

El Colapso del Liceo RMC en el Sismo de Cariaco

Oscar A. López¹ Luís F. Espinosa²

¹ Profesor, IMME, Facultad de Ingeniería, UCV, Caracas

²Ingeniero Civil

RESUMEN

Terremotos ocurridos en el planeta han puesto en evidencia la elevada vulnerabilidad de las edificaciones escolares. El sismo de Cariaco, Venezuela, de 1997 provocó el derrumbe de cuatro edificios pertenecientes a dos planteles escolares causando numerosas víctimas. Una revisión de escuelas afectadas por sismos ocurridos en el país en los últimos 30 años revela que una de las escuelas tipo derrumbada en Cariaco, la denominada Antiguo I, ya había sido dañada por tres eventos sísmicos de tamaño moderado ocurridos en 1981, 1986 y 1991. Los otros dos edificios derrumbados pertenecían al Liceo Raimundo Martínez Centeno (RMC). Se utilizan técnicas de análisis estático y dinámico no-lineal para investigar las causas del colapso de los dos edificios del Liceo RMC. Mediante análisis estático no-lineal se identificaron los componentes críticos de la estructura del edificio y el papel preponderante de las paredes de relleno. La comparación entre la demanda impuesta por el movimiento sísmico y la capacidad del edificio pone de manifiesto que éste pudiese haberse derrumbado aún para aceleraciones en el orden de 0,33g, menores que 0,52g estimada como el valor más probable ocurrido en el sitio. La respuesta dinámica no-lineal ante acelerogramas representativos del movimiento sísmico ocurrido en sitio se caracteriza por una concentración de deformación en la planta baja que excede las derivas tolerables por la estructura; la inestabilidad se inicia en los pórticos centrales con la falla frágil por cortante de las columnas muy cortas del primer entrepiso, creadas por la presencia de paredes de mampostería adosadas a las columnas y con pequeñas aberturas en la parte superior. El modo de falla resultante de los análisis es congruente con lo ocurrido que consistió en el colapso de la planta baja, quedando la losa del primer piso apoyada directamente sobre el suelo en ambos edificios. El derrumbe de los edificios del Liceo RMC puede ser atribuido a su limitada capacidad para resistir carga lateral y para disipar energía y a la presencia de columnas cortas que precipitaron los modos de falla frágil de la estructura; éstas son características típicas de las edificaciones construidas con las normas antiguas de diseño sismorresistente.

1. Daños en Edificios Escolares en sismos pasados

Sismos de diferentes magnitudes ocurridos en el planeta han reiteradamente puesto de manifiesto la elevada vulnerabilidad de las edificaciones escolares. A título de ilustración mencionaremos algunos casos emblemáticos: El sismo (M=6,1) de Skopje (Macedonia) del 26/07/1963 ocasionó la destrucción del 57% de las escuelas de la ciudad provocando una interrupción masiva del proceso educacional en la ciudad y en el país. Afortunadamente se salvaron miles de vidas por ocurrir temprano en la mañana cuando los edificios estaban desocupados. La mayoría de los estudiantes tuvieron que ser trasladados a escuelas temporales mientras se construían nuevas escuelas y reforzaban otras (Milutinovic y Massué, 2004). El 10/10/1980 el 70% de las escuelas de la ciudad de El-Asnam en Argelia tuvieron daños extensos o se derrumbaron durante un terremoto (M=7,3), observándose que las edificaciones escolares fueron afectadas en una proporción sustancialmente mayor que el resto de las construcciones de la ciudad (Bendimerad, 2004). Otro caso dramático ocurrió en el terremoto (M=6,9)

de Spitak, Armenia, del 07/12/1988 en donde el 24% de las 25.000 muertes fueron estudiantes y maestros de instituciones educativas (Milutinovic y Massué, 2004). En el terremoto ($M=7,6$) de Chi-Chi, Taiwán, del 21/09/1999 el daño a edificios escolares excedió al de otras construcciones, estimándose un costo de 1,3 millardos de dólares para la reconstrucción y reparación de edificios escolares (Soon et al., 2000). Durante el terremoto ($M=7,6$) de Cachemira en Pakistán del 08/10/2005 murieron unos 19.000 niños producto del derrumbe generalizado de escuelas las cuales fueron más afectadas que otros edificios (EERI, 2006). Y datos preliminares indican que unas 6.900 escuelas e institutos de la ciudad de Sichuan se vinieron abajo a causa del sismo ($M=7,9$) ocurrido en la China el 12/05/2008 que causó unas 80.000 víctimas fatales de las cuales un 12% fueron estudiantes y maestros. El Ministro de Vivienda de China abrió una investigación acerca de las causas del derrumbe de los edificios escolares (EERI, 2008).

En Venezuela también se han reportado daños en edificios escolares durante eventos sísmicos. En la Tabla 1 se listan algunos de los eventos, sus características y los daños ocasionados. De los nueve eventos citados, cinco corresponden al Estado Sucre. Indudablemente que el evento de mayor resonancia en las últimas décadas fue el sismo de Cariaco ($M_s = 6,8$) en el Estado Sucre de 1997 (Tabla 1, Evento 9) el cual derrumbó cuatro edificios pertenecientes a dos planteles escolares provocando la muerte de 23 personas entre estudiantes y maestros. Del total de siete edificios de concreto armado derrumbados durante el terremoto, cuatro eran edificios escolares localizados en Cariaco. De un total de 592 escuelas inspeccionadas en el Estado Sucre después del evento, 35 (6%) sufrieron daños severos y tuvieron que ser sustituidas, 66 (11%) sufrieron daños estructurales moderados, 398 (67%) daño estructural ligero y 93 (16%) no sufrieron daños (FEDE, 1998).

Se ha encontrado que las edificaciones derrumbadas en Cariaco corresponden a dos tipologías bien definidas de escuelas denominadas Antiguo I y Cajetón, que se encuentran distribuidas por todo el país en un número que pudiese llegar a las mil unidades, estando la mayoría de ellas localizadas en zonas de alta amenaza sísmica (IMME-FUNVISIS-FEDE, 2007). La tipología denominada Antiguo I (Figura 1a) fue construida en las décadas de 1950 y 1960 y a ella pertenece la Escuela Valentín Valiente cuyos dos módulos principales se derrumbaron en Cariaco (Figura 1b). Investigaciones recientes (López, 2008) han confirmado que esta tipología escolar ya había sido dañada por movimientos sísmicos de moderada a baja intensidad ocurridos previamente, tal como se ilustra con las fotografías de la Figura 1. El sismo ($M=4-4,2$) de Carúpano de 1974 (Tabla 1, Evento No 3) provocó daños en el Grupo Escolar María Urbaneja y en el Petrica Reyes de Quilisque en Carúpano, ambas escuelas pertenecientes a la tipología Antiguo I. Los autores de una inspección a la zona inmediatamente después del sismo indican que encuentran “sorprendente el relativamente elevado número de edificios escolares y hospitalarios dañados por el sismo”. El sismo del Táchira ($mb=5,5$) de 1981 (Tabla 1, Evento 5) provocó daños estructurales importantes en dos planteles escolares, siendo el más afectado el Grupo Escolar Manuel Felipe Rugeles; éste es otra escuela del Tipo Antiguo I localizada en la población de San Antonio del Táchira, a 35 km del epicentro, la cual mostró la grietas diagonales típicas de las fallas por cortante en el extremo superior de varias columnas corta del segundo nivel (Figura 1c). Esta misma escuela había sufrido daños menores en las uniones entre las paredes y las columnas cortas a raíz del sismo ($M=5,0$) de 1980 (Tabla 1, Evento 4) cuyo epicentro estaba a aproximadamente 45 km de la ciudad. Otra escuela Antiguo I localizada en Tunapuy, Estado Sucre, fue dañada durante el sismo ($M_s=6,1$) de El Pilar de 1981 (Tabla 1, Evento 6), estando a 20 km del epicentro; nuevamente se produjeron grietas diagonales por cortante en una de sus columnas cortas (Figura 1d). Y hacia el occidente del país, un evento de magnitud moderada ($mb=5,3$), el sismo de Curarigua de 1991 (Tabla 1, Evento 8) provocó la falla frágil por cortante de tres columnas cortas comprometiendo la estabilidad global de la escuela Ananías Cotte en la población de Arenales, Estado

Lara, localizada a aproximadamente 22 km del epicentro (Figura 1e). Los eventos citados ponen de manifiesto la elevada vulnerabilidad del tipo escolar Antiguo I aún ante movimientos sísmicos de moderada intensidad.

