

Capítulo **7**

ESPECTRO DE RESPUESTA DEL TERREMOTO DE CARACAS DE 1967 ESTIMADO A PARTIR DEL DAÑO

Alfredo Urich y Oscar A. López



RESUMEN

Este capítulo presenta la estimación de un espectro de respuesta elástica representativo de las acciones sísmicas ocurridas en la Urbanización Los Palos Grandes durante el Terremoto de Caracas de 1967. La estimación se basa en la interpretación de los daños documentados en los edificios, empleando el método de los coeficientes de la guía ASCE/SEI 41-17.

Se concluye que la dirección dominante del movimiento fue la norte-sur y se presenta un espectro de pseudo-aceleraciones para esa dirección. Se estima una aceleración máxima del terreno entre 0,16 g y 0,21 g, con un pico en las pseudo-aceleraciones espectrales de 0,30 g para un período de 1,10 segundos y otro pico de 0,10 g para períodos cercanos a 2,40 segundos.

Se estima que estas acciones sísmicas tienen un período medio de retorno entre 40 y 70 años. Esto llama la atención sobre la posibilidad de ocurrencia de un sismo de intensidad similar en un lapso relativamente corto, así como la vulnerabilidad de las edificaciones construidas antes de 1967 ante acciones sísmicas relativamente bajas.

TABLA DE CONTENIDO

**ESPECTRO DE RESPUESTA DEL TERREMOTO DE CARACAS DE 1967
ESTIMADO A PARTIR DEL DAÑO 199**

7.1 Introducción..... 201

7.2 Área de estudio: urbanización Los Palos Grandes 202

7.3 Desempeño de los edificios ante el sismo 203

7.4 Aceleraciones y espectros estimados por otros autores 210

7.5 Estimación del espectro de pseudo-aceleración a partir del daño . 213

 7.5.1 Metodología213

 7.5.2 Estimación de la Deriva a partir del daño214

 7.5.3 Determinación de altura y período fundamental efectivo216

 7.5.4 Resultados obtenidos.....216

**7.6 Comparación con los espectros propuestos por otros autores y los
 espectros de la Norma Venezolana..... 218**

**7.7 Espectro de pseudo-aceleraciones propuesto para el Terremoto de
 Caracas de 1967 en la urbanización Los Palos Grandes 220**

7.8 Conclusiones 221

7.9 Referencias 222

7.1 Introducción

El sábado 29 de julio de 1967 ocurrió en Venezuela un sismo de magnitud 6,5 M_w , con cerca de 300 personas fallecidas, más de 1.500 lesionadas y pérdidas materiales en el orden de USD 100 millones. Más de 1000 edificaciones sufrieron daños, incluyendo cinco colapsos, cuatro en las urbanizaciones Los Palos Grandes y Altamira en Caracas y uno en el Estado Vargas Vargas (Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo, 1978a) (Skinner, 1969) (Degenkolb & Hanson, 1969).

Este sismo, bautizado el Terremoto de Caracas de 1967, aportó notables lecciones a la ingeniería sismorresistente a nivel mundial, entre las más importantes se tienen los “efectos de sitio”, que acapararon la atención de los investigadores al observar una mayor intensidad de daños en las urbanizaciones Los Palos Grandes y Altamira que en el resto de la ciudad.

La mayoría de los estudios realizados hasta la década de 1980 coinciden en asignar aceleraciones del terreno en Caracas entre 0,03 g y 0,05 g en roca y entre 0,06 g y 0,10 g para el sector Los Palos Grandes. Asimismo, coinciden en que las aceleraciones espectrales fueron de 2 a 6 veces mayores en depósitos profundos de suelo con respecto a las estimadas en roca, con una máxima amplificación en el rango de períodos entre 0,7 y 1,3 segundos. Destacan las investigaciones de Whitman (1969) y Seed, et al. (1972), quienes publicaron espectros de respuesta para Los Palos Grandes. Estas primeras estimaciones se hicieron con base en el informe de Fidler (1968), donde se reportaba una magnitud de 6,3 M_L y una distancia epicentral de 62 km a Caracas (Cajigal).

Posteriormente, el mismo Fiedler afirma que se trató de la suposición de dos sismos casi simultáneos, el primero con distancia a Caracas de 70 km y Magnitud 5,7 y el segundo con distancia a Caracas de 30 km y Magnitud 6,3 (Grases, 2005). También, Rial (1978) coincidió en que no se trató de un solo evento, sino que hubo al menos tres rupturas con una separación de 90 km y 33 segundos entre la primera y la última.

Más recientemente, Suárez y Náblek (1990) concluyen que fueron 4 sub-eventos, de los cuales el segundo sería el responsable de los daños ocurridos, con una distancia epicentral a Caracas de unos 25 km y con magnitud 6,4 M_w , para una magnitud total de 6,6 M_w . Luego, Papageorgiou y Kim (1991), basados en los datos suministrados por Suárez y Náblek, estimaron que las aceleraciones en roca fueron del orden de 0,10 g y que en la zona de depósito aluvional de Los Palos Grandes y Altamira se presentaron aceleraciones pico del terreno entre 0,15 g y 0,21 g. Los autores muestran tres espectros de respuesta probables para la zona de Los Palos Grandes.

En otra publicación reciente, Guerrero y López (2019) estiman la aceleración máxima en 0,19 g para los sedimentos profundos y de 0,12 g en roca, proponiendo un espectro de respuesta con una amplificación suelo/roca de 3,5 en la banda entre 1 y 2 segundos. Estos resultados se basaron en información sismológica actualizada, estudios de microzonificación y la nueva generación de modelos de atenuación.

En las investigaciones citadas se emplearon modelos de atenuación y modelos numéricos de la cuenca de Los Palos Grandes, con base en la información sismológica disponible en el momento de cada publicación. En este trabajo se desarrolla la estimación de un espectro probable de pseudo-aceleración con base en la interpretación de los daños documentados en edificios luego del sismo; el método considera técnicas simplificadas de análisis no lineal y se sustenta en relacionar el daño observado con las derivas de entrepiso en edificios. A diferencia de las propuestas antes citadas, los

resultados obtenidos en esta investigación no dependen de datos sismológicos como la magnitud y ubicación del sismo, sino solamente de los daños observados, lo que representa un enfoque diferente y novedoso.

7.2 Área de estudio: urbanización Los Palos Grandes

Los estudios posteriores al sismo de 1967 evidenciaron una mayor intensidad de daño en los edificios de las urbanizaciones Altamira y Los Palos Grandes (LPG) de Caracas que en el resto de la ciudad. Esto fue atribuido a una amplificación de la respuesta dinámica en los depósitos de suelos aluvionales con relación a la respuesta en roca. También fue atribuido al efecto de resonancia en los casos donde hubo cercanía entre el período natural de los edificios de mediana altura y el período natural del terreno donde estos estaban ubicados.

Para este estudio, se ha seleccionado la urbanización Los Palos Grandes como representativa de las máximas acciones sísmicas ocurridas ese día en Caracas. La Figura 7.1 muestra un mapa con la ubicación de la zona de estudio, incluyendo los parámetros que caracterizar la amenaza sísmica del sitio según la Norma COVENIN 1756-1:2019 y los estudios de microzonificación sísmica realizados por la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS).

Se observa que la urbanización Los Palos Grandes se encuentra expuesta a una amenaza sísmica alta, en la Microzona 6, sobre un depósito aluvional de espesor mayor a 220 m y con velocidades de ondas de corte en los primeros 30 m mayores a 185 m/s.

Considerando una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, correspondiente a un Período de Retorno de 475 años, en esta zona se esperan aceleraciones espectrales de 0,28 g para período de 0,01 s y de 0,245 g para período de 1 s. Estos son los valores que caracterizan al “sismo de diseño” que aplica para las obras convencionales según la Norma. Estos parámetros también pueden modificarse mediante un factor α para obtener la respuesta bajo otras probabilidades de excedencia y períodos de retorno.

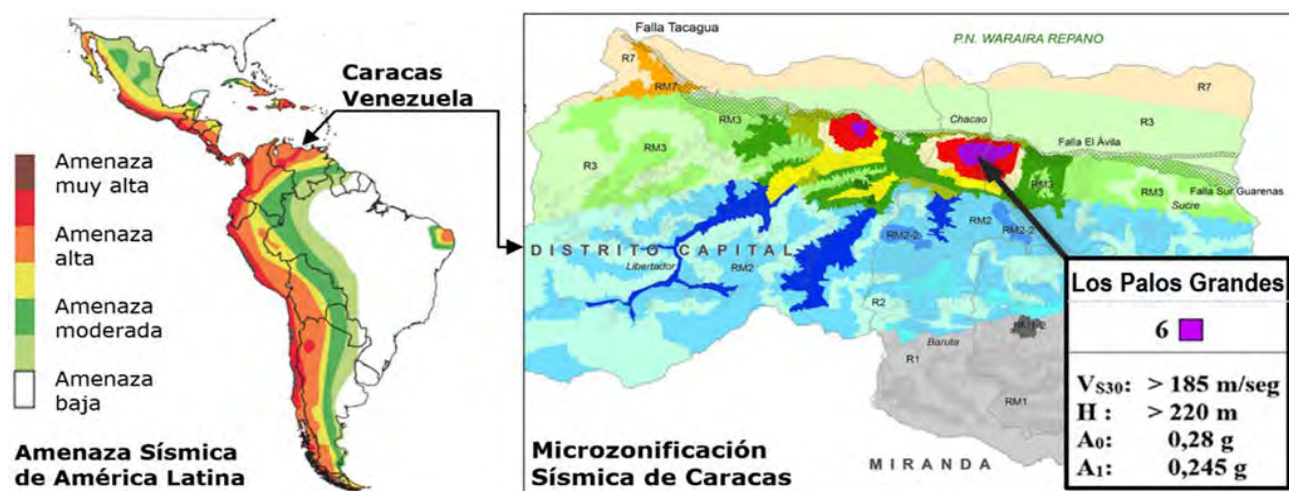


Figura 7.1 Microzonificación Sísmica Correspondiente al área de estudio
Adaptado de Lafuente, Grases & Genatios (2014) y FUNVISIS (2014)

Para el momento del Terremoto de Caracas, la urbanización Los Palos Grande se encontraba densamente poblada de edificios de mediana altura, con 6 o más pisos (Figura 7.2); más del 30% de estos edificios sufrieron daños estructurales, a pesar de que la mayoría tenía menos de diez años y habían sido diseñados conforme al código vigente de ese momento, *MOP 1955: Norma para el Cálculo de Edificios* (Ministerio de Obras Públicas (MOP), 1957).



