	pos	neg	pos	sup	inf	sup	inf	sup	inf	sup	inf	
1 0%	-23.57	22.12	-23.62	23.22	26.51	26.32	25.88	27.15	2.20	2.44	3.47	3.47	1.00
2 10%	-13.11	13.03	-17.58	26.10	15.30	15.97	19.00	31.50	1.71	2.83	3.47	3.47	0.75
3 20%	-3.24	4.37	-11.37	24.13	4.51	6.64	12.12	35.84	1.09	3.23	3.47	3.47	0.29
4 30%	-5.28	7.46	-4.87	18.52	7.65	9.24	5.24	36.13	0.47	3.25	3.47	3.47	1.09
5 40%	-14.51	17.59	-3.00	15.92	14.54	21.16	2.58	36.13	0.23	3.25	12.94	3.47	4.83
6 50%	-23.79	27.60	-3.00	16.13	22.79	32.56	2.58	34.28	0.23	3.09	12.94	3.47	7.92
7 60%	-33.11	37.50	-3.00	16.19	33.24	43.84	2.58	29.93	0.23	2.69	12.94	3.47	10.00
8 70%	-42.48	47.29	-5.33	17.87	49.53	55.00	6.22	25.59	0.56	2.30	3.47	3.47	7.96
9 80%	-51.90	56.97	-13.70	18.40	60.26	66.03	15.64	21.24	1.41	1.91	3.47	3.47	3.79
10 90%	-61.37	66.54	-21.52	20.45	71.04	67.84	25.05	20.65	2.25	1.65	3.47	3.47	3.25
11 100%	-70.88	75.99	-28.24	20.45	81.88	77.28	34.46	20.65	3.10	1.86	3.47	3.47	3.72
C 65%	-37.79	42.41	-3.00	15.99	38.83	49.44	2.58	27.76	0.23	2.50	12.94	3.47	10.00

Figura 7. Salida del análisis. Comportamiento a flexión Viga V-B sin reforzar

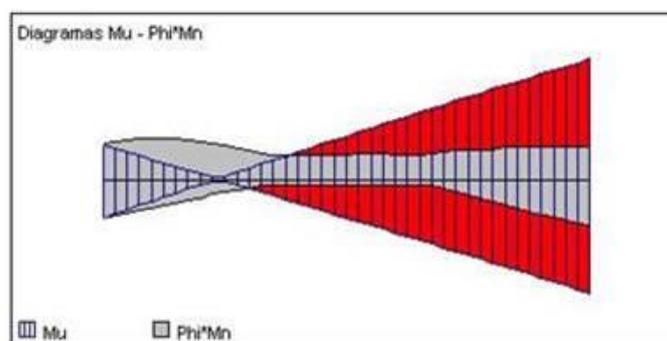


Figura 8. Diagrama de momentos de la Viga V-B sin reforzar

En la condición reforzada los elementos estructurales de la edificación demuestran un apropiado desempeño estructural; incluso aquellos no reforzados con relación demanda/capacidad inicial mayor que 1; los cuales luego del reforzamiento presentaron relaciones de comportamiento admisibles. Esto ocurre debido a la presencia de los muros, los cuales soportan la mayor parte de las cargas actuantes. Ahora bien, continuando con el ejemplo de la viga anteriormente citado, se puede demostrar la afirmación anterior, al observarse la última columna del output del análisis en la Figura 9; nótese como las relaciones de Momento Último sobre Momento Resistente $[Mu/(\phi \cdot Mn)]$ que inicialmente eran mayores que 1 en casi toda la viga, luego del reforzamiento, disminuyen significativamente de valor.

En la Figura 10 se observa el diagrama de momentos de la viga en su configuración reforzada.