Tablas 1. Daños en Edificios Escolares de Venezuela durante algunos Eventos Sísmicos

| No | Sismo | Lugar | Coordenadas | Fecha | Magnitud | Efectos en Escuelas | Referencia |
|----|--------------------------------------|----------------|----------------------|------------|----------|---|---------------------------------------|
| 1 | Carúpano | Estado Sucre | 10,92° N 62,55° O | 22/10/1969 | mb=5,4 | En Irapa se acabó de desplomar la escuela y se dañó el Grupo Escolar Jesús Machado. | Grases et al., 1999 |
| 2 | Carúpano | Estado Sucre | 10,56° N 63,38° O | 12/06/1974 | Ms=6,1 | Varias edificaciones escolares de concreto armado sufrieron daños estructurales. | Grases et al., 1999 |
| 3 | Carúpano | Estado Sucre | 10,41° N 63,33° O | 27/06/1974 | 4-4,2 | Daños estructurales en 15 planteles escolares localizados en Carúpano y alrededores. | Urbina y Alonso, 1974 |
| 4 | Táchira | Estado Táchira | 8,04° N 72,47° O | 26/11/1980 | 5,0 | Daños menores en la unión entre paredes y columnas cortas en una escuela de 2 niveles de concreto armado en San Antonio del Táchira. | Romero, 1980 |
| 5 | Táchira | Estado Táchira | 8,17° N 72,47° O | 18/10/1981 | mb=5,5 | Daño estructural importante en columnas cortas de escuela de concreto armado de 2 niveles en San Antonio del Táchira y de un nivel en Ureña. | FUNVISIS, 1981 Grases et al., 1999 |
| 6 | El Pilar | Estado Sucre | 10,60° N 62,93° O | 11/06/1986 | Ms=6,1 | Agrietamiento diagonal en ambas caras en una columna y fisuras en tabiques en la escuela de Tunapuy. Daños menores en escuela en Cumaná y en dos escuelas en Cariaco. | Malaver, et al., 1988 |
| 7 | Boca del Tocuyo y Tocuyo de la Costa | Estado Falcón | 10,99° N 68,31° O | 30/04/1989 | Ms=6,0 | Daños en dos edificaciones escolares de dos plantas en Boca del Tocuyo y Tocuyo de la Costa. | Grases et al., 1999 |
| 8 | Curarigua | Estado Lara | 10,04° N 69,95° O | 17/08/1991 | mb=5,3 | Daño estructural consistente en falla por cortante en tres columnas cortas de la escuela de Arenales de 2 niveles y en el tanque de agua elevado de otra estructura. Grietas en mampostería y caída de friso en escuela en el sector Calicanto. | FUNVISIS, 1991 Grases et al., 1999 |
| 9 | Cariaco | Estado Sucre | 10,43° N 63,49° O | 09/07/1997 | Ms=6,8 | Cuatro edificios escolares derrumbados; otros 33 sufrieron daños estructurales severos, 66 daños moderados y 398 daño estructural ligero. | FEDE, 1998 |

a) Escuela Tipo Antiguo I



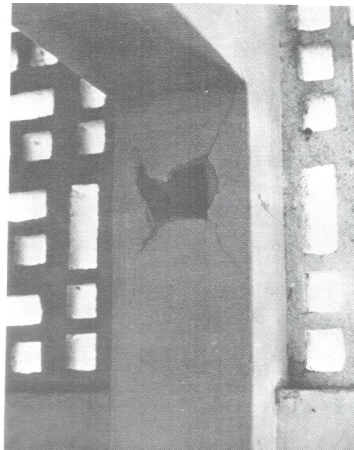
b) Escuela Valentín Valiente; Sismo de Cariaco, 1997



c) Escuela Manuel Felipe Rugeles; Sismo del Táchira, 1981



d) Escuela de Tunapuy; Sismo de El Pilar, 1986



e) Escuela Ananías Cotte; Sismo de Curarigua, 1991



Figura 1. Escuelas Tipo Antiguo I: La falla en las columnas cortas se repite en cada evento.

Los otros dos edificios escolares derrumbados en Cariaco estaban en el Liceo Raimundo Martínez Centeno (RMC); éstos pertenecían a la tipología denominada Cajetón que dio origen a unos cuantos centenares de edificios construidos principalmente en las décadas de 1970 y 1980 en todo el país. A continuación se investigan las razones del colapso del Liceo RMC mediante el uso de técnicas de análisis no-lineal y se determinan los posibles niveles de movimiento sísmico que pudiesen soportar estas estructuras.

2. Descripción de la Edificación y Comportamiento durante el Sismo

El Liceo RMC constaba de dos edificios similares separados por una junta de construcción, cada uno con una planta en forma de “C”, enfrentadas una a la otra, constituyendo una planta rectangular con un gran patio central descubierto, cuyo eje mayor estaba orientado en la dirección este-oeste (Figura 2). El Edificio I tenía tres pisos mientras que el Edificio II tenía cuatro pisos. Los planos

del LRMC tienen fecha de 1978 pero su construcción ocurrió probablemente después de 1986 (Malaver, 1986). La geometría y las características generales del edificio se corresponden con la información contenida en los planos de la estructura (IMME, 1998). En este trabajo sólo se analizará el Edificio I.

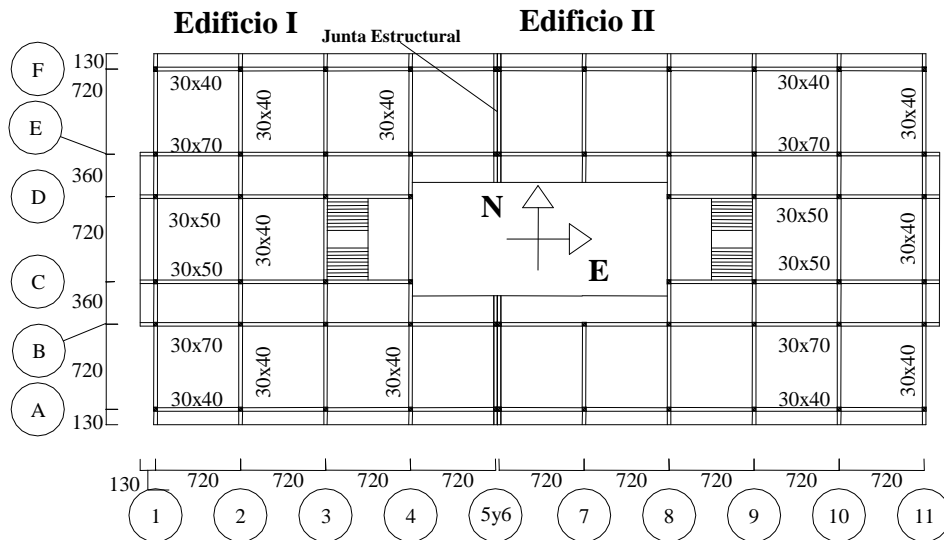


Figura 2. Planta del primer nivel del Liceo RMC (Dimensiones en cm.)

El edificio estaba constituido por pórticos de concreto armado con alturas de entrepiso de 3,10 m, para una altura total de $H=9,30$ m; la geometría y secciones de elementos se muestran en la Figura 2. La Figura 3 muestra una imagen 3D del edificio, su estructura y paredes en dirección este-oeste, excluyendo la losa de techo y las paredes norte-sur. La losa era nervada de 30 cm de espesor, armada en la dirección norte-sur. Todas las columnas eran cuadradas de 35 cm de lado a todo lo alto del edificio, con diferentes cuantías de acero, desde 2,17 % ($8 \text{ } \varnothing 3/4''$) hasta 4,43 % ($12 \text{ } \varnothing 7/8''$) de acuerdo a los planos y constatado parcialmente in situ (IMME, 1998). El refuerzo transversal en columnas estaba constituido por ligaduras cerradas de dos ramas de $\varnothing 3/8''$; la separación de estribos y ligaduras era 10 cm cerca de los nodos y 20 cm en la parte central, sin continuidad a través de la junta. Las paredes estaban hechas con bloques de arcilla de 15 cm de espesor frisada por ambas caras. Las paredes exteriores estaban constituidas por bloques de ventilación de espesor de 15 cm (Figura 4). En los pórticos externos (A y F) se encontraban paredes a media altura donde se ubicaban las ventanas de los salones de clase, reduciendo la luz libre de las columnas de 270 cm a 165 cm. Las paredes de cerramiento en los pórticos B y E poseían en su parte superior dos hileras de bloques de ventilación, dejando una luz libre de columnas de 40 cm (Figura 3).

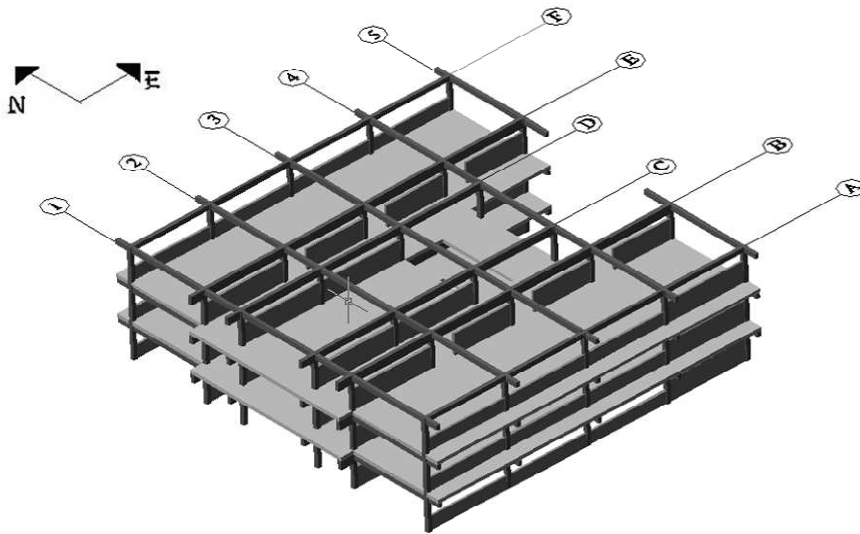


Figura 3. Imagen 3D del Edificio I, excluyendo techo y paredes Norte-Sur.

El movimiento sísmico provocó el colapso de los dos edificios que conformaban el Liceo RMC, observándose un movimiento predominante en la dirección longitudinal de los mismos, hacia el oeste, aproximadamente paralelo a la traza de la falla de El Pilar. No se observó evidencia de que hubiese ocurrido choque entre los dos edificios durante el sismo. Se observó el aplastamiento del primer entrepiso, quedando la losa del nivel 1 apoyada sobre el terreno (Figuras 4 y 5). En los dos entrepisos que permanecieron en pie se observó lo siguiente: i) falla de columnas cortas generadas por la restricción al desplazamiento impuesta por las paredes de mampostería (Figura 6), ii) pérdida del núcleo de concreto en algunas juntas y iii) pandeo del acero de refuerzo longitudinal en algunas columnas (IMME, 1998).