Vista aérea de Los Palos Grandes en 1967 (Hanson & Degenkolb, 1969) Figura 7.2

La tipología estructural y arquitectónica dominante consistía en pórticos de concreto reforzado con paredes de relleno de mampostería. La Figura 7.3 muestra un par de ejemplos de edificios que se encontraban en construcción en el año 1967.



Edificios típicos en construcción en 1967. Fintel et al. (1967) Figura 7.3

7.3 Desempeño de los edificios ante el sismo

La Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo realizó una evaluación de los daños ocurridos en edificaciones de todo el valle de Caracas, basados en más de mil informes de organismos oficiales y privados, así como ingenieros locales y extranjeros que se dieron a la tarea de estudiar el caso. La

clasificación de daños adoptada por la Comisión se presenta en la Tabla 7.1; luego, la Figura 7.4 muestra la distribución de estos daños en los edificios de Los Palos Grandes.

Tabla 7.1

Clasificación General de daño
(Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo, 1978a)

Tipo	Descripción
00	Sin daño
01	Grietas sólo en paredes.
1	Fisuras en algunos elementos estructurales (pocos elementos en comparación con el total del edificio). Algunas paredes con fisuras o grietas
2	Elementos estructurales agrietados o rotos, localizados en una zona del edificio. La tabiquería dañada en menos de la mitad del edificio
3	Elementos estructurales agrietados o rotos en número apreciable. La tabiquería muy dañada en más de la mitad de los pisos o derrumbada en algunas zonas del edificio
4	Edificio derrumbado total o parcialmente



Figura 7.4

Figura 7.1. Clasificación de daños y número de pisos en edificios.
Adaptado de: Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo (1978a)

Destaca que cuatro de los cinco edificios derrumbados estaban ubicados en las urbanizaciones Los Palos Grandes y Altamira. Se trata de los edificios: Neverí, San José, Mijagual y Palace Corvin (Figura 7.5), los cuales se describen brevemente a continuación.

El edificio **Neverí** tenía 12 niveles y su estructura principal consistía en columnas rectangulares y vigas de carga orientadas este-oeste y vigas planas orientadas norte-sur; el edificio **San José**, de 10 niveles más un sótano, tenía losas nervadas armadas en una sola dirección, apoyadas en vigas planas (Hanson & Degenkolb, 1969); el edificio **Mijagual** contaba con 12 niveles y su estructura consistía en pórticos de carga, con columnas de sección rectangular y vigas planas, orientadas norte-sur; finalmente, el edificio **Palace Corvin**, de 10 niveles, tenía tres cuerpos estructuralmente independientes dispuestos en forma de “H”, con el cuerpo central como núcleo de circulación vertical y los dos cuerpos principales con columnas de sección rectangular y vigas altas, orientadas este-oeste. Solo se derrumbó el cuerpo este de los tres cuerpos del edificio.

Factores comunes en estos cuatro edificios, aparte de haberse derrumbado, son que todos adolecían de irregularidades tipificadas, tanto en planta como en elevación, que les conferían una gran vulnerabilidad ante acciones sísmicas; también que todos eran significativamente más vulnerables ante excitaciones en la dirección norte-sur que ante excitaciones en la dirección este-oeste; además, el desplome presentó una notoria componente en sentido norte o sur en al menos tres de ellos. (Urich A. , 2013).



Edificios colapsados: Neverí, San José (Hanson & Degenkolb, 1969)
Mijagual (Valois, 1967) y Palace Corvin (Steinbrugge, 1967)

Figura 7.5

En el resto de las edificaciones de Los Palos Grandes, destacan las paredes como los elementos más dañados, no hubo casos de daño en la estructura sin que se produjera previamente daño en la tabiquería. Los daños típicos fueron el agrietamiento diagonal o en “x”, característicos de distorsiones en la dirección de la pared, así como también el agrietamiento perimetral en el contacto con el marco estructural que la contiene, típico de desencajamiento de la pared por distorsiones en dirección perpendicular a ésta (Figura 7.6).



Daño típico en paredes. Izquierda (Fintel et al., 1967): grietas diagonales y en “x”. Derecha (Steinbrugge, 1967): grietas perimetrales en el contacto con el marco

Figura 7.6

En los casos más severos, el agrietamiento fue de tal magnitud que desvinculó totalmente porciones de las paredes haciéndolas caer al vacío, tal como se muestra en los ejemplos de la Figura 7.7. Es importante mencionar que, aun cuando la mayor parte de las defunciones ocurrieron en los edificios colapsados, varios fallecimientos y la mayor parte de las lesiones a personas fueron ocasionados por la caída de paredes de mampostería (Skinner, 1969).



**Caída de paredes enteras hacia áreas exteriores del edificio
Izq. (Steinbrugge, 1967). Der. (Milek, 1967)**

Figura 7.7

Con relación a los miembros estructurales, los que presentaron mayor proporción de daños fueron las columnas. La Figura 7.8 muestra ejemplos de daños críticos en algunas columnas que perdieron totalmente su capacidad resistente. Afortunadamente, en estos casos hubo una redistribución de tensiones hacia los miembros estructurales vecinos, evitando así el colapso. También se presentaron daños en vigas y losas, aunque en menor proporción. La Figura 7.9 muestra algunos ejemplos.



Daños en columnas. Izq. (Bertero, 1967). Der. (Steinbrugge, 1967) **Figura 7.8**

Independientemente de que cada edificio es un ente único, con su propia vulnerabilidad, llama mucho la atención que habiendo sido diseñados prácticamente todos bajo las mismas normas, con criterios similares y en un lapso muy corto (aproximadamente 10 años), se hayan derrumbado edificios justo al lado de otros que, siendo aparentemente muy vulnerables, no presentaron ningún síntoma de daño, ni en la estructura, ni en las paredes.

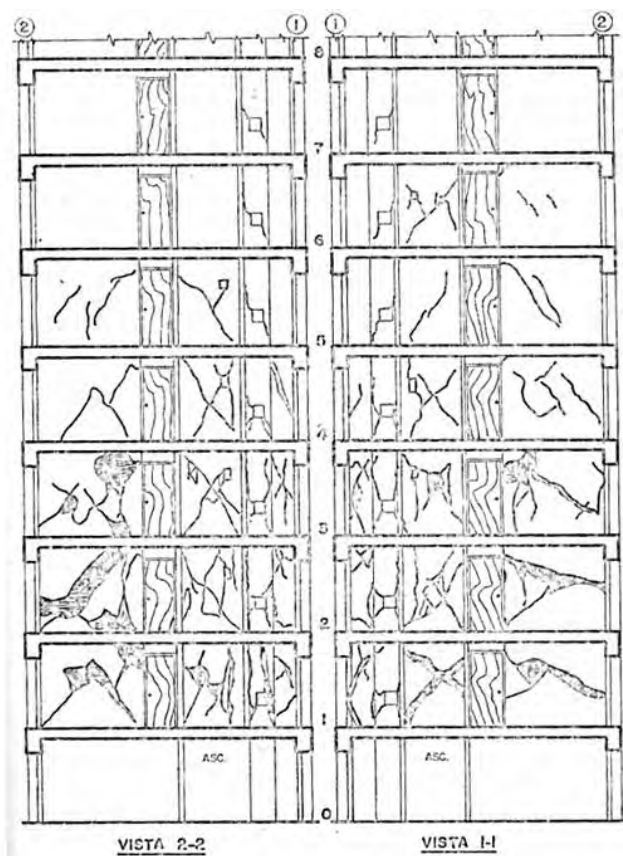


Daños en vigas y losas (Steinbrugge, 1967)