Tramo: 1-2 Miembro No: 51 Altura efectiva = 56.30 [cm]
 Porcentaje de redistribución de momentos: Apoyo A = 0.00% Apoyo B = 0.00%
 Cuantía geométrica máxima: $\rho_{maxsup} = 1.12\%$ $\rho_{maxinf} = 1.12\%$
 Separación límite entre barras por fisuración: $sb_{lim} = 53.57$ [cm]

Momentos flectores

Estación No. Dist	Mu[Kg*M]		ϕ^*Mn [Kg*M]		Asreq [cm ²]		Asprov [cm ²]		ρ (%)		sb [cm]		Mu/(ϕ^*Mn)	
	neg	pos	neg	pos	sup	inf	sup	inf	sup	inf	sup	inf		
1	0%	-2622.26	712.15	-3023.29	3023.29	2.23	0.59	2.58	2.58	0.18	0.18	13.02	13.02	0.87
2	10%	-859.79	744.95	-3023.29	3023.29	0.72	0.62	2.58	2.58	0.18	0.18	13.02	13.02	0.28
3	20%	0.00	1153.21	-3023.29	3023.29	0.00	0.97	2.58	2.58	0.18	0.18	13.02	13.02	0.38
4	30%	0.00	1738.83	-3023.29	3023.29	0.00	1.46	2.58	2.58	0.18	0.18	13.02	13.02	0.58
5	40%	-295.58	1765.57	-3023.29	3023.29	0.25	1.49	2.58	2.58	0.18	0.18	13.02	13.02	0.58
6	50%	-426.94	1646.85	-3023.29	3023.29	0.35	1.39	2.58	2.58	0.18	0.18	13.02	13.02	0.54
7	60%	-234.54	1455.17	-3023.29	3023.29	0.19	1.22	2.58	2.58	0.18	0.18	13.02	13.02	0.48
8	70%	-231.96	819.82	-3643.12	3023.29	0.19	0.68	3.13	2.58	0.22	0.18	3.49	13.02	0.27
9	80%	-691.54	13.13	-5507.94	3023.29	0.58	0.01	4.83	2.58	0.35	0.18	3.49	13.02	0.13
10	90%	-2195.37	0.00	-5859.85	3023.29	1.86	0.00	5.16	2.58	0.37	0.18	3.49	13.02	0.37
11	100%	-4562.79	0.00	-5859.85	3023.29	3.96	0.00	5.16	2.58	0.37	0.18	3.49	13.02	0.78
C	0%	-2622.26	712.15	-3023.29	3023.29	2.23	0.59	2.58	2.58	0.18	0.18	13.02	13.02	0.87

Figura 9. Salida del análisis. Comportamiento a flexión Viga V-B reforzada

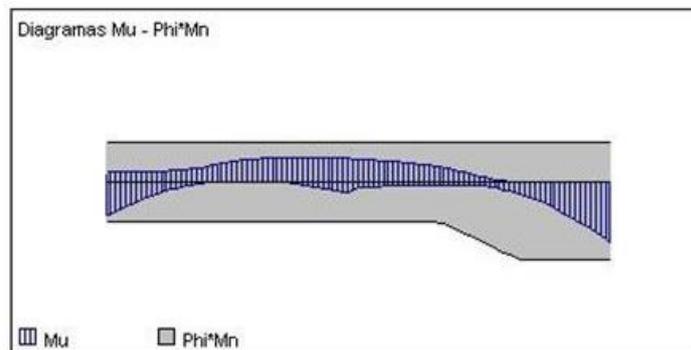


Figura 10. Diagrama de momentos de la Viga V-B reforzada

Así mismo, en las Figuras 11, 12a y 12b, se visualiza el nuevo sistema estructural reforzado en planta sótano, planta baja y planta alta respectivamente.