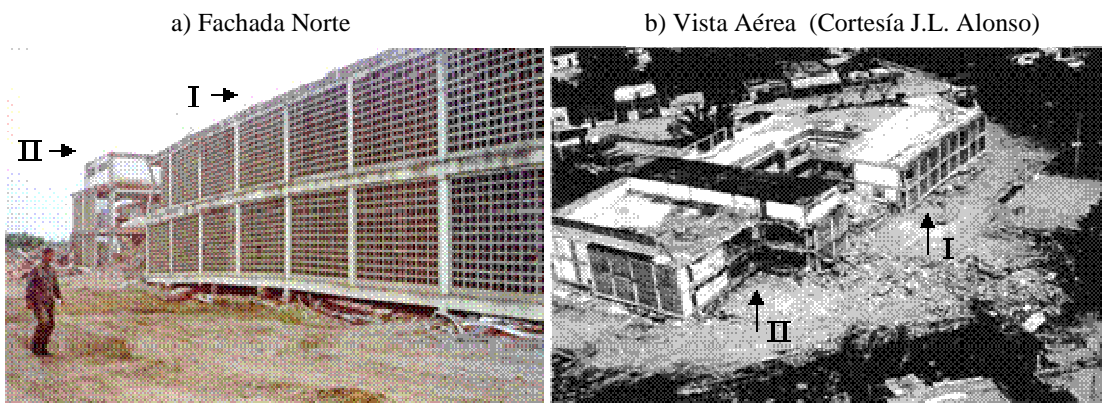


Figura 4. Aplastamiento de la Planta Baja en ambos Edificios I y II

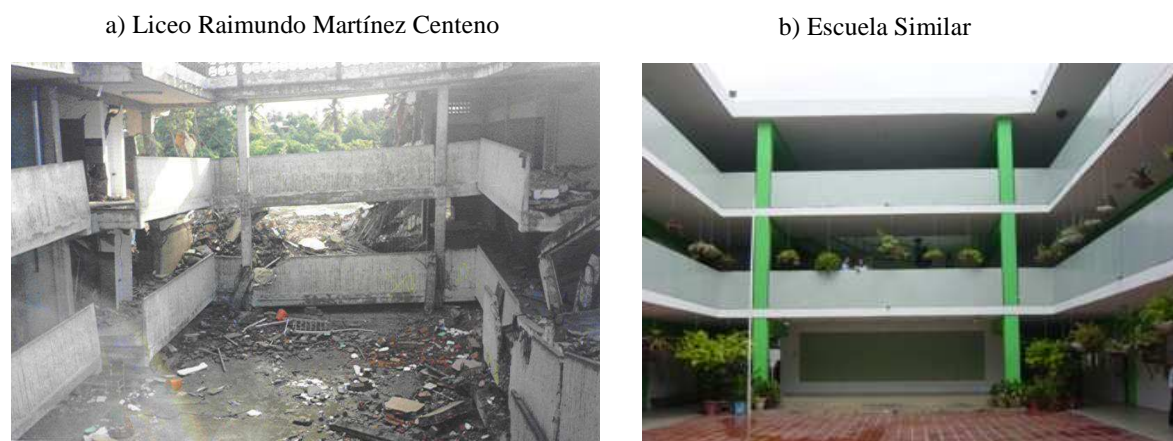


Figura 5. Vista desde el patio interior del Liceo RMC y comparación con otra escuela Tipo Cajetón.



Figura 6. Falla en columna corta del Liceo RMC y comparación con columna de otro Cajetón.

3. Movimiento Sísmico en Sitio

El sismo (Tabla 1, Evento 9) ocasionó ruptura superficial asociada a la traza de la falla a lo largo de aproximadamente 30 km con un desplazamiento medio de unos 25 cm en dirección este-oeste (Audemard, 2006), estando ubicado el liceo a aproximadamente 600 m de la falla. El registro acelerográfico más cercano del terremoto se obtuvo en la ciudad de Cumaná, a unos 70 km de la población de Cariaco y a unos 20 km de la traza de la falla. Para efecto de analizar la respuesta del Liceo se presentan resultados para los dos acelerogramas que se muestran en la Figura 7 y que se denominan en el resto del texto como *Imperial Valley* escalado y Cumaná escalado. Los espectros de aceleraciones de los mismos se muestran en la Figura 8. El acelerograma *Imperial Valley* escalado es la componente longitudinal (paralela a la falla) registrada en la Estación 5028 (Arreglo 7) durante el sismo *Imperial Valley* de California del 15/10/1979, con una aceleración máxima de 0,43 g, escalada a la aceleración máxima estimada para Cariaco de 0,52 g obtenida a partir del uso de leyes de atenuación en campo cercano (López et al., 2004). Este registro se obtuvo bajo condiciones similares a las de

Cariaco, a saber magnitud ($M_s=6,9$), distancia a la falla (0,6 km), mecanismo de ruptura (transcurrente dextral) y condición local (suelo). El acelerograma Cumaná escalado es la componente transversal del registro obtenido en Cumaná con una aceleración máxima de 0,048 g, también escalada a una aceleración máxima de 0,52 g. Estas componentes seleccionadas registraron el movimiento en la dirección paralela a la traza de la falla, que es la dirección en la cual se hará el análisis de la estructura por ser la dirección predominante del colapso de los edificios. Resultados del análisis con otros acelerogramas se pueden encontrar en (Espinosa, 2005) y conducen a resultados similares a los aquí presentados.

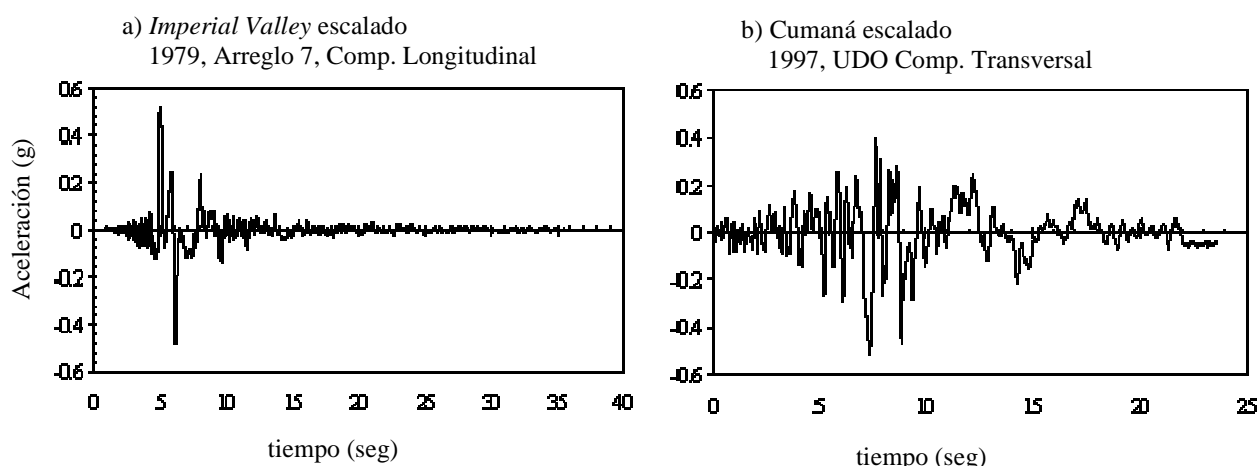


Figura 7. Acelerogramas usados en el análisis.

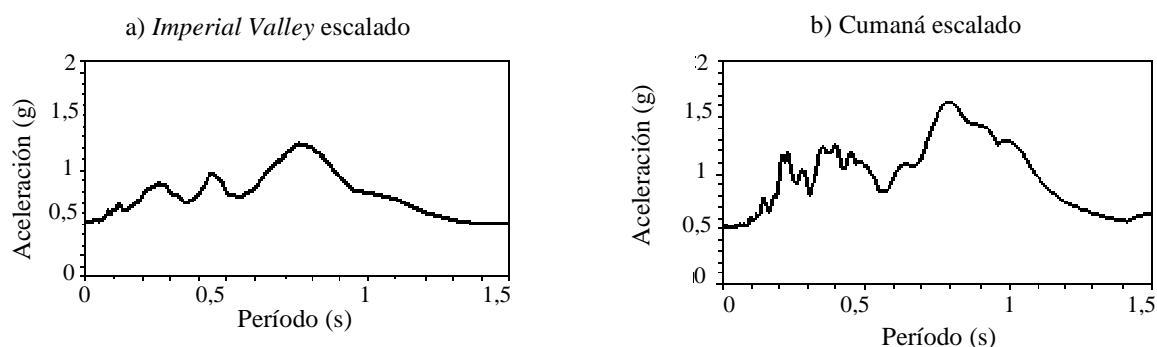


Figura 8. Espectros de Aceleraciones de los acelerogramas seleccionados.