Figura 7.9

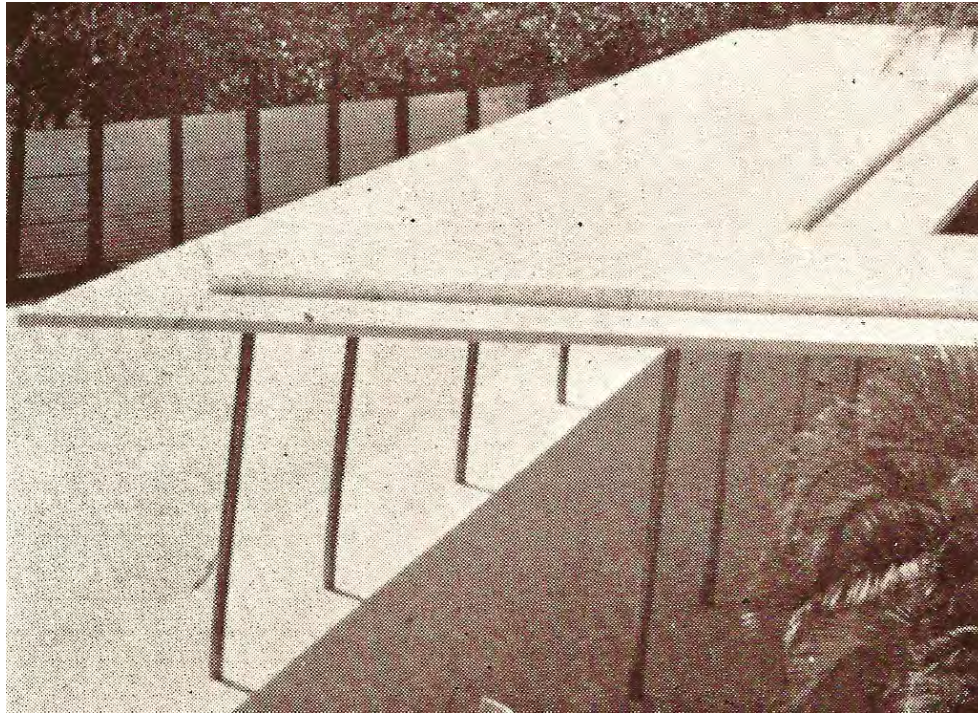
Una de las razones de esta discrecionalidad en el daño fue la coincidencia de una mayor intensidad del movimiento del terreno en la dirección norte-sur, la cual coincidió con la dirección más vulnerable de los edificios más afectados (Urich & López, 2006).

Esta situación también fue advertida por otros autores, por ejemplo: refiriéndose al Petunia I (Figura 7.10), Arcia y Malaver (1974) comentan que “los primeros ocho niveles presentaron grietas diagonales en la tabiquería, muy pronunciadas en dirección norte-sur y escasas en dirección este-oeste”; Grases (1968) indica que “el pasillo de Residencias Unión presentó una deformación remanente en dirección sur”, situación observada también en el pasillo norte del hotel Macuto Sheraton (Figura 7.11); Fintel y otros (1967) también comentan que “los pulsos horizontales en dirección norte-sur fueron predominantes”; coincidiendo con Robson, Canales y Esteva (1968), quienes afirman que la vibración del terreno estuvo “enormemente polarizada en una dirección cercana a la norte sur” (las dos últimas citas son traducidas de la fuentes originales en inglés). Estas observaciones sobre la direccionalidad del sismo coinciden con lo indicado previamente para los cuatro edificios que colapsaron.



Edificio Petunia I. Izquierda: representación de daños en paredes transversales (adaptado de Arcia & Malaver, 1974);
derecha: daños en paredes de fachada (Steinbrugge, 1967)

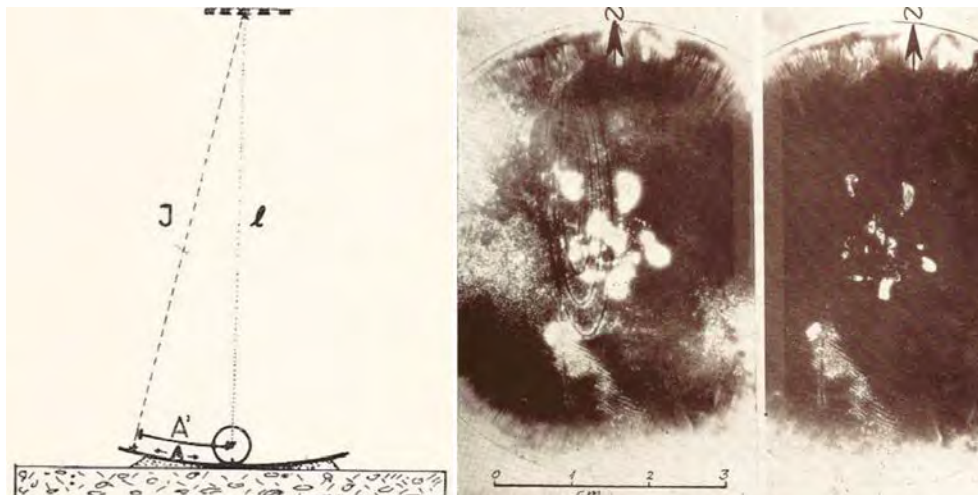
Figura 7.10



Pasillo norte. Hotel Macuto Sheraton (Grases J. , 1968)

Figura 7.11

Otro ejemplo sobre la direccionalidad del movimiento del terreno fue el registro obtenido en un sismoscopio del Observatorio Cajigal. La Figura 7.12 muestra la mayor amplitud de las oscilaciones en la dirección norte-sur, al menos tres veces mayores a las este-oeste.



Sismoscopio (Fiedler, 1968), izquierda: esquema de funcionamiento; derecha: registro (la flecha indica el norte)

Figura 7.12

7.4 Aceleraciones y espectros estimados por otros autores

La mayoría de los estudios realizados hasta la década de 1980 coinciden en asignar aceleraciones del terreno en Caracas entre 0,03 g y 0,05 g en roca y entre 0,06 g y 0,10 g para Los Palos Grandes. Asimismo, coinciden en que las aceleraciones espectrales fueron de 2 a 6 veces mayores en depósitos profundos de suelo con respecto a las estimadas en roca, con una máxima amplificación en el rango de períodos entre 0,7 y 1,3 segundos (e.g.: Alonso, 1975; Borges, Grases y Ravara, 1969; Comisión Presidencial, 1978a; Fiedler, 1968; Grases, 1968; Seed, et al., 1972; Sozen, et al., 1968; Skinner, 1969; Whitman, 1969).

Entre los trabajos más reconocidos de esa época, están las investigaciones encomendadas por la Comisión Presidencial a los profesores Robert V. Whitman y H. Bolton Seed. Ambos estimaron la aceleración del terreno en Los Palos Grandes (LPG) entre 0,06 g y 0,08 g y presentaron los espectros de aceleración que se muestran en las Figuras 7.13 y 7.14.

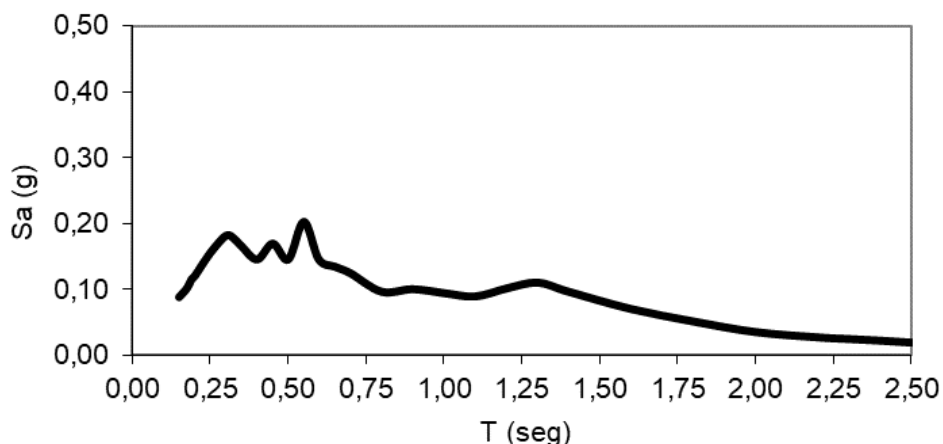


Figura 7.13

Espectro en LPG, adaptado de Whitman (1969)