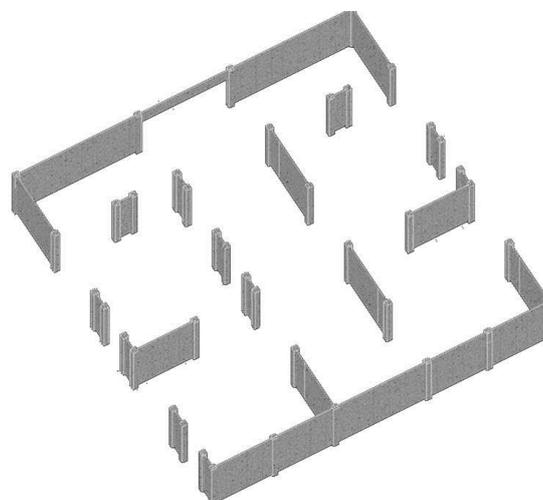


Figura 11. Configuración reforzada en Planta Sótano

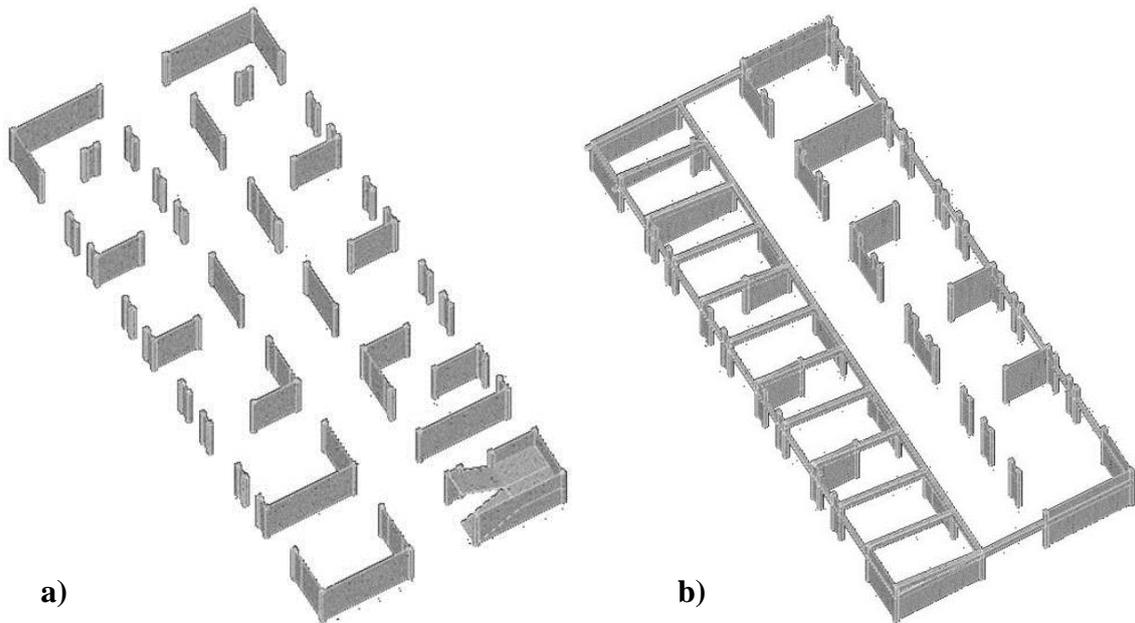


Figura 12. Configuración reforzada en: a) Planta baja, b) Planta alta

En la Figura 13 se tiene la sección transversal de una pared reforzada en ambas caras con el muro tipo sándwich o muro en tres capas, donde la primera capa corresponde al murete de 7,50 cm, la segunda es la pared existente que tiene un espesor de 25,00 cm, y la tercera capa es el otro murete de 7,50 cm, quedando finalmente el muro con un espesor de 40,00 cm.

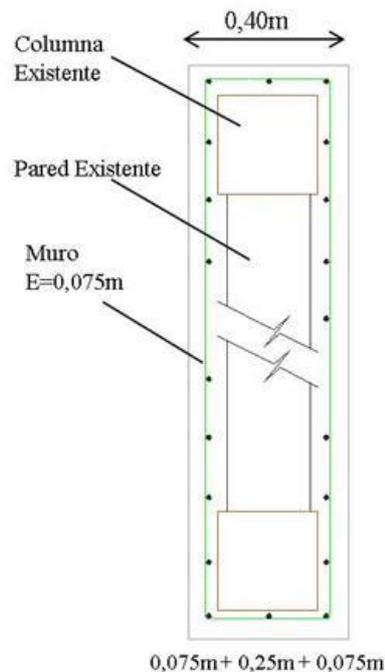


Figura 13. Muro tipo sándwich o muro en tres capas

4. CONCLUSIONES

El estudio consistió en el reforzamiento estructural de una edificación educativa Tipo Antiguo

II, construida por el Ministerio de Obras Públicas (MOP) en Venezuela en la década de los años 1950. El análisis fue realizado tanto en su configuración original como en la reforzada, tomando en cuenta los resultados de los ensayos experimentales, los parámetros indicados en el estudio de suelos y los valores de los asentamientos diferenciales del terreno.