4.- Modelo Matemático del Edificio

Se adoptó una resistencia a compresión del concreto de 250 Kgf/cm^2 y de 20 Kgf/cm^2 para la mampostería, y una resistencia a la cedencia del acero de refuerzo de 4200 Kgf/cm^2 , de acuerdo a las pruebas de materiales hechas en algunos elementos después del terremoto (IMME, 1998) y que coinciden con los especificados en los planos. Se adoptó un módulo de elasticidad de la mampostería

de 20.000 Kgf/cm². En el peso de la estructura se incluyó un aporte de la carga variable presente al momento del sismo, el cual se estimó en 50 Kgf/m² en los niveles 1 y 2. El peso total del edificio es de 1797 t correspondientes a 650 t del nivel 1, 662 t del nivel 2 y 485 t del nivel 3. Se considera diafragma rígido en las losas de todos los modelos, considerando tres grados de libertad dinámicos por nivel. Se adoptó un 50% de longitud de brazo rígido en los extremos de vigas y columnas. Para las vigas se utilizó 0,4 I_g como inercia de la sección agrietada mientras que para las columnas se usaron valores entre 0,5 I_g y 0,7 I_g dependiendo del nivel de carga axial, siendo I_g la inercia de la sección gruesa (Paulay & Priestley, 1992). Se modelaron las escaleras mediante elementos finitos y se incorporó su efecto en la rigidez de la estructura

En cuanto a las paredes se definió un modelo de biela equivalente para idealizar el aporte de ellas a la rigidez y a la resistencia. El ancho de la biela se selecciona para que la rigidez lateral del pórtico con la biela sea similar a la del pórtico con la pared luego de que ésta se haya separado parcialmente del pórtico en las esquinas correspondientes a la diagonal a tracción. Se seleccionó un ancho equivalente igual a 0,15 veces la longitud de la diagonal de la pared cuando ésta rellena totalmente el pórtico (Klingner et al., 1996). Para el caso de paredes con aberturas se utilizó la técnica de los elementos finitos a fin de corregir el ancho de la biela equivalente. Mediante la aplicación de una carga lateral arbitraria sobre las paredes con aberturas se determinó el ancho de biela requerido para que el pórtico-pared (biela) tuviese la misma rigidez lateral elástica que el pórtico-pared (elementos finitos). Los anchos resultantes son 0,12 d para la pared de altura 2,20 m, y 0,03 d para las paredes de altura 2,20 m con puerta y las de altura 1,05 m. Se utilizó el programa de análisis estructural SAP2000 para realizar la mayoría de los cálculos (CSI, 2004).

Se definieron secciones críticas en todos los elementos estructurales donde pudiesen esperarse incursiones en el rango inelástico; en todos los extremos de vigas y columnas y en el centro de todas las bielas equivalentes. En cada sección crítica de vigas y columnas se definieron relaciones no-lineales momento-rotación y corte-distorsión, mientras que en las secciones de las bielas se definieron relaciones fuerza de compresión-deformación axial, siguiendo las recomendaciones contenidas en el FEMA 356 (FEMA, 2000) y tomando en consideración las características descritas previamente de la estructura cuyos elementos poseen una baja ductilidad de acuerdo a los criterios de diseño de la época. Los cortes resistentes y los momentos cedentes se calcularon de acuerdo a la norma COVENIN 1753 (COVENIN, 1987). El comportamiento a compresión de las bielas queda caracterizado por una caída brusca de resistencia al alcanzarse la máxima fuerza de compresión la cual se estimó con la expresión propuesta en (Paulay y Priestley 1992) de donde se obtuvieron fuerzas máximas entre 43 y 46 toneladas.

El edificio posee un período fundamental de 0,69 s el cual corresponde a un movimiento de traslación longitudinal (este-oeste). Los períodos de los siguientes modos son 0,58 s (traslación nortesur) y 0,48 s (torsional). Las paredes reducen sensiblemente los períodos de vibración pero la consideración de secciones agrietadas los aumenta. El modelo tradicional de diseño que ignora las paredes y escaleras y considera secciones gruesas tendría períodos de 0,81, 0,71 y 0,69 s, correspondientes a movimientos transversal-torsional, longitudinal con poca torsión y torsional, respectivamente.

5. Evaluación de la Respuesta mediante Análisis Estático No-Lineal

Se efectuaron análisis estáticos no-lineales mediante la aplicación de cargas laterales hacia el oeste (Figura 3), que fue la dirección predominante de colapso, con una distribución en altura similar a la del modo fundamental y cuya magnitud se aumentó progresivamente hasta alcanzar la inestabilidad estructural. Para propósitos de comparación se hicieron los análisis del edificio con paredes y sin paredes. La capacidad del edificio será comparada con la demanda que introdujo el movimiento sísmico, en primer lugar para la aceleración de 0,52 g estimada en el sitio y posteriormente para otros niveles de aceleraciones.

a) Demanda/Capacidad para el Movimiento Sísmico estimado en Sitio

La Figura 9(a) muestra la relación entre el cortante (V) en la base y el desplazamiento (u) en el último piso del edificio con paredes. Se aprecia una respuesta lineal elástica hasta alcanzar un desplazamiento de aproximadamente 3 cm al cual le corresponde una deriva global normalizada $\Delta=3,2\%$, asociada a una fuerza cortante de 250 t que equivale a 0,14 veces el peso del edificio. La deriva global normalizada ($\Delta=u/H$) es el cociente entre el desplazamiento del último piso y la altura total (930 cm) del edificio, expresada en tanto por mil. Luego ocurren dos primeras caídas de resistencia debidas a la falla por cortante de todas las columnas muy cortas (40 cm) del primer entrepiso de los pórticos B, E y A; por estar la carga al oeste, éstas son las columnas B2, B3, B4, B5, E2, E3, E4, E5 y A5 (Figura 3). Luego se presenta una caída mayor de resistencia para $u=4,1$ cm ($\Delta=4,4\%$) debido a la falla por cortante de todas las columnas muy cortas del segundo entrepiso (pórticos A, B, C, D, E). La última caída de resistencia ($u=6,5$ cm) se ocasiona por la falla por cortante de todas las columnas muy cortas del tercer entrepiso (pórticos A, B, C, D y E) lo que fue precedido por la cedencia de algunas vigas del tercer entrepiso de los pórticos externos. Posteriormente se produce la entrada en cedencia de algunas vigas, columnas largas y columnas moderadamente cortas. A partir de aquí la estructura muestra una rigidez que es aproximadamente la cuarta parte de la inicial y se alcanza la inestabilidad para un desplazamiento aproximado de 11,7 cm ($\Delta=12,6\%$) con una resistencia lateral de 375 t (20,1 % del peso).

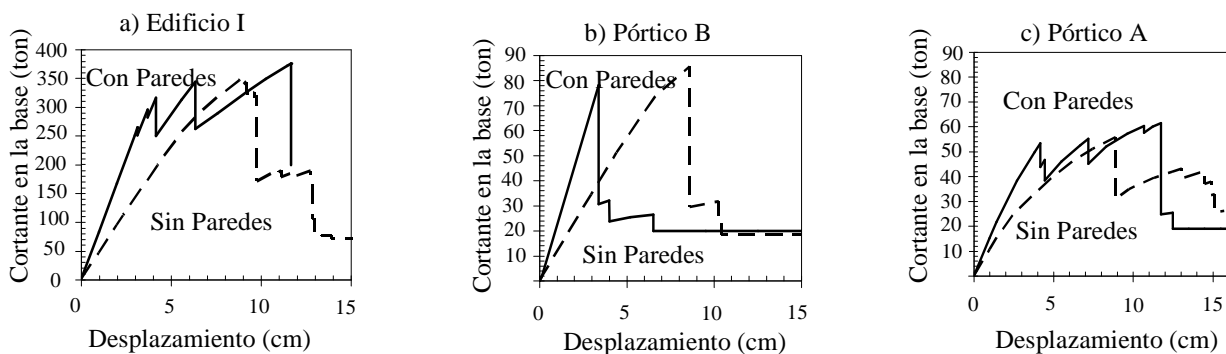


Figura 9. Relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el techo. Análisis Estático No-Lineal con carga hacia el oeste.

Los resultados del análisis del edificio ponen de manifiesto que los pórticos B y su simétrico E (Figura 3) son los primeros en fallar por poseer el mayor número de columnas cortas de solo 40 cm de longitud, por lo que fueron objeto de un estudio individual de respuesta no-lineal. La Figura 9(b) muestra la relación entre el cortante basal (V) y el desplazamiento (u) del pórtico B con paredes. Se aprecia una respuesta lineal elástica hasta alcanzar $u=3,2$ cm ($\Delta=3,4$ %) para $V=78$ t, a partir del cual se produce una pérdida brusca del 62 % de la resistencia del pórtico debido a la falla frágil por cortante de todas las columnas muy cortas del primer y segundo entrepiso. A diferencia de los pórticos B y E, el pórtico A y su simétrico el F (Figura 3) muestran una respuesta relativamente dúctil debido a la mayor longitud libre de la mayoría de sus columnas, tal como se evidencia en la Figura 9(c): Se produce en primer lugar la cedencia de ocho vigas hasta que a los 4,1 cm ($\Delta=4,5$ %) se produce la falla por cortante de la columna moderadamente corta A5 en el entrepiso 2, seguida por la falla de la misma columna en el entrepiso 1 a los 4,4 cm y en el entrepiso 3 a los 7,0 cm. Luego de ocurrir la cedencia en varias de las columnas moderadamente cortas de los entrepisos 1 y 2, se produce finalmente una fuerte caída de resistencia debido a la falla por corte de dos columnas y por agotamiento a flexión de otras dos, para $u=11,7$ cm y $\Delta=12,6$ %.