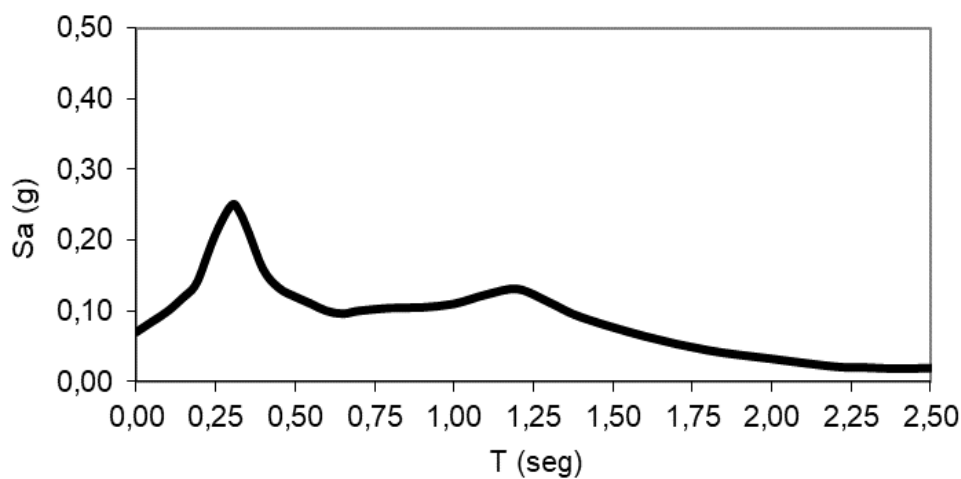
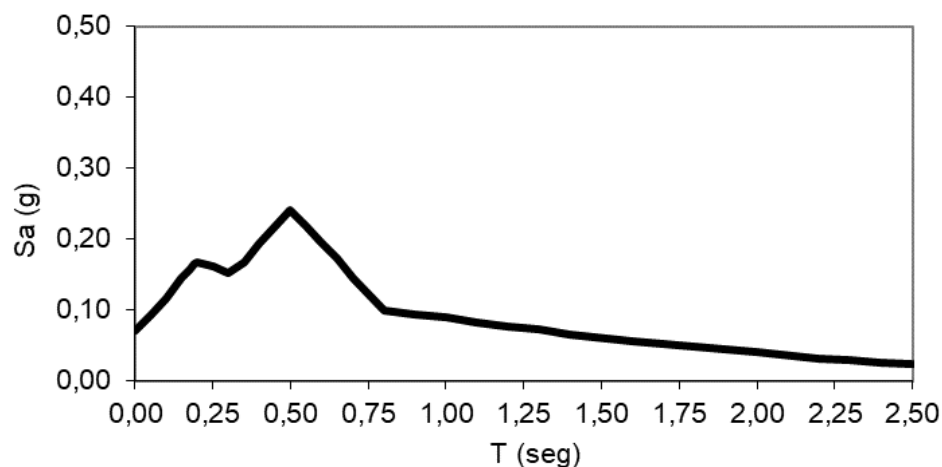


Figura 7.14

Espectro en LPG, adaptado de Seed, et al. (1972)

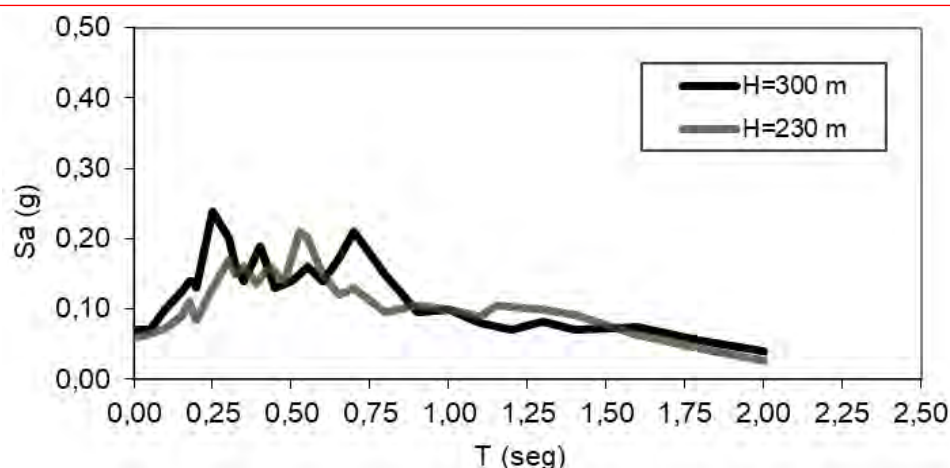
Por otra parte, José Luis Alonso en el año 1975, en un trabajo relativo a la microzonificación sísmica, hace referencia al caso de Los Palos Grandes 1967 y presenta el espectro de aceleraciones que se muestra en la Figura 7.15. También Alonso, en una publicación más reciente (2007), propone espectros de aceleración para varias profundidades de depósitos aluviales del valle de Caracas, la Figura 7.16 muestra el espectro estimado para profundidades de 230 y 300 m. Cabe destacar que este último, aunque aparece en una publicación reciente, corresponde a los datos del sismo que se manejaban en la década de los setenta y ochenta, con aceleraciones máximas cercanas a 0,03 g en roca y 0,06 g en superficie.

Más recientemente, Papageorgiou y Kim (1991) realizaron una simulación de la respuesta dinámica del valle de Caracas, basados en los datos sobre el Terremoto de 1967 publicados por Suárez y Náblek en el año 1990.



Espectro en LPG, adaptado de Alonso (1975)

Figura 7.15



Espectro para Caracas 1967 y profundidades de depósito aluvial entre 230 y 300 m, adaptado de Alonso (2007)

Figura 7.16

Los autores estimaron que las aceleraciones en roca fueron del orden de 0,10 g y que en la zona de depósito aluvional de Los Palos Grandes y Altamira se presentaron aceleraciones pico del terreno entre 0,15 g y 0,21 g, siendo aproximadamente 0,17 g para el sector analizado en este estudio. En su publicación incluyen los espectros de respuesta mostrados en la Figura 7.17.

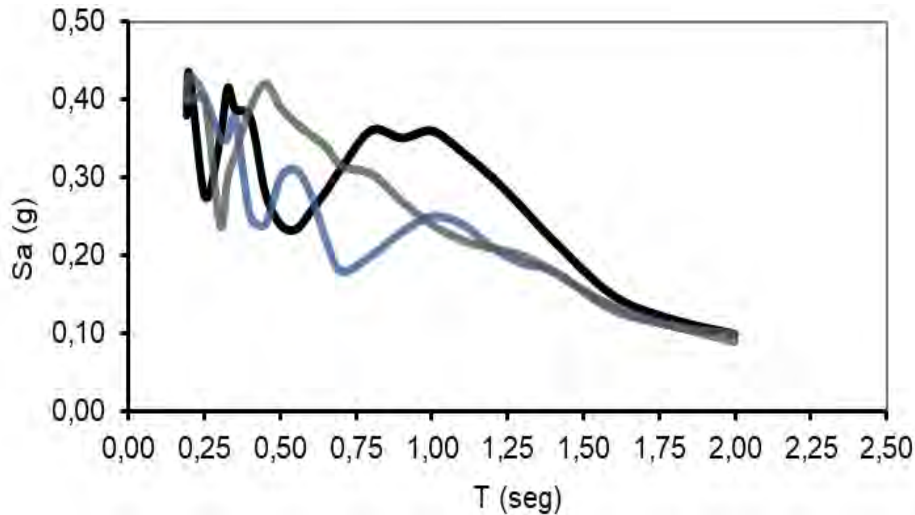


Figura 7.17 Espectros en LPG, adaptado de Papageorgiou y Kim (1991)

En otra publicación reciente, Guerrero y López (2019) estiman una aceleración máxima de 0,19 g para los sedimentos profundos y de 0,12 g en roca, proponiendo el espectro de respuesta que se muestra en la Figura 7.18. Estos resultados se basan en información sismológica actualizada, estudios de microzonificación y la nueva generación de modelos de atenuación de la NGA.

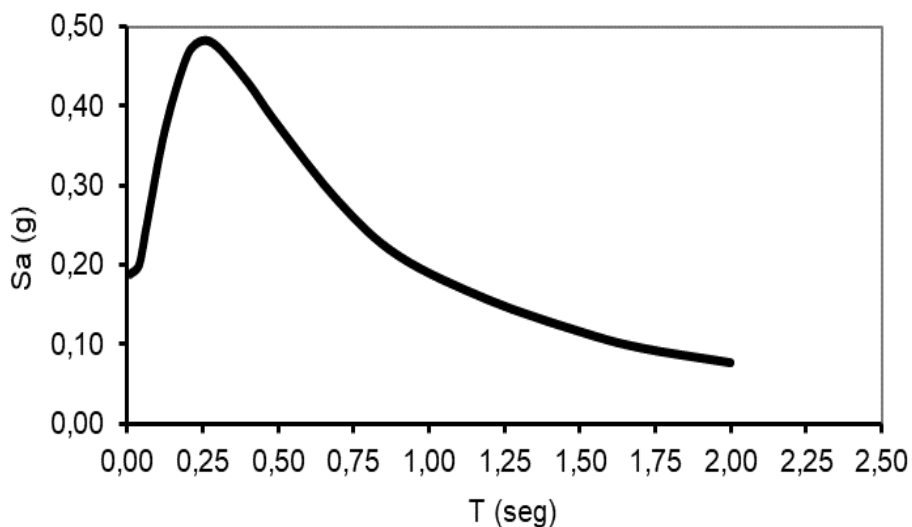


Figura 7.18 Espectro en LPG, adaptado de Guerrero y López (2019)

7.5 Estimación del espectro de pseudo-aceleración a partir del daño

7.5.1 Metodología

El método consiste en estimar espectros probables de pseudo-aceleración, representativos de un sismo y una localidad determinada, a partir la observación de daños en las edificaciones afectadas; para esta estimación, se emplea el denominado método de los coeficientes, que permite calcular el desplazamiento en el tope de un edificio en función de su período efectivo y la aceleración espectral; en este caso particular, se emplea la ecuación referida en la guía para la evaluación y adecuación sísmica de edificaciones existentes (ASCE/SEI 41-17, 2017):

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (7.1)$$

donde:

- δ_t : Desplazamiento máximo esperado en el tope del edificio calculado para un sismo específico.
- C_0 : Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad con el desplazamiento en el tope de un edificio que posee un sistema de varios grados de libertad.
- C_1 : Factor de modificación para relacionar el máximo desplazamiento inelástico esperado con el desplazamiento calculado para una respuesta lineal elástica.
- C_2 : Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos de histéresis y la degradación de rigidez y resistencia que ocurre en el máximo desplazamiento.
- S_a : Aceleración espectral elástica para el período fundamental y amortiguamiento del edificio en la dirección considerada.
- T_e : Período fundamental efectivo del edificio en la dirección considerada.
- g : Aceleración de gravedad.

