

INFLUENCIA DEL COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE PÓRTICOS ESPECIALES DE HORMIGÓN ARMADO EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES

por
CHRISTIAN VILLALOBOS SOTO

Tesis sometida en cumplimiento parcial de los requisitos para el grado de

**MAESTRO EN CIENCIAS
EN
INGENIERIA CIVIL**

**UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO
RECINTO UNIVERSITARIO DE MAYAGÜEZ
2016**

Aprobado por:

José A. Martínez-Cruzado, PhD
Miembro, Comité Graduado

Fecha

Ricardo R. López-Rodríguez, PhD
Miembro, Comité Graduado

Fecha

Luis E. Suárez-Colche, PhD
Presidente, Comité Graduado

Fecha

Víctor Huérfano, PhD
Representante de Estudios Graduados

Fecha

Ismael Pagán-Trinidad, MSCE
Director del Departamento de
Ingeniería Civil y Agrimensura

Fecha

RESUMEN

Se ha demostrado que considerar la respuesta sísmica de los componentes no estructurales de un edificio es de vital importancia, ya que en muchas ocasiones edificios bien diseñados sobreviven el sismo pero su funcionamiento se ve impedido por la falla de estos componentes. También en instalaciones especiales como hospitales y plantas nucleares, estos constituyen un gran porcentaje del costo total de la edificación, la cual es de gran importancia que continúe en funcionamiento luego de una catástrofe. Es por esto que el enfoque principal de esta investigación fue contribuir al mejor entendimiento de la demanda debido a sismos fuertes en elementos no estructurales. En especial se consideró la aceleración absoluta producida en equipos sensitivos a la aceleración, como por ejemplo equipos en cuartos de máquinas. La forma cómo se calcula la respuesta sísmica de equipos y componentes no estructurales varía, dependiendo si estos sistemas pueden considerarse como rígidos o flexibles.

Para llevar a cabo este estudio, se modelaron cinco edificios como pórticos en dos dimensiones y se analizaron y diseñaron con el programa SAP2000, los cuales varían en sus dimensiones, tanto de altura como en los tamaños de sus tramos. A cada uno de los edificios se le realizó un análisis de historial en el tiempo (“time history analysis”) tanto lineal como no lineal, con el objetivo de poder observar el efecto que tiene el considerar la no linealidad de un edificio cuando se generan los espectros de piso. También se quiso ver cómo es la distribución de las aceleraciones absolutas por pisos. En este proyecto no se sometieron las estructuras a diferentes terremotos sino que se generó un terremoto artificial compatible con el espectro de diseño del código IBC-09 de la ciudad donde se localiza la estructura. Se supuso que la estructura está localizada en San Juan, Puerto Rico. El método utilizado para generar el terremoto artificial se basa en la Transformada Wavelet Continua que ha sido implementado en un código de Matlab llamado ArtifQuakeLetII. Para el análisis no lineal con el programa SAP2000, a cada pórtico se le instalaron resortes dentro del largo plástico del elemento estructural (vigas y columnas) a los cuales se le asignaron las propiedades no lineales de cada grado de libertad. En este caso se le asignaron a los resortes las propiedades de momento-rotación del elemento estructural generados con el código de Matlab llamado CUMBIA (Montejo y Kowalsky, 2007). También se utilizaron los parámetros del Análisis Histerético de Pivote para considerar el efecto que tiene una carga cíclica en la disipación de energía de la sección.

Al realizar este estudio se comprobó que la distribución de las aceleraciones absolutas máximas de piso varía para cada edificio, ya que los cinco edificios mostraron comportamientos distintos. Por otro lado, los resultados demostraron que no es posible encontrar un patrón entre las respuestas lineales y no lineales con sólo variar el amortiguamiento. Por ende, estimar las aceleraciones absolutas de piso no

lineales aproximándolas con un análisis lineal dado un valor de amortiguamiento no es viable. Se encontró que las recomendaciones del ASCE 7-05 para el cómputo de las aceleraciones absolutas máximas sobreestiman de gran manera sus valores. Relacionado a los espectros de piso, se encontró que los picos se generan en los periodos naturales de los modos principales de la estructura. Este comportamiento se observó para el caso lineal y el no lineal. También el comportamiento de estos picos es distinto para cada uno de los pisos de un edificio, ya que depende de los modos del edificio y, por ende, de la magnitud de la aceleración absoluta máxima en ese piso a causa del sismo. Por último, las funciones de transferencia obtenidas mediante un análisis no lineal muestran que los modos superiores influyen más en la respuesta de aceleraciones del edificio, comparado con el caso lineal.