Si se quitan las paredes del edificio, su respuesta (Figura 9a) indica un poco más de deformación inicial debido a la cedencia en varias vigas y columnas, seguida por la caída de resistencia debido a las fallas por cortante de columnas y a la limitada capacidad de deformación plástica de vigas y columnas. Comparando las respuestas del edificio sin paredes con la del edificio con paredes mostradas en la Figura 9(a) se aprecia que la presencia de las paredes no permite la cedencia que se desarrolla en los primeros momentos de respuesta del edificio sin paredes, y precipita modos de falla frágil que de cualquier manera ocurrirían en el edificio sin paredes. El importante efecto de las paredes en la respuesta del pórtico B se destaca en la Figura 9(b); al quitar las paredes el pórtico se desplaza considerablemente más alcanzándose la cedencia en algunos de sus elementos antes de que se produzca la caída de resistencia. El pórtico A es menos afectado por las paredes (Figura 9(c)) por poseer columnas de mayor longitud que limitan el efecto perjudicial de las mismas.

La demanda que impone el movimiento sísmico en términos del desplazamiento fue estimada mediante el procedimiento de análisis descrito en FEMA 356 y FEMA 440 (FEMA, 2000; FEMA, 2005) y está dado por:

$$u_d = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a(T_e) \cdot (T_e/2\pi)^2 \quad (1)$$

Donde:

u_d : Máximo desplazamiento en el último nivel de la estructura.

$S_a(T_e)$: Aceleración espectral del sistema elástico de período efectivo T_e y amortiguamiento de 5%.

C_0 : Factor de corrección que correlaciona el desplazamiento del último piso con el de un sistema de un grado de libertad, el cual es igual a 1,20 para un edificio de 3 pisos.

C_1 : Factor de corrección que correlaciona el máximo desplazamiento del sistema inelástico con el del sistema elástico y es función de la intensidad del movimiento sísmico:

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{b T_e^2} \quad R = \frac{S_a(T_e)/g}{V_y/W} \cdot C_m \quad (2a,b)$$

donde R es el cociente entre la demanda elástica y la capacidad, en términos de la fuerza cortante basal, $b= 90$ para suelo y C_m es la fracción de la masa participando en el modo fundamental adoptada como 0,93.

C_2 : es el factor de corrección que representa el efecto de la degradación de rigidez y de resistencia y el estrangulamiento de las curvas fuerza-deformación y es también función de la intensidad del sismo:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T_e} \right)^2 \quad (3)$$

C_3 : es el factor de corrección para representar los efectos P- Δ dinámicos que se adopta aquí igual a 1.

El desplazamiento u_d se determinó en la dirección longitudinal (este-oeste) del edificio para los dos movimientos sísmicos descritos por los espectros de la Figura 8 que poseen una aceleración del terreno igual a 0,52 g. Sustituyendo $T_e=0,69$ s y $V_y/W=0,14$ en las ecuaciones anteriores se obtiene para el sismo Imperial Valley escalado: $S_a=1,136$ g, $R=7,57$, $C_1=1,15$ y $C_2=1,11$, con lo que $u_d=20,7$ cm el cual se corresponde con una deriva global normalizada $u_d/H=22,3\%$, siendo $H=9,30$ m. Para el sismo Cumaná escalado se tiene: $S_a=1,117$ g, $R=7,45$, $C_1=1,15$, $C_2=1,11$ y $u_d=20,2$ cm con $u_d/H=21,8\%$. Los desplazamientos obtenidos son similares para ambos sismos y aproximadamente igual a 1,75 veces el desplazamiento último que pudiese tolerar el edificio de acuerdo a los resultados del análisis estático no-lineal mostrado en la Figura 9a.

A efectos de evaluar la incidencia que sobre estos resultados pudiese tener el período T_e , se repitieron los análisis para valores de T_e igual a 0,60 y 0,80 s, por debajo y por encima del valor de 0,69 s utilizado previamente. Para $T_e=0,60$ s se obtienen desplazamientos de 10,9 y 13,3 cm para los sismos de Imperial Valley escalado y Cumaná escalado, respectivamente, que en término medio representan un valor de 12,1 cm el cual es similar al desplazamiento último tolerable de 12,6 cm (Figura 9a). Para $T_e=0,80$ s se obtienen desplazamientos de 28,3 y 43,6 cm para el Imperial Valley escalado y el Cumaná escalado, respectivamente, que en término medio representan un valor de 36,0 cm el cual es 2,85 veces mayor que el desplazamiento último de 12,6 cm.

Bajo las hipótesis aquí establecidas se concluye entonces que la demanda de desplazamiento que introdujo el sismo de Cariaco con una aceleración estimada de 0,52 g fue entre 1 y 2,8 veces mayor que la capacidad de desplazamiento disponible por la estructura del Liceo RMC.

b) Demanda/Capacidad para otras intensidades del Movimiento Sísmico

El procedimiento de análisis descrito en la sección anterior se repite aquí considerando diferentes valores de la aceleración máxima del terreno para los dos movimientos representados por los acelerogramas de la Figura 8 y sus espectros de la Figura 9. Para efectos de usar las ecuaciones (1) a (3), cada espectro de la Figura 9 fue escalado para diferentes valores de la aceleración del terreno comprendidos entre 0,10 g y 0,52 g. Las aceleraciones espectrales correspondientes y los

desplazamientos obtenidos se muestran en las Tablas 2 y 3 para tres valores posibles del período fundamental ($T_e = 0,60, 0,69$ y $0,80$ s) del edificio y para los sismos *Imperial Valley* y Cumaná, respectivamente.

Tabla 2. Demanda de desplazamiento para varios niveles de aceleración del terreno.
Espectro del acelerograma *Imperial Valley*.

| a/g | $T_e = 0,69$ s | | $T_e = 0,80$ s | | $T_e = 0,60$ s | |
|------|----------------|------------|----------------|------------|----------------|------------|
| | Sa/g | u_d (cm) | Sa/g | u_d (cm) | Sa/g | u_d (cm) |
| 0,10 | 0,218 | 3,13 | 0,232 | 4,47 | 0,160 | 1,72 |
| 0,20 | 0,437 | 6,54 | 0,463 | 9,23 | 0,319 | 3,56 |
| 0,25 | 0,546 | 8,38 | 0,579 | 11,78 | 0,400 | 4,56 |
| 0,30 | 0,655 | 10,33 | 0,695 | 14,46 | 0,479 | 5,60 |
| 0,35 | 0,765 | 12,42 | 0,810 | 17,27 | 0,559 | 6,67 |
| 0,40 | 0,874 | 14,65 | 0,927 | 20,29 | 0,639 | 7,83 |
| 0,45 | 0,983 | 17,04 | 1,042 | 23,45 | 0,719 | 9,05 |
| 0,50 | 1,092 | 19,62 | 1,158 | 26,85 | 0,800 | 10,37 |
| 0,52 | 1,136 | 20,71 | 1,204 | 28,27 | 0,831 | 10,89 |

Tabla 3. Demanda de desplazamiento para varios niveles de aceleración del terreno.
Espectro del acelerograma Cumaná.

| a/g | $T_e = 0,69$ s | | $T_e = 0,80$ s | | $T_e = 0,60$ s | |
|------|----------------|------------|----------------|------------|----------------|------------|
| | Sa/g | u_d (cm) | Sa/g | u_d (cm) | Sa/g | u_d (cm) |
| 0,10 | 0,215 | 3,08 | 0,314 | 6,12 | 0,185 | 2,00 |
| 0,20 | 0,430 | 6,43 | 0,629 | 12,92 | 0,370 | 4,18 |
| 0,25 | 0,537 | 8,22 | 0,786 | 16,67 | 0,462 | 5,33 |
| 0,30 | 0,644 | 10,13 | 0,943 | 20,72 | 0,555 | 6,62 |
| 0,35 | 0,752 | 12,17 | 1,101 | 25,15 | 0,647 | 7,95 |
| 0,40 | 0,859 | 14,33 | 1,258 | 29,97 | 0,740 | 9,39 |
| 0,45 | 0,967 | 16,68 | 1,416 | 35,29 | 0,832 | 10,88 |
| 0,50 | 1,074 | 19,18 | 1,573 | 41,11 | 0,925 | 12,58 |
| 0,52 | 1,117 | 20,23 | 1,636 | 43,60 | 0,962 | 13,28 |

La deriva global normalizada ($\Delta = u_d/H$) se grafica en la Figura 10 en función de la aceleración del terreno para el espectro *Imperial Valley*, para cada valor del período T_e . Como referencia se indica en la misma figura la deriva tolerable por el edificio, de 12,6‰, obtenida de la Figura 9a. Resultados para el espectro Cumaná se presentan en la Figura 11.

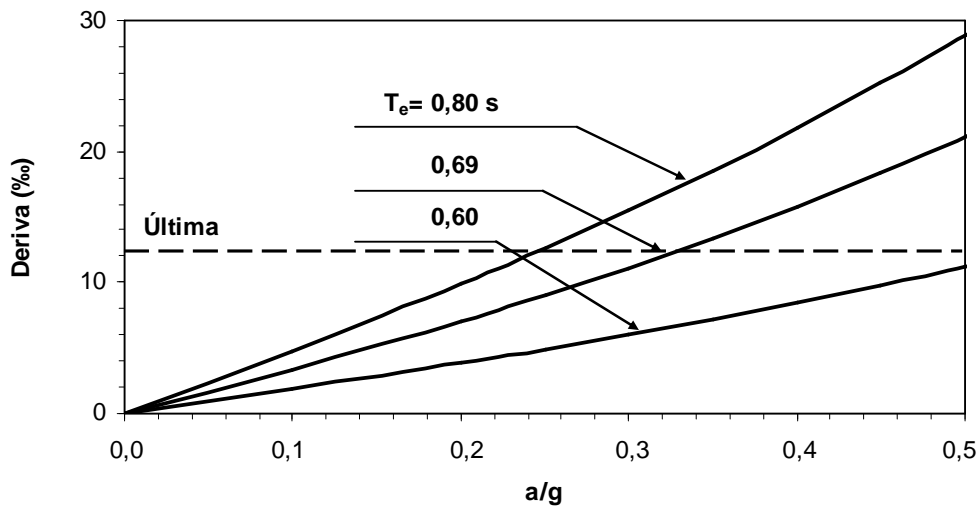


Figura 10. Variación de la Demanda de Deriva (%) con la Aceleración del Terreno. Espectro del acelerograma *Imperial Valley*.