De la ecuación [1] se puede despejar S_a :

$$S_a = \frac{4\pi^2 \delta_t}{C_0 C_1 C_2 T_e^2 g} \quad (7.2)$$

De esta forma, si se puede estimar el período fundamental efectivo (T_e) en varios edificios de una zona afectada por un sismo, el desplazamiento en el tope (δ_t) y seleccionando adecuadamente los factores C_0 , C_1 , C_2 , se podrán obtener las parejas (T_e ; S_a) correspondientes a las coordenadas probables del espectro elástico de pseudo-aceleraciones para esa localidad y sismo específico.

Versiones preliminares de esta metodología fueron desarrolladas y empleadas por (Urich & López, 2006) y Urich (2013). Más recientemente, el método fue actualizado con las nuevas ecuaciones del ASCE/SEI 41-17 y su validez fue revisada en el caso de Ciudad de México luego del Terremoto de Puebla-Morelos del año 2017, obteniéndose resultados satisfactorios (Urich & López, 2018).

Para la aplicación de este método, la variable esencial por determinar es el desplazamiento máximo esperado en el tope del edificio (δ_t), el cual se puede estimar en función del nivel del daño observado. Este tema se trata con más detalle en la sección 7.5.2.

El período efectivo (T_e) se estimó en este caso a partir de períodos medidos en los edificios luego del sismo, corregidos en función del nivel de daño observado. Este tema se trata con más detalle en la sección 7.5.3.

Para la selección de C_0 , C_1 , C_2 se emplearon los criterios establecidos en la guía ASCE/SEI 41-17. Cabe destacar que C_1 y C_2 son dependientes del coeficiente sísmico de la estructura a nivel de cedencia y del tipo de suelo, sin embargo, esta dependencia es significativa sólo para períodos bajos, mientras que para períodos por encima de 0,5 seg la dependencia es poco significativa.

En este estudio se usó un coeficiente sísmico para la estructura a nivel cedente de 0,10 y el perfil de suelo "Tipo D" referido en dicha guía.

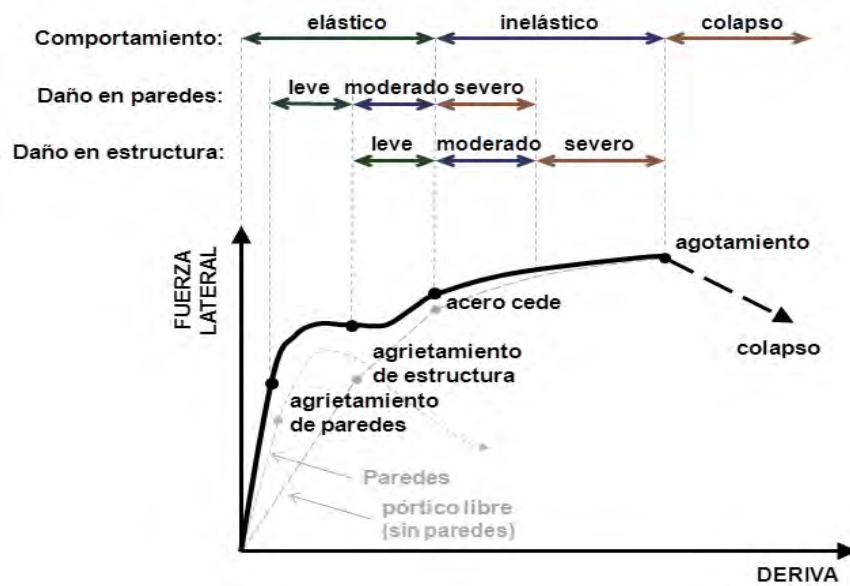
7.5.2 Estimación de la Deriva a partir del daño

Para poder asociar cada nivel de daño a un estado de deformación, se definieron previamente tres niveles de desempeño, tanto para la estructura como para la tabiquería. Los valores escogidos fueron los que presentan mayor coincidencia en la bibliografía especializada. A continuación, en la **Tabla 7.2** se muestra la descripción de los niveles de daño seleccionados.

Tabla 7.2 Niveles de daño

Elemento	Nivel de daño	Descripción
Estructura	Daño leve	Aparición de primeras fisuras o grietas. Comienzo del comportamiento inelástico,
	Daño moderado	Grietas de 1 a 2 mm en elementos estructurales.
	Daño severo	Grietas generalizadas mayores a 3 mm, desprendimiento del recubrimiento.
Tabiquería	Daño leve	Aparición de primeras fisuras o grietas.
	Daño moderado	Grietas de 2 a 4 mm, desprendimiento del friso en aristas de ventanas.
	<i>Daño severo</i>	Grietas extensas en "X" mayores a 1 cm de espesor.

La Figura 7.19 muestra de forma esquemática la relación entre la deriva y los distintos niveles de daño. Se observa como los daños en las paredes y en la estructura ocurren a distintos rangos de deformación; las primeras se dañan para derivas muy bajas, mientras que la estructura alcanza distorsiones mayores.



Relación típica fuerza lateral vs. deriva para distintos niveles de desempeño de pórticos de concreto armado rellenos con paredes de mampostería

Figura 7.19

Se consultó, en distintas referencias, las derivas de piso asociadas a los niveles de daño escogidos. Para su selección, se consideró que se trata de pórticos de concreto armado de baja ductilidad con parades de relleno de mampostería. Con base a esta información se asignó un rango probable de deriva normalizada máxima de piso (δ_i/h) para cada nivel de daño según la clasificación realizada por la Comisión Presidencial. La Tabla 7.3 muestra los valores adoptados en este estudio.

Derivas normalizadas adoptadas para distintos niveles de daño según la clasificación de la Comisión Presidencial

Tabla 7.3

Tipo	Nivel de daño en la estructura	Nivel de daño en la tabiquería	Deriva normalizada (δ_i/h)	
			Rango	Mediana
00	Sin daño	Sin daño	< 0,0020	-
01	Sin daño	Daño leve	0,0010 a 0,0020	0,0015
1	Daño leve	Daño moderado	0,0015 a 0,0025	0,0020
2	Daño moderado	Daño severo	0,0020 a 0,0040	0,0030
3	Daño severo	Daño extremo	0,0030 a 0,0060	0,0045

Para estimar la deriva en el tope del edificio (δ_t) se consideró que la deriva normalizada en los entrepisos que sufren las mayores deformaciones son aproximadamente un 25% mayores que la deriva global normalizada del edificio δ_t/H (Ghobarah, 2004).

7.5.3 Determinación de altura y período fundamental efectivo

Se contó con reportes de la altura (H) y del período fundamental (T) medido en 41 edificaciones (Comisión Presidencial, 1978a y 1978b; Grases, 1968; Hanson y Degenkolb, 1969).

En algunos casos donde no se obtuvo información precisa de la altura, se estimó a partir del valor promedio de altura de entrepiso de 2,80 m, reportado por la Comisión Presidencial (1978b) para los edificios evaluados en Los Palos Grandes.

Es importante destacar que los períodos reportados se refieren a mediciones de vibración realizadas después del sismo ante excitaciones muy pequeñas (fuerzas humanas y viento principalmente), por lo tanto, estos valores deben ser corregidos para hacerlos compatibles con períodos asociados a vibraciones de mayor amplitud.

En este sentido, se puede suponer que los períodos medidos son similares al período fundamental elástico T_i , mientras que para vibraciones de mayor amplitud los períodos se corresponden al período fundamental efectivo T_e . Si se considera que la rigidez lateral efectiva K_e es de 40% a 80% de la rigidez elástica K_i (Paulay & Priestley, 1992), entonces el período fundamental efectivo $T_e = T_i \sqrt{K_i/K_e}$ estará comprendido entre $1,12T_i$ y $1,58T_i$.

Estos valores son consecuentes con los registros acelerográficos obtenidos en los pisos superiores de varios edificios durante el Terremoto de San Fernando en Febrero de 1971, cuya tipología estructural era similar a la de los edificios en Los Palos Grandes (Chopra, 1995; Comisión Presidencial, 1978a y 1978b; COVENIN 1756, 2001).

Considerando lo anterior, se adoptaron los siguientes factores para obtener el período efectivo según el nivel de daño: $T_e/T_i = 1,10$ para daño tipo 01; 1,20 para daño tipo 1; 1,35 para daño tipo 2 y 1,50 para daño tipo 3.

7.5.4 Resultados obtenidos

Empleando la metodología descrita en los puntos anteriores, se obtuvieron las parejas de pseudo-aceleración espectral (S_a) vs. período efectivo (T_e) para todos los edificios de los cuales se disponía información. La Tabla 7.4 muestra el detalle de la data analizada y de los resultados obtenidos.

Se indica el nombre del edificio; el número de pisos (N); el tipo de daño según la clasificación de la Comisión Presidencial, la altura (H) en metros; el período medido en la dirección Norte-Sur (T_{N-S}) en segundos; la deriva estimada en el tope del edificio (δ_t) en metros; los factores C_0 , C_1 y C_2 ; y los resultados de las parejas T_e , S_a en segundos y unidades de g, respectivamente.