Así mismo, fueron considerados los parámetros sísmicos para el análisis dinámico según las especificaciones de la normativa venezolana vigente COVENIN. En definitiva:

- El análisis de la configuración original demostró deficiencias en la cantidad, distribución y confinamiento del acero de refuerzo longitudinal y transversal en columnas y vigas.
- La propuesta de reforzamiento consistió en la construcción de muros tipo sándwich, para lo cual previamente se plantearon y analizaron varias alternativas de configuración, de modo que la solución seleccionada no solo cumpliera con los criterios propios del desempeño estructural sino que también fuese lo menos invasiva posible, conservando criterios de simetría para evitar efectos torsionales indeseables y ubicando los muros de manera de eliminar las consecuencias negativas que originan las columnas corta durante un sismo.
- El análisis de la configuración reforzada demostró que la rigidez que inducen los muros origina una disminución de los esfuerzos actuantes sobre las columnas. En el caso de las vigas, una cantidad importante de ellas pasaron a formar parte de los muros disminuyendo o eliminando la luz libre, la demanda de momentos por carga vertical y sismo se redujo significativamente.
- Los valores de la deriva obtenidos luego del reforzamiento estuvieron por debajo del valor máximo permitido por la normativa venezolana vigente.
- Las solicitaciones adicionales generadas por la nueva configuración estructural no modificaron el diseño del sistema de fundaciones existente, por lo tanto, el reforzamiento en la infraestructura no fue necesario.

5. REFERENCIAS

- [1] O. Lopez, J. Hernandez, G. Del Re, J. Puig, “Reducción del Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela”, Instituto de Materiales y Modelos Estructurales IMME, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, V.42 n3, Caracas, 2004.
- [2] D. Ebres, M. Olivo, “Evaluación del Riesgo Sísmico en Escuelas Tipo Antiguo I, especialmente la U.E. Luis Alejandro Alvarado, ubicada en Cagua, estado Aragua”, Director: N. Fernández. Trabajo Especial de Grado Para Optar al Título de Ingeniero Civil. Universidad Central de Venezuela, Caracas, 2006.

- [3] J. Gazcon, M. Larez, “Evaluación sismorresistente de la U. E. N. Corazón de Jesús, Cumaná Estado Sucre”. Director: A. Marinilli. Trabajo Especial de Grado Para Optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad Central de Venezuela, Caracas, 2008.
- [4] M. DIKDAN, Diagnóstico Patológico y Propuesta de Reforzamiento, E. B. José Felipe Márquez, Municipio Candelaria, Edo. Trujillo. Federación de Edificaciones y Dotaciones Educativas FEDE, Caracas, 2011.
- [5] Norma Venezolana Covenin–Mindur. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural. 1753-06. Caracas: Fondonorma, 16 de agosto del 2006. http://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/estructuras_hormigon/20327900-COVENIN-1753-2006.pdf
- [6] Norma Venezolana Covenin–Mindur. Fondonorma. Edificaciones Sismorresistentes. 1756-01. Caracas: Fondonorma, 2001. <http://www.sencamer.gob.ve/sencamer/normas/1756-01.pdf>
- [7] Norma Venezolana Covenin–Mindur. Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones. 2002-88. Caracas: Fondonorma, Agosto de 1988. <http://www.sencamer.gob.ve/sencamer/normas/2002-88.pdf>
- [8] Norma Venezolana Covenin-Mindur. Método para la Extracción y Ensayo de Probetas Cilíndricas y Viguetas de Concreto Endurecido. 345-80. Caracas: Fondonorma, 1980. <http://www.sencamer.gob.ve/sencamer/normas/345-80.pdf>
- [9] L. Andrade, M. Sanchez, Estudio Geotécnico E.B. José Felipe Márquez, Chejendé, estado Trujillo, Trujillo, 2011, p. 15.
- [10] C. Lee, F. Abou, O. Lopez, “Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares del Tipo Antiguo II”, Instituto de Materiales y Modelos Estructurales IMME, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, V.22 n2, Caracas, 2011.