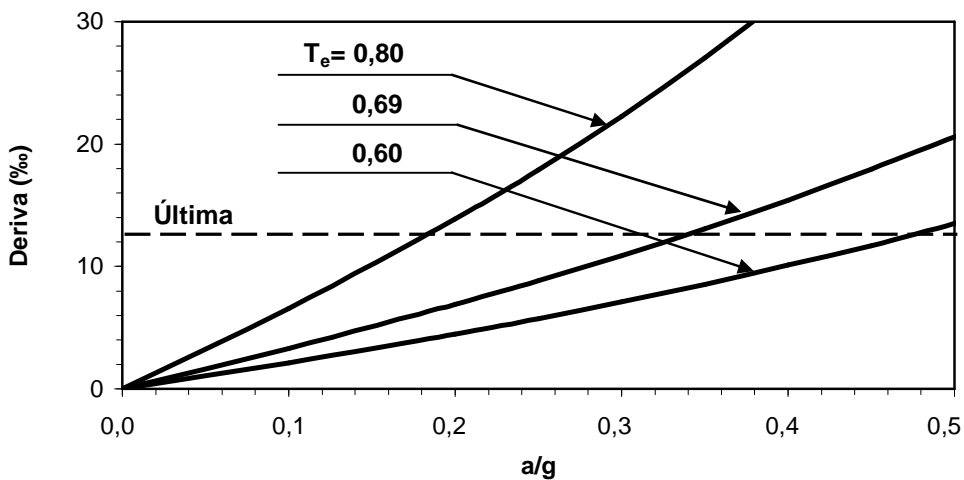


Figura 11. Variación de la Demanda de Deriva (%) con la Aceleración del Terreno. Espectro del acelerograma *Cumaná*.

Un examen de los resultados mostrados en ambas figuras revela que para un período de 0,69 s aceleraciones en exceso de 0,33 g hubiesen dado lugar a respuestas que excederían el desplazamiento límite tolerable por el edificio. Aceleraciones algo menores, alrededor de 0,21 g en promedio, producirían respuestas que excederían el límite para un período de 0,80 s. Y se requerirían aceleraciones mayores a 0,49 g en promedio para exceder el límite si el período predominante fuese de 0,60 s. Por otro lado si adoptamos que la aceleración máxima ocurrida en el sitio fue de 0,52 g, observamos que para prácticamente todos los casos analizados de períodos y de movimiento sísmicos

la demanda de deriva excede el límite tolerable por el edificio. Este resultado es congruente con el colapso ocurrido en el edificio durante el evento de 1997.

6. Evaluación de la Respuesta mediante Análisis Dinámico No-Lineal

Se presenta a continuación la respuesta dinámica no-lineal del pórtico B y de su simétrico el pórtico E, que, como se mencionó en la sección 5 (a) son los pórticos más vulnerables en la dirección este-oeste, dirección de colapso del edificio. La masa tributaria del pórtico se concentró en las intersecciones viga-columna. El pórtico fue sometido a la acción de los dos movimientos sísmicos descritos por los acelerogramas de la Figura 7 que están escalados a una aceleración máxima de 0,52 g. Resultados para otros acelerogramas y modelos se pueden encontrar en (Espinosa, 2005). Los análisis fueron desarrollados con el programa Sap2000 (CSI, 2004). En términos generales los resultados muestran una falla estructural caracterizada por un desplazamiento hacia el oeste con una fuerte concentración de deformación en el primer entrecimso en el momento de alcanzarse la inestabilidad. Resultados del análisis se muestran en las Figuras 12 a 15.

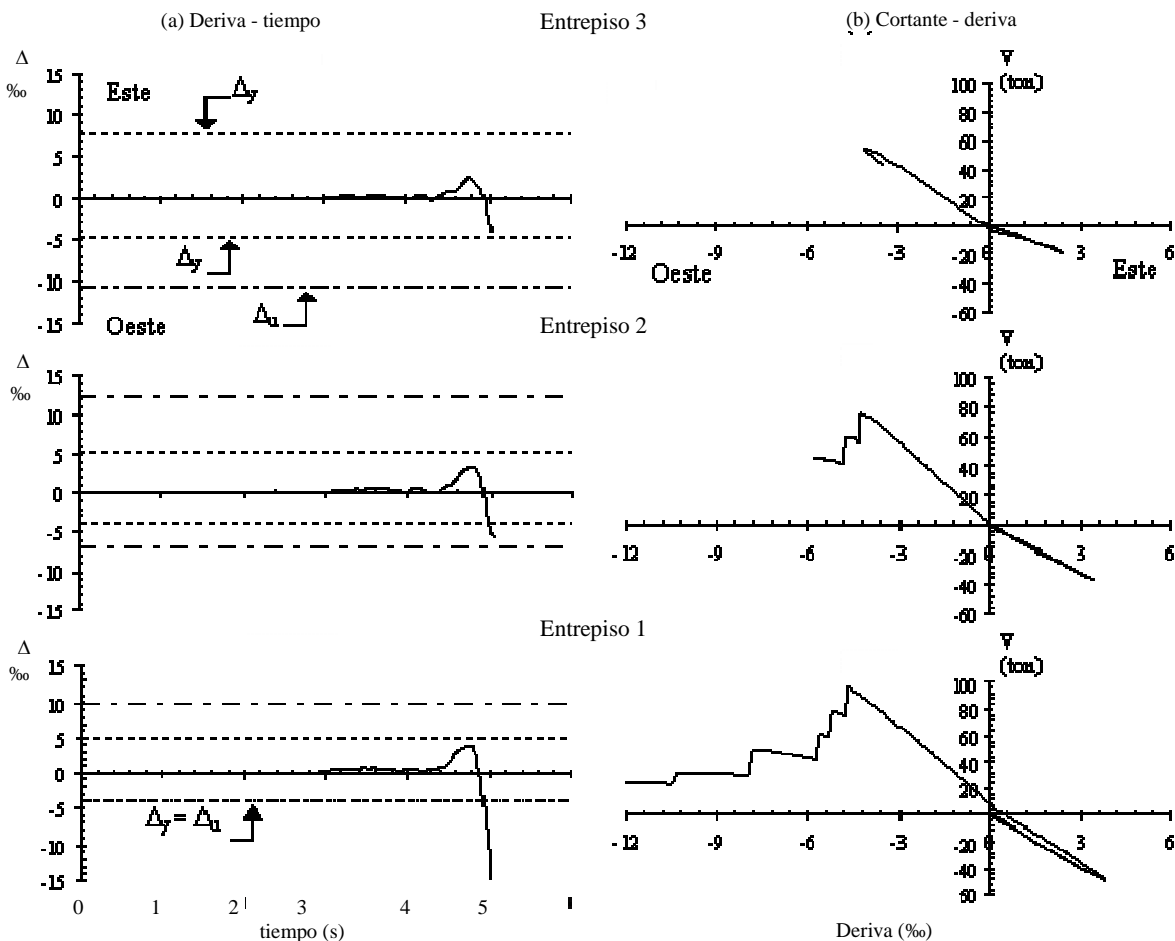


Figura 12. Respuesta dinámica de cada entrepiso del pórtico B con paredes ante el acelerograma *Imperial Valley* escalado.

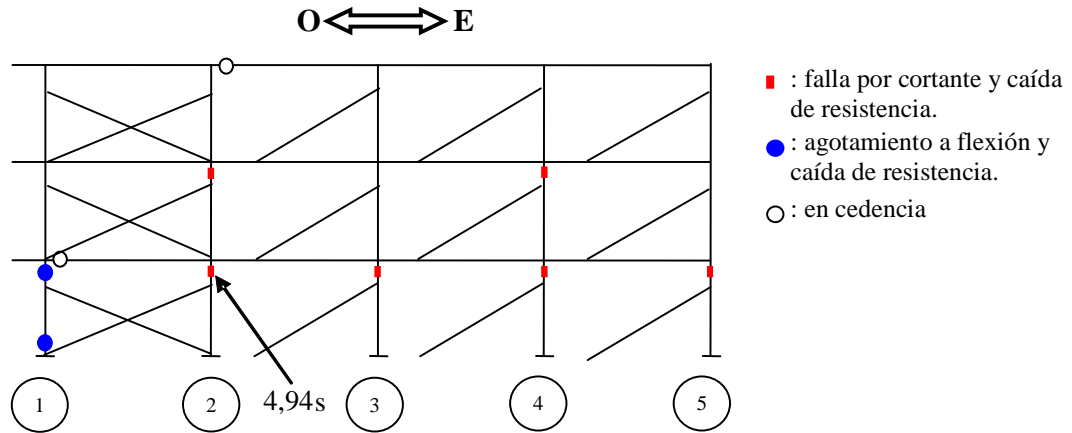


Figura 13. Estado final justo antes del colapso del pórtico B con paredes en $t = 5,05$ s. Acelerograma *Imperial Valley* escalado.