Se graficaron las parejas T_e , S_a con los valores puntuales obtenidos y se hicieron regresiones con el fin de conseguir una correlación entre ambas variables. La curva que mejor se ajustó fue una polinómica de orden 6, con un coeficiente de correlación de $r=0,98$. Estos resultados se presenta en la Figura 7.20.

Es importante destacar que los valores reflejados en la Figura 7.20 son válidos sólo para la dirección norte-sur, que como se ha discutido en apartados anteriores, fue la dirección dominante de vibración

del terreno y la que corresponde a la calificación de daños en edificios usada en la selección de los períodos de los edificios y la estimación de las aceleraciones espectrales.

Estimación del espectro a partir del daño

Tabla 7.4

Edificio	N	Daño	T_{N-S}	d_t	C_0	C_1	C_2	T_e	S_a
Amalfi	11	3	0,65	0,11	1,30	1,04	1,01	0,98	0,35
Atlantic	9	3	0,90	0,10	1,30	1,01	1,00	1,35	0,18
Balmoral	14	2	0,71	0,09	1,30	1,03	1,00	0,96	0,31
Blue Palace	18	3	0,90	0,18	1,30	1,02	1,00	1,35	0,31
C. Garden	14	3	1,18	0,14	1,30	1,00	1,00	1,77	0,14
Capri	11	2	0,75	0,07	1,30	1,02	1,00	1,01	0,22
Caromay	18	3	0,96	0,18	1,30	1,01	1,00	1,44	0,27
Castillete	18	3	1,65	0,18	1,30	1,00	1,00	2,48	0,09
Coral	11	2	1,45	0,07	1,30	1,00	1,00	1,96	0,06
Cuarta Av.	10	01	0,50	0,03	1,30	1,10	1,01	0,55	0,31
Don Pedro	16	2	0,88	0,11	1,30	1,02	1,00	1,19	0,23
Doral	10	01	0,57	0,03	1,30	1,05	1,01	0,63	0,25
Guipelia N	16	2	1,58	0,12	1,30	1,00	1,00	2,13	0,08
Guipelia S	17	2	1,23	0,13	1,30	1,00	1,00	1,66	0,14
Hawaii	7	01	0,46	0,02	1,30	1,09	1,01	0,51	0,26
Houston	7	01	0,45	0,02	1,30	1,10	1,01	0,50	0,27
Icabarú	16	2	1,10	0,12	1,30	1,01	1,00	1,49	0,17
Ipasolaz	12	2	1,20	0,08	1,30	1,00	1,00	1,62	0,10
Itaca	16	01	0,80	0,05	1,30	1,02	1,00	0,88	0,21
Le Roc E	15	3	1,06	0,15	1,30	1,01	1,00	1,59	0,18
Le Roc O	15	3	1,49	0,15	1,30	1,00	1,00	2,24	0,09
M. Ávila	6	01	0,32	0,02	1,30	1,31	1,05	0,35	0,37
M. Igueldo	8	01	0,42	0,03	1,30	1,15	1,02	0,46	0,33
P. Corvin	10	3	1,13	0,10	1,30	1,00	1,00	1,70	0,11
Pasaquire	12	2	1,35	0,08	1,30	1,00	1,00	1,82	0,08
Petunia I	15	2	1,42	0,10	1,30	1,00	1,00	1,92	0,08
Petunia II	21	3	1,70	0,21	1,30	1,00	1,00	2,55	0,10
Plaza 1	12	01	0,71	0,04	1,30	1,02	1,00	0,78	0,20
Puerto Santo	18	1	0,80	0,08	1,30	1,02	1,00	0,96	0,26
Royal	10	3	1,43	0,11	1,30	1,00	1,00	2,15	0,08
San Bosco	14	3	0,88	0,14	1,30	1,01	1,00	1,32	0,25
Unión	17	3	1,70	0,17	1,30	1,00	1,00	2,55	0,08
V. Hermosa	10	01	0,62	0,04	1,30	1,04	1,00	0,68	0,24
Valdés	14	2	0,70	0,09	1,30	1,03	1,00	0,95	0,31

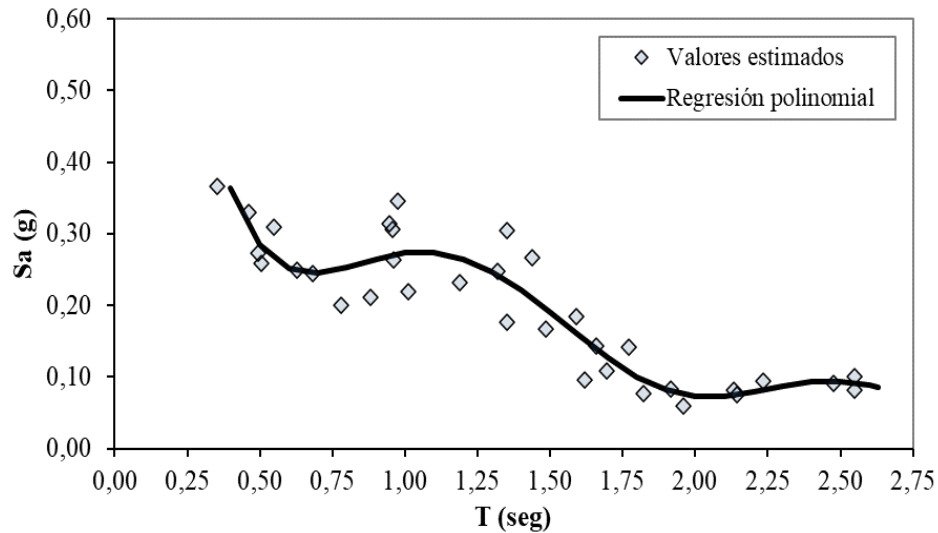


Figura 7.20

Valores (T_e , S_a) estimados a partir del daño en los edificios para el Terremoto de Caracas de 1967 en Los Palos Grandes

7.6 Comparación con los espectros propuestos por otros autores y los espectros de la Norma Venezolana

En la Figura 7.21 se superponen el espectro estimado a partir del daño en los edificios, con los espectros estimados por otros autores en la década de los sesenta y setenta, los cuales fueron discutidos en el punto 7.4. Se observa que las aceleraciones espectrales obtenidas en este trabajo son de 2 a 3 veces mayores a las estimadas en por otros autores en ese momento.

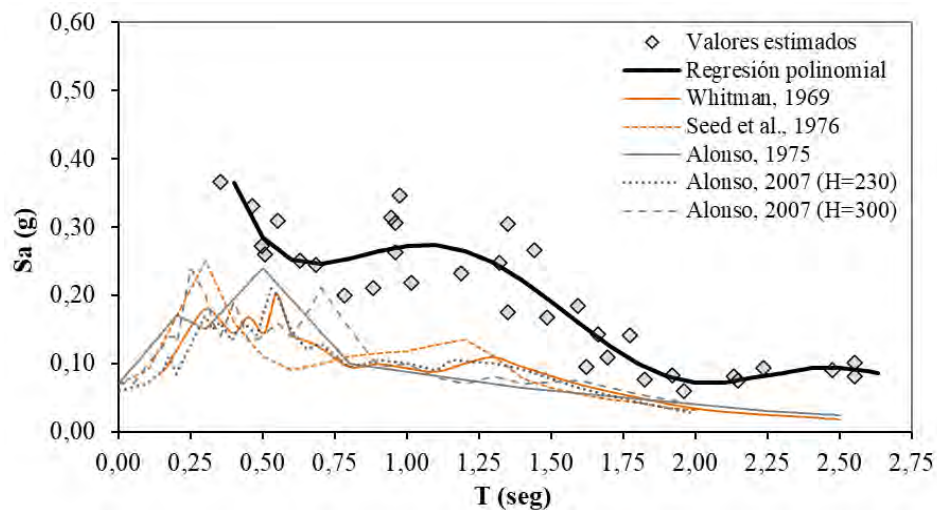
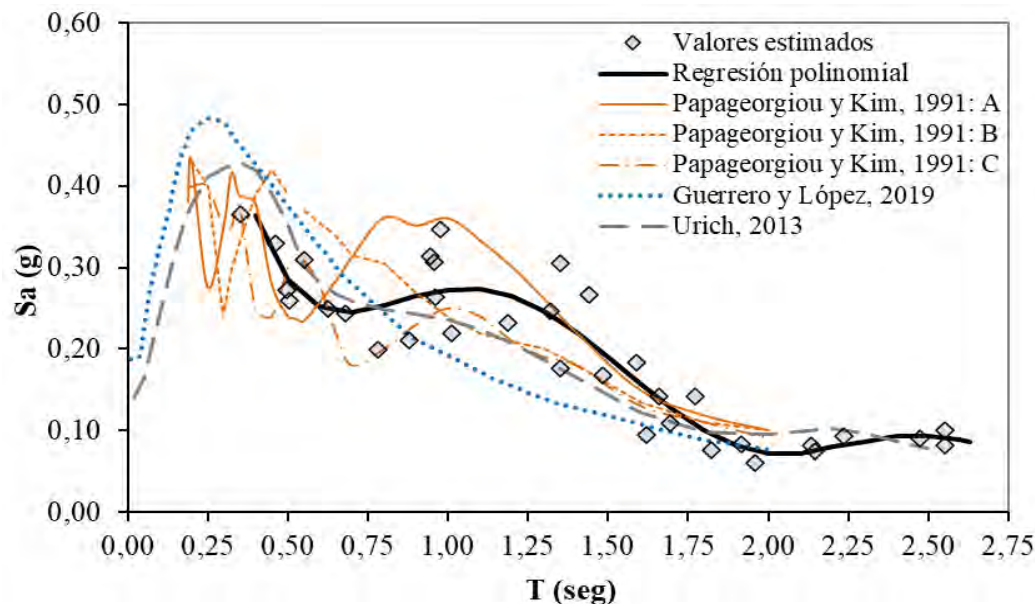


Figura 7.21

Espectro estimado a partir del daño comparado con espectros propuestos por otros autores en estudios de los años sesenta y setenta

En la Figura 7.22 se superponen el espectro estimado a partir del daño, con los estimados por otros autores posteriores a la década de los ochenta, Se observa que los resultados obtenidos en este trabajo se ajustan bastante bien a las propuestas más recientes publicadas por Papageorgiou y Kim (1991) y Guerrero y López (2019). También se hace la comparación con los resultados previos de Urich (2013), donde se aprecia que los cambios en esta nueva propuesta no son muy significativos.