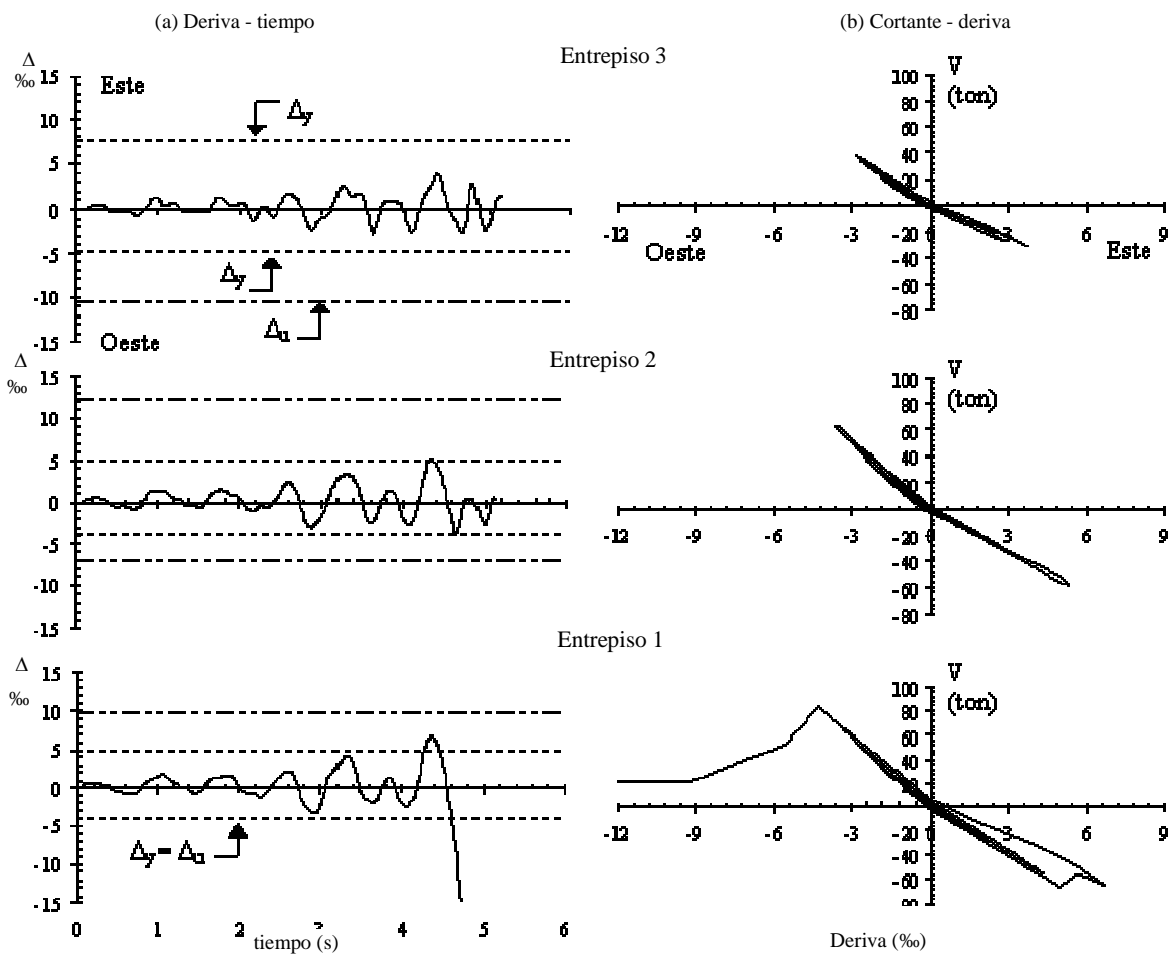


Figura 14. Respuesta dinámica de cada entrepiso del pórtico B con paredes ante el acelerograma de Cumana escalado.

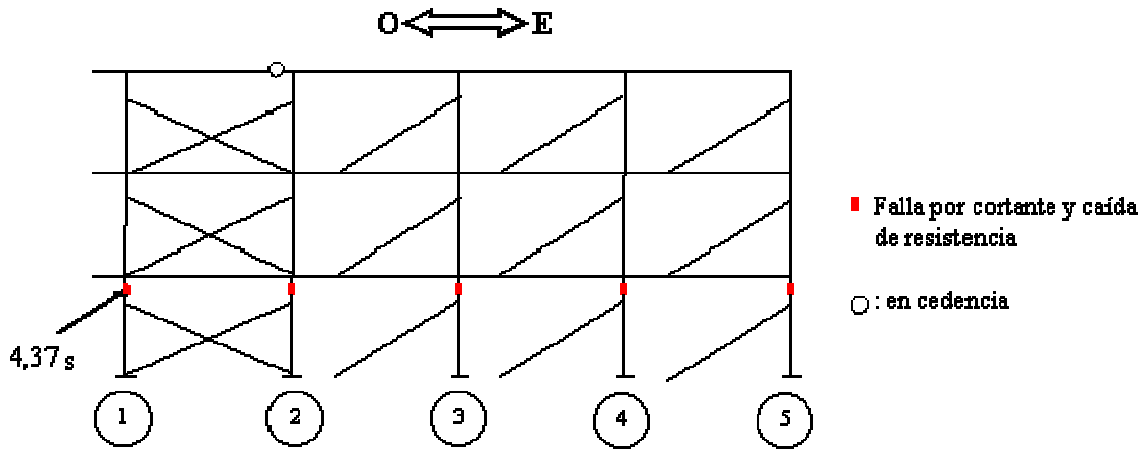


Figura 15. Estado final justo antes del colapso del pórtico B con paredes en $t = 5,14$ s. Acelerograma de Cumaná escalado.

En la Figura 12 se presenta la respuesta ante el acelerograma *Imperial Valley* escalado. La Figura 12(a) muestra la historia de la deriva normalizada de cada entrepiso, expresada en tanto por mil, mientras que la Figura 12(b) muestra la relación entre la fuerza cortante y la deriva normalizada de cada entrepiso. También se indican en la Figura 12(a) los valores de la deriva cedente normalizada (Δy) y la última (Δu) de cada entrepiso y en cada sentido (este u oeste), determinadas mediante análisis estáticos no-lineales de cada entrepiso que se presentan en (López y Espinosa, 2007). Los resultados indicados en la Figura 12 revelan un mecanismo de colapso caracterizado por un gran desplazamiento hacia el oeste producto de una concentración de deformación en el primer entrepiso. La respuesta en el tercer entrepiso se mantiene en el rango lineal elástico, en el umbral de la deriva cedente. El segundo entrepiso excede la deriva cedente de 3,9 ‰ y aún cuando se produce la falla frágil de dos columnas cortas mantiene su estabilidad sin llegar a alcanzar la deriva última. El primer entrepiso excede ampliamente la deriva última del 4 ‰ y se produce sucesivamente la falla frágil por cortante de cuatro columnas cortas y el agotamiento a flexión de la quinta y última columna del entrepiso; las cinco caídas en la resistencia del primer entrepiso se aprecian claramente en el gráfico cortante-deriva, que dejan a ese entrepiso con sólo un 32 % de su máxima capacidad de 96 t. En este momento el entrepiso ha alcanzado una deriva del 12 ‰ y se produce la inestabilidad de la estructura. El estado final de la estructura al momento del colapso, a los 5,05 segundos, se muestra en la Figura 13 discriminando los elementos que fallaron a corte, fallaron a flexión, los que están en cedencia y los que se mantienen en el rango elástico. Se indica también allí el elemento en el cual se produce la primera falla y el tiempo de ocurrencia. La Figura 13 destaca la falla de todas las columnas del entrepiso 1, la falla de dos columnas del entrepiso 2 y la cedencia de una viga del entrepiso 3.

La respuesta dinámica del pórtico ante el acelerograma de Cumaná escalado se presenta en la Figura 14 utilizando el mismo formato descrito para la Figura 12. A diferencia del *Imperial Valley* el acelerograma de Cumaná produce un patrón de respuesta con una componente vibratoria importante en rango elástico, hasta el segundo 4,37 en que se alcanza la primera falla por cortante en la columna B1.

Sin embargo, de aquí en adelante el patrón de falla es similar al descrito para el *Imperial Valley* escalado: Una concentración de deformación en el entrepiso 1 y un gran desplazamiento del edificio hacia el oeste, manteniéndose la respuesta de los entrepisos 2 y 3 esencialmente en el rango elástico. La inestabilidad estructural se evidencia con la pérdida del 75% del cortante resistente del primer entrepiso para una deriva normalizada del 12 por mil. El estado final de la estructura en el momento del colapso a los 5,14 segundos se indica en la Figura 14, notándose la falla frágil por cortante de todas las columnas del entrepiso 1, la cedencia en una viga del entrepiso 3 y la respuesta elástica del entrepiso 2.

La respuesta dinámica no-lineal del Edificio I ante el acelerograma *Imperial Valley* escalado actuando en la dirección longitudinal del edificio se muestra en la Figura 16. La conducta no-lineal del edificio es ahora dependiente de la interacción entre los seis pórticos que definen la estructura espacial del mismo (Figura 3). La Figura 16 muestra la historia de las derivas de cada entrepiso del edificio. El patrón general de respuesta es similar al observado previamente en el pórtico B (Figura 12(a)). La falla del edificio se produce aproximadamente a los 5 s con un desplazamiento hacia el oeste que se caracteriza por una mayor deformación en el entrepiso 1. La inestabilidad del edificio se produce debido a las fallas por cortante de las columnas cortas del primer entrepiso de los pórticos B y E y en otras columnas cortas del segundo piso, así como por la entrada en cedencia de gran parte de las vigas de los tres entrepisos. La inestabilidad se inicia para una deriva normalizada de 8 ‰ en el entrepiso 1.