Espectro estimado a partir del daño comparado con espectros propuestos por otros autores en estudios posteriores a los años ochenta

Figura 7.22

También se realizó la comparación con los espectros de respuesta elástica de la Norma Venezolana COVENIN 1756:1-2019. Para obtener los espectros normativos más representativos se consideraron las condiciones de sitio descritas en el apartado 7.2 y Figura 7.1, con un factor de importancia α que condujera a resultados consistentes. La Tabla 7.5 muestra los valores α y su correspondencia con el coeficiente de aceleración del terreno A_A , probabilidad de excedencia y período medio de retorno. El gráfico de la Figura 7.23 muestra los resultados.

Factor de importancia, aceleración del terreno, probabilidad de excedencia y período medio de retorno considerados según COVENIN 1756

Tabla 7.5

Designación	α	A_A	Probabilidad de excedencia	Período medio de retorno
COVENIN PMR 36	0,30	0,16	50% en 25 años	36 años
COVENIN PMR 72	0,45	0,21	50% en 50 años	72 años

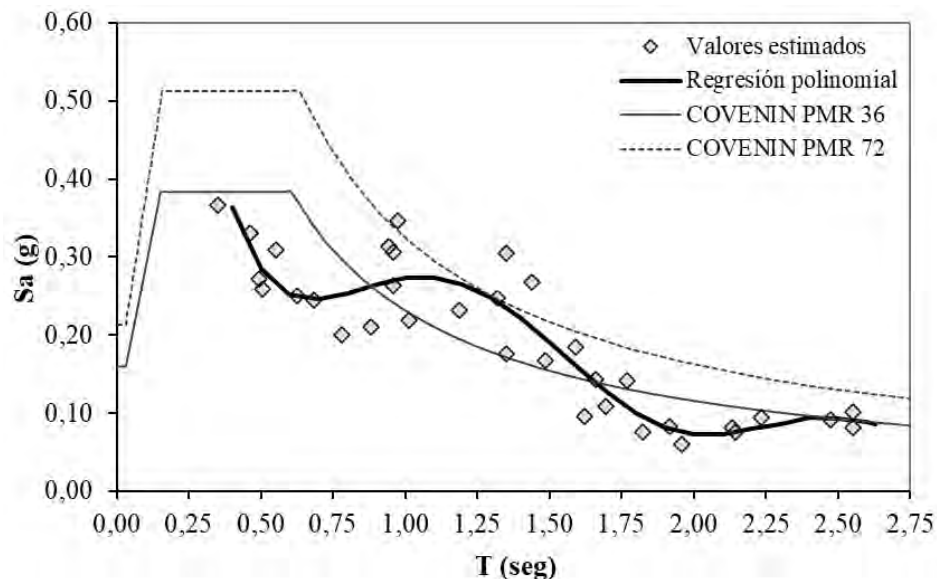


Figura 7.23 Espectro estimado a partir del daño comparado con espectros de la Norma COVENIN 1756:1- 2019

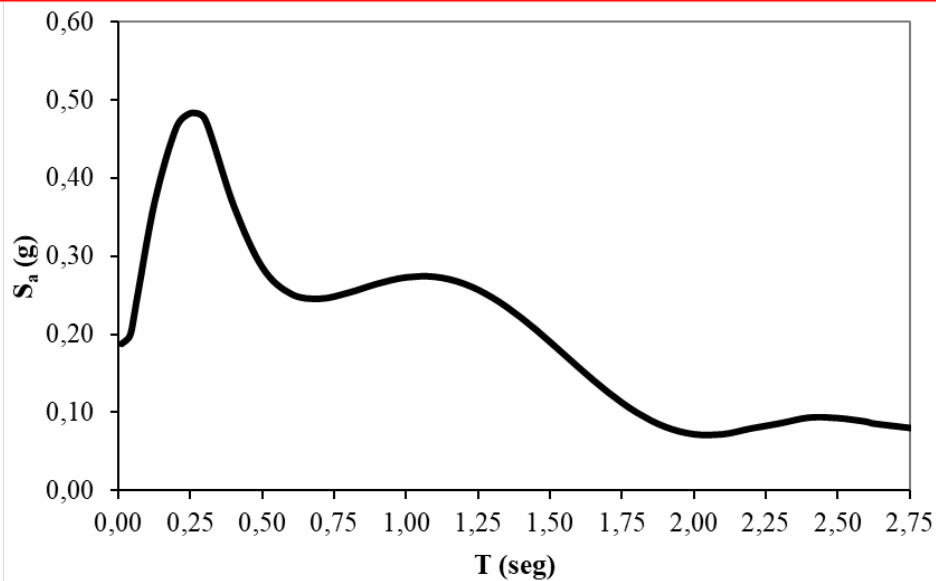
En la Figura 7.23 se observa que, en términos medios, los valores obtenidos en este estudio son similares al espectro de respuesta elástica indicado en la Norma Venezolana COVENIN 1756:1-2019 para las condiciones de sitio de Los Palos Grandes, con aceleración máxima del terreno de 0,16 g, una probabilidad de excedencia de 50% en 25 años y un período medio de retorno de 36 años.

Asimismo, se observa que los valores máximos obtenidos en períodos cercanos a 1,25 segundos, coinciden con los correspondientes a una aceleración máxima del terreno de 0,21 g, una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años y un período medio de retorno de 72 años.

7.7 Espectro de aceleraciones propuesto para Los Palos Grandes

Del análisis de los resultados discutidos en los puntos anteriores, se puede concluir que el Terremoto de Caracas de 1967 produjo una aceleración pico del terreno en Los Palos Grandes entre 0,16 g y 0,21 g, con pseudo-aceleraciones espectrales que presentan un pico cercano a 0,30 g para un período de 1,10 segundos y otro pico de 0,10 cerca de 2,40 segundos.

A los fines de contribuir con el desarrollo de investigaciones sobre los efectos del Terremoto de Caracas de 1967 en las edificaciones de Los Palos Grandes, se propone el uso del espectro de respuesta elástica que se presenta en la Figura 7.24. Este gráfico fue construido de la siguiente forma: para períodos entre 0,40 y 2,60 segundos se usó la regresión polinomial obtenida en este estudio; para períodos menores a 0,40 segundos se usó la propuesta de Guerrero y López (2019), cuyos resultados son consistentes con este estudio; para períodos mayores a 2,60 segundos se usó la propuesta de COVENIN 1756:1-20019 para un período medio de retorno de 36 años, lo cual también se ajusta a los resultados obtenidos en este estudio para períodos altos.



Espectro de pseudo-aceleraciones del Terremoto de Caracas de 1967 en la urbanización Los Palos Grandes, dirección norte-sur **Figura 7.24**

7.8 Conclusiones

Con base en la interpretación de los daños observados en los edificios de la urbanización Los Palos Grandes durante el Terremoto de Caracas de 1967, se estima que la aceleración máxima en el terreno estuvo comprendida entre 0,16 g y 0,21 g, con un pico en las pseudo-aceleraciones espectrales de 0,30 g para un período de 1,10 segundos y otro pico de 0,10 g para períodos cercanos a 2,40 segundos. Estos resultados son válidos únicamente para la dirección dominante del movimiento, norte-sur; para la dirección este-oeste se estima que las aceleraciones fueron significativamente menores.

Las amplitudes del espectro de respuesta obtenido en este estudio son entre dos a tres veces superiores, con relación a las que fueron consideradas en la mayoría de las investigaciones realizadas al menos durante dos décadas después de ocurrido el sismo. Todas las investigaciones coinciden en que hubo una mayor amplificación de las aceleraciones espectrales en superficie versus en roca para un rango de períodos entre 0,7 y 1,3 segundos.

En términos cuantitativos, el espectro de pseudo-aceleraciones propuesto en este estudio es más consistente con los resultados obtenidos por distintos métodos en investigaciones más recientes, tales como las publicadas por Papageorgiou y Kim (1991) y Guerrero y López (2019).