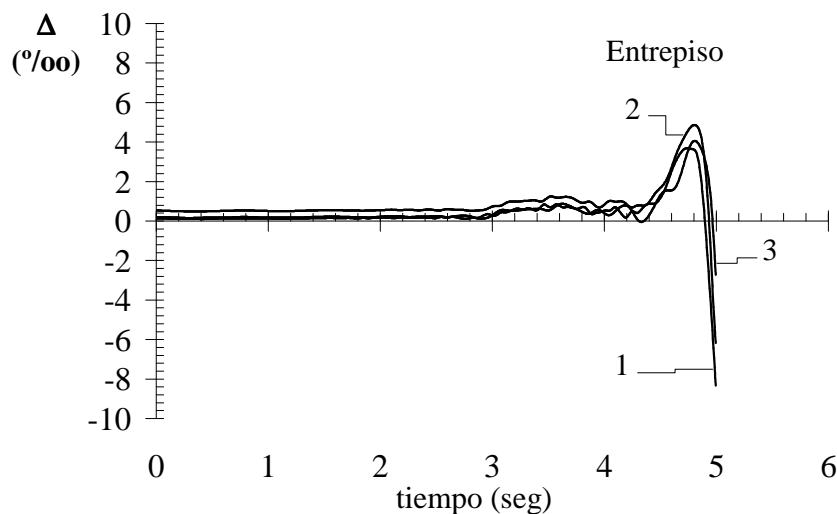


Figura 16. Historia de la deriva de cada entrepiso para el Edificio I ante el acelerograma *Imperial Valley* escalado.

7- Conclusiones

- El sismo de Cariaco, Venezuela, de 1997 provocó el derrumbe de cuatro edificios pertenecientes a dos planteles escolares causando numerosas víctimas. Una revisión de escuelas afectadas por sismos ocurridos en el país en los últimos 30 años revela que dos de los edificios derrumbados pertenecían a

una escuela tipo denominada Antiguo I, la cual ya había sido dañada por tres eventos sísmicos de tamaño moderado ocurridos en 1981, 1986 y 1991.

- Los otros dos edificios derrumbados pertenecían al Liceo Raimundo Martínez Centeno (RMC), el cual pertenece a una tipología escolar denominada Cajetón que fue construida en las décadas de 1970-1980. Se estima que existen unos cuantos centenares de estos edificios en el país.

- Se utilizaron técnicas de análisis estático y dinámico no-lineal para investigar las causas del colapso de los dos edificios del Liceo RMC. El análisis estático no-lineal para carga hacia el oeste, la dirección predominante del colapso, revela una respuesta elástica del edificio hasta alcanzar una deriva global del 3,2 ‰ asociada a una resistencia lateral de 0,14 veces el peso. La secuencia de colapso se inicia con la falla frágil de las columnas muy cortas del primer entrepiso en tres pórticos, seguida por la falla frágil por cortante de todas las columnas cortas del segundo entrepiso en cinco pórticos. Las columnas cortas se generaron por la presencia de paredes adosadas a las columnas y con aberturas en su parte superior. La falla del edificio hacia el oeste se produce a una deriva global de 12,6 ‰ ante un cortante basal del 20% del peso del edificio.

- Al comparar la capacidad del edificio obtenida del análisis estático no-lineal con la demanda de deriva que introducen diferentes valores de la aceleración del terreno, se encuentra que aceleraciones en exceso de 0,33 g hubiesen provocado derivas que exceden los valores límites tolerables por el edificio, para un período efectivo de 0,69 s. Este resultado es congruente con el colapso ocurrido en el edificio durante el evento de 1997 en el cual se ha estimado una aceleración máxima de 0,52 g.

-La respuesta dinámica no-lineal ante acelerogramas representativos del movimiento sísmico ocurrido en sitio, escalados a una aceleración máxima de 0,52 g, se caracteriza por una concentración de deformación en el primer entrepiso (planta baja) que excede las derivas tolerables por la estructura; la inestabilidad global se inicia en los pórticos centrales con la falla frágil por cortante de las columnas muy cortas del primer entrepiso. El modo de falla resultante de los análisis es congruente con lo observado en sitio que consistió en el colapso de la planta baja, quedando la losa del primer piso apoyada directamente sobre el suelo en ambos edificios.

- El derrumbe de ambos edificios del Liceo puede ser atribuido a su limitada capacidad para resistir carga lateral y para disipar energía, aunado a la presencia de columnas cortas que precipitaron los modos de falla frágil de la estructura; éstas son características típicas de las edificaciones construidas con las normas antiguas de diseño sismorresistente.

AGRADECIMIENTO

Se agradece el apoyo proporcionado por el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales de la Facultad de Ingeniería de la UCV y por el Proyecto FONACIT 2005000188 IMME-FUNVISIS-FEDE.

REFERENCIAS

Alonso J. L. y L. Urbina, 1974. Sismo de Carúpano del 26-06-1974. Informe para el Consejo Directivo. FUNVISIS, Caracas.

- Audemard F., 2006. Surface rupture of the Cariaco July 09, 1997 earthquake on the El Pilar Fault, northeastern Venezuela. *Tectonophysics* 424, 19-39.
- Bendimerad F., 2004. Earthquake Vulnerability of School Buildings in Algeria. Ad Hoc Expert's Group Meeting on Earthquake Safety in School, OECD, Paris.
- Castilla E. and Marinilli A., 2000. Structural Behavior of Raimundo Martinez Centeno Highschool on 07/09/1997 Cariaco Earthquake. XII World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, February.
- COVENIN, 2001. Edificaciones Sismorresistentes. Norma Venezolana COVENIN 1756:2001, Caracas, Venezuela.
- COVENIN, 1987. Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones; Análisis y Diseño. Norma Venezolana COVENIN MINDUR 1753-87, Caracas, Venezuela.
- CSI, 2004. SAP2000 Nonlinear 8.3.3. Computers & Structures Inc., Berkeley, California.
- Earthquake Engineering Research Institute (EERI), 2006. The Kashmir Earthquake of October 8, 2005: Impacts in Pakistan. EERI Special Earthquake Report, EERI Newsletter, February, Vol. 40, Number 2.
- Earthquake Engineering Research Institute (EERI), 2008. May 12, 2008, M7.9 Sichuan, China, Earthquake. EERI Newsletter, June 2008, Vol. 42, Number 8.
- Espinosa L. F., 2005. Respuesta Dinámica del Liceo Raimundo Martínez Centeno durante el Terremoto de Cariaco. Trabajo Especial de Grado para optar al Título de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela.
- FEMA, 2005. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Federal Emergency Management Agency, FEMA 440, ATC-55 Project, Washington D.C.
- FEMA, 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency, FEMA 356, Washington D.C.
- FEDE, 1998. Síntesis Informativa- Segunda Época N° 19, Enero-Marzo de 1998, Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas, Ministerio de Educación, Caracas, Venezuela.
- FUNVISIS, 1981. El Sismo del Táchira del 18 de Octubre de 1981. Serie Técnica 01-82, FUNVISIS, Caracas, Enero 1982.
- FUNVISIS, 1991. Sismo de Curarigua del 17/08/91, Informe de campo. Caracas, Venezuela.
- Grases J., R. Altez y M. Lugo., 1999. Catálogo de Sismos Sentidos o Destruyentes, Venezuela 1530/1998. Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales, Caracas.
- IMME-FUNVISIS-FEDE, 2007. Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela. Informe Técnico del Primer Informe de Avance. Proyecto FONACIT 2005000188.
- IMME, 1998. Evaluación Sismorresistente de las Edificaciones derrumbadas durante el Sismo de Cariaco del 09-07-1997. Informe N° 209209. IMME, Facultad de Ingeniería. Universidad Central de Venezuela.
- Klingner R., Pubiano N., Bashandy T. and Sweeney S., 1996. Evaluation and Analytical Verification of Shaking Table Data from Infilled Frames. 11 World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 176, Acapulco.

- López O. A., Hernández J. J., Del Re G. and Puig J., 2004. Reducción del Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela. Boletín Técnico IMME, Volumen 42, No 3, 33-56.
- López O. A. and Espinosa L. F., 2007. Derrumbe del Liceo RMC durante el Terremoto de Cariaco. Boletín Técnico IMME , Volumen 45, No. 2, p35-57.
- López O. A., 2008. Protección de Escuelas contra los Terremotos. Trabajo de Incorporación Académica. Academia Nacional de Ingeniería y del Hábitat. Caracas, Julio 2008.
- Malaver A., C. Chacón, J. Jácome, O. Romero y C. Grimán, 1988. El Sismo de El Pilar del 11 de Junio de 1986. Serie Técnica 06-88, FUNVISIS, Caracas.
- MIDAS, 1997. Fotos del Terremoto de Cariaco, Venezuela del 9 de Julio de 1997. Middle America Seismograph Consortium, Jamaica. <http://midas.upr.clu.edu/19970709/fotos.html>
- Milutinovic Z. and Massué J.P., 2004. *School ID-Card-A key Prerequisite for Effective Mitigation and Emergency Response*. Ad Hoc Expert's Group Meeting on Earthquake Safety in Schools, OECD, Paris.
- Paulay T. and Priestley M. J. N., 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, Inc.
- Puig J., 2006. Desarrollo de una Metodología de Adecuación Estructural para Estructuras Escolares Tipo Cajetón Mindur. Tesis de Maestría en progreso. IMME, Facultad de Ingeniería, UCV.
- Romero O., 1980. Informe del Sismo ocurrido el 26 de Noviembre de 1980-Edo Táchira. FUNVISIS, Caracas.
- Soong T. T., Yao G. C., Lin C. C., 2000. Near Fault Seismic Vulnerability of Nonstructural Components and Retrofit Strategies. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, Vol. 2, No 2, pp 67-76.