La notable amplificación de la respuesta para períodos cercanos 1,10 segundos es también consistente con el hecho de que los cuatro edificios colapsados tenían una altura entre 10 y 12 pisos. Sumado a las irregularidades que estos edificios poseían, el colapso seguramente se vio influenciado por un efecto de cuasi-resonancia, al coincidir sus períodos naturales con los períodos dominantes del terreno.

Con base en los resultados de este estudio, se estima que las acciones sísmicas ocurridas en 1967 tienen un período medio de retorno entre 40 y 70 años, por lo que se trata de un “sismo frecuente” según la definición incluida en la Norma Venezolana COVENIN 1756:1-2019. Esto llama la atención sobre la posibilidad de ocurrencia de un sismo de intensidad similar en un lapso relativamente corto, así como la vulnerabilidad de las edificaciones construidas antes de 1967 ante acciones sísmicas relativamente bajas.

7.9 Referencias

- Alonso, J. L. (1975). La Microzonificación Sísmica como Elemento Imprescindible en el Planeamiento Urbano. *Boletín N° 304, Colegio de Ingenieros de Venezuela*.
- Alonso, J. L. (2007). *Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones*. Caracas: Fondo Editorial Sidetur.
- Arcia, J. (Julio-Diciembre de 1970). Evaluación de Daños. Terremoto del 29 de Julio de 1967. Caracas Venezuela. *Boletín Técnico IMME*, 8(31-32), 73 a 137.
- Arcia, J., & Malaver, A. (1974). Reparaciones Estructurales de los Edificios Dañados por el Sismo del 29 de Julio de 1967. *I Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica*.
- ASCE/SEI 41-17. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Va. USA: American Society of Civil Engineers .
- Bertero, V. V. (1967). *William G. Godden (vol 4) Collection. National Information Service for Earthquake Engineering EERC, University of California. Berkeley*. Recuperado el 19 de julio de 2011, de <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/image/Goddenxxxx>
- Borges, J. F., Grases, J., & Ravara, A. (1969). Behaviour of Tall Buildings during the Caracas Earthquake of 1967. *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 3, pp. J-2. 107 a 123. Santiago de Chile.
- Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey, USA: Prentice Hall.
- Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo. (1968). *Primera fase del estudio del sismo ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967*. Caracas: Ministerio de Obras Públicas.
- Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo. (1969). The Caracas Earthquake of July 29, 1967. *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 3, págs. J-2. 74 a 89. Santiago de Chile.
- Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo. (1978a). *Segunda Fase del Estudio del Sismo Ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967 (Vol. A)*. Caracas: FUNVISIS.

- Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo. (1978b). *Segunda Fase del Estudio del Sismo Ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967* (Vol. B). Caracas: FUNVISIS.
- COVENIN 1756-1. (2019). *Construcciones sismorresistentes (2da. revisión)*. Caracas. Venezuela.
- Degenkolb, H., & Hanson, R. D. (1969). The July 29, 1967 Venezuela Earthquake: Lessons for the Structural Engineer. *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 3, pp. J-2 90-106. Santiago de Chile.
- Dobry, R. (1997). Lecciones Aportadas por el Terremoto de Caracas a la Incorporación del Efecto de Amplificación del Suelo en los Códigos Sísmicos. *Seminario Sobre el Terremoto de Caracas del 29 de Julio de 1967 - Treinta Años Después*. Caracas.
- Ferrer, F., & Cluff, L. (1969). Caracas, Venezuela Earthquake of July 29, 1967. Soil Engineering and Engineering Geology Observations. *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, (pp. J-2. 151 a 16). Santiago de Chile.
- Fiedler, G. (Julio-Diciembre de 1968). Estudio Sismológico de la Región de Caracas con Relación al Terremoto del 29 de Julio de 1967. *Boletín Técnico del IMME*(Nº 23-24).
- Fintel, M., Nieves, J. M., Jobse, H. J., Armheim, J. E., & Griffin, P. (1967). *Preliminary Report. The behavior of reinforced concrete structures in Caracas, Venezuela, earthquake of July 29, 1967*. Chicago, USA: Portland Cement Association.
- FUNVISIS. (2009). Proyecto de Microzonificación Sísmica en las Ciudades Caracas y Barquisimeto (FONACIT 200400738). Informe Técnico Final. Volumen 1 Caracas. Caracas: Ministerio de Ciencia y Tecnología - FUNVISIS.
- FUNVISIS (2014) Mapa de Microzonificación Sísmica de Caracas. MPP para la Educación Universitaria, Ciencia y Tecnología. Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas. Venezuela.
- Ghobarah, A. (2004). On Drift Limits Associated with Different Damage Levels. *International Workshop on Performance-Based Seismic Design. Concepts and Implementation*. Bled, Slovenia (págs. 321-332). Berkeley: The Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Grases, J. (Julio-Septiembre de 1968). El Sismo de Caracas de 1967. Estudios Orientados Hacia su Interpretación a Partir del Comportamiento de Estructuras. *Boletín Técnico IMME*, 6(23-24), 3-125.
- Grases, J. (2005). Algunas Contribuciones de Günther Fiedler a la Sismología Venezolana. *Revista Geográfica Venezolana, Número Especial*, 257-266.
- Guerrero, A., & López, O. (2019). Espectro de Respuesta del Sismo de Caracas de 1967. *Rev. Téc. Ing. Univ. Zulia*, 42(3), 104-151. doi:10.22209/rt.v42n3a01

- Hanson, R. D., & Degenkolb, H. J. (1969). The Venezuela Earthquake. July 29, 1967. New York, USA: American Iron and Steel Institute.
- Lafuente, M., Grases, J., & Genatios, C. (2014). Revisión de la Normativa Sísmica en América Latina. Geopolis, Caracas: CAF. Descargado de <https://scioteca.caf.com/handle/123456789/897>.
- Milek, W. A. (1967). *Robert A. Olson Image Collection. National Information Service for Earthquake Engineering EERC, University of California. Berkeley*. Recuperado el 19 de 07 de 2011, de <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/image/Rxxxx>
- Ministerio de Obras Públicas (MOP). (1957). *MOP 1955: Normas para el Cálculo de Edificios*. Caracas, Venezuela: Ministerio de Obras Públicas.
- Papageorgiou, A. S., & Kim, J. (1991, December). Study of the Propagation and Amplification of Seismic Waves in Caracas Valley with Reference to The 29 July 1967 Earthquake: Sh Waves. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 81(6), 2214-2233.
- Papageorgiou, A., & Kim, J. (1993). Propagation and Amplification of Seismic Waves in 2-D Valleys Excited by Obliquely Incident P- and Sv- Waves. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22(2), 167-182.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. USA: John Wiley & Sons, INC.
- Rial, J. A. (Junio de 1977). El Terremoto de Caracas de 1967. Estudio del Proceso Focal (Investigación En Proceso). *Boletín del IMME*, XV(57-58).
- Rial, J. A. (Nov. de 1978). The Caracas, Venezuela, Earthquake of July 1967: A Multiple-Source Event. *Journal of Geophysical Research*, 83(B11), 5405-5414.
- Robson, G. R., Canales, L., & Esteva, L. (1968). *Venezuela. The Caracas Earthquake of July 1967*. Paris: UNESCO, Serial N° 571/BMS.RD/AVS.
- Seed, H. B., Whitman, R. V., Dezfulian, H., Dobry, R., & Idriss, I. M. (1972, Agosto). Relationships between soil conditions and building damage in the 1967 Caracas Earthquake. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE*.
- Skinner, R. I. (1969). Damage Mechanisms and Design Lessons from Caracas. *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 3, págs. J-2. 124 a 136. Santiago de Chile.
- Sozen, M. A., Jennings, P. C., Matthiensen, R., & Housner, G. W. (1968). *Engineering Report on the Caracas Earthquake of July 29, 1967*. Washington National Academy of Sciences.

- Steinbrugge, K. (1967). *EQIIS and Karl Steinbrugge Image Database. National Information Service for Earthquake Engineering. University of California. Berkeley*. Recuperado el 2008, de http://nisee.berkeley.edu/visual_resources/steinbrugge_collection.html
- Suárez, G., & Náblek, J. (10 de October de 1990). The 1967 Caracas Earthquake: Fault Geometry, Direction of Rupture Propagation and Seismotectonic Implications. *Journal of Geophysical Research*, 95(B11), 17459-17474.
- Urich, A. (2013). *Desempeño de Edificios y Acciones Sísmicas en Los Palos Grandes 1967*. Tesis de M.Sc. Tutor: Oscar A. López, Universidad Central de Venezuela. Facultad de Ingeniería, Caracas.
- Urich, A., & López, O. (2006). Importancia de la Orientación de los Planos Resistentes en el Desempeño Sísmico de Edificios en Los Palos Grandes 1967. *VIII Convesis - Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica*. Valencia, Edo. Carabobo.
- Urich, A., & López, O. (2018). Estimación de Espectros Luego de un Sismo con Base en los Daños Observados en Edificios. *XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Campeche: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Valois, F. (1967). *Karl Steinbrugge Image Collection. National Information Service for Earthquake Engineering EERC, University of California. Berkeley*. Recuperado el 19 de julio de 2011, de <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/image/Sxxxx>
- Whitman, R. (1969). *Effect of Soil Conditions upon Damage to Structures; Caracas Earthquake of July 29, 1967*. Cambridge: Report to Presidential Commission for Study of the Earthquake.