ABSTRACT

It has been demonstrated that it is important to consider the seismic response of nonstructural components because in numerous occasions well-designed buildings survive earthquake events, but its functionality is hampered by the failure of these components. In special facilities such as hospitals and nuclear power plants, these components represent a large percentage of the total cost of the building, which is essential that be able to continue its operations after a disaster. For this reason, the main focus of this research was to contribute to a better understanding of the demand imposed by strong earthquakes in nonstructural elements. The absolute acceleration produced in equipment sensitive to accelerations, e.g. machine room equipment, was studied. The method to compute the seismic response of nonstructural components varies depending on whether the element can be considered as rigid or flexible.

To carry out this study, five buildings modeled as two-dimensional frames were analyzed and designed with the program SAP2000, varying their sizes, heights and number of bays. Linear and nonlinear time history analyses were performed on each building to observe the effect of considering the structural nonlinearity on the floor response spectra. Other objective of this study was to examine the distribution of absolute floor accelerations and compare the results with the provisions of the ASCE 7-05 Standard. The structures were not subjected to different earthquake ground motions, but rather to an artificial earthquake compatible with the design spectrum of the IBC-09 code for San Juan, PR, where the structure is assumed to be located. The method used to generate the artificial earthquake is based on the Continuous Wavelet Transform implemented in a Matlab code called ArtifQuakeLetII. For the nonlinear analysis of each building, springs were used located inside the plastic length of the structural elements (beams and columns), where all nonlinear properties of each degree of freedom were assigned. In this case the nonlinear properties assigned to the springs were the moment-rotation curve of the structural elements generated with a Matlab code called CUMBIA (Montejo & Kowalsky, 2007). In addition, the Pivot Hysteretic Analysis parameters were selected to consider the effects of the cyclic loading on the energy dissipation.

It was found that the distribution of the maximum absolute floor accelerations varied for each building since the five structures showed different behaviors. The results showed that it is not possible to find a match between the linear and nonlinear responses by only varying the damping ratio. Thus, estimating the absolute floor acceleration of a nonlinear building with a linear analysis and modifying the damping value is not feasible. It was found that when the guidelines of the ASCE 7-05 Standard are used to calculate the maximum absolute floor accelerations, they overestimate their values. With regard to the floor response spectra, it was observed that both for the linear and nonlinear cases, the peaks are

associated to the natural periods of the principal modes of the structure. Furthermore, the behavior of these peaks is different for each of the floors, since it depends on the modes of the building, and therefore, on the magnitude of the maximum floor accelerations due to the earthquake. Finally the transfer functions obtained from a nonlinear analysis showed that, unlike in the linear case, the higher modes have a greater influence on the building's acceleration response.

Este logro se lo dedico a mis padres, mis hermanos y a mi esposa, ya que sin su apoyo incondicional y motivación no hubiera podido culminar este proyecto.

RECONOCIMIENTOS

Primero que todo quiero darle gracias a Dios por darme la fortaleza para poder culminar esta etapa tan importante en mi vida. Agradezco de una manera muy especial a mis padres Eliseo Villalobos y Cruz M. Soto por proveerme las herramientas para llegar hasta aquí. Sin su ayuda esto no hubiera sido posible, ya que me inculcaron valores y me enseñaron la importancia de trabajar duro para obtener recompensas. También, le agradezco grandemente a mi hoy esposa, Arline D. Pagán la cual estuvo apoyándome durante toda mi carrera universitaria y me dio el espacio para poder trabajar en este proyecto.

Quiero darle las gracias al Dr. Luis Suárez Colche por su ayuda, consejos y direcciones. Para mí fue un honor trabajar con usted, ya que gracias a su dedicación y compromiso con educar a los ingenieros de la nueva generación, me sirvió de motivación para realizar estudios en la ingeniería estructural. También quiero darle las gracias a los miembros de mi comité: Dr. Ricardo López y Dr. José Martínez Cruzado, los cuales me sirvieron de guía para poder culminar con este trabajo. Por otro lado quiero reconocer a la hoy Dra. Yvonne González, la cual siendo estudiante doctoral, me proveyó las herramientas y compartió sus conocimientos para poder comenzar con esta investigación. Por último, pero no menos importante quiero agradecerle al Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura por darme la oportunidad de obtener una ayudantía de cátedra con la cual pude crecer como profesional y sufragar los gastos de mis estudios graduados.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN	ii
ABSTRACT.....	iv
RECONOCIMIENTOS	vii
TABLA DE CONTENIDO.....	viii
TABLA DE FIGURAS	x
LISTA DE TABLAS	xiii
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 Justificación	1
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Metodología.....	3
1.3.1 Selección del Registro Sísmico.....	3
1.3.2 Generación de Modelos Numéricos de Edificios.....	6
1.3.3 Modelos Inelásticos de los Pórticos	7
1.3.4 Análisis de los Resultados: Espectros de Respuesta de Piso	8
1.4 Organización de la tesis	8
2 REVISIÓN DE LITERATURA.....	10
2.1 Estudios previos.....	10
2.2 Análisis en Historial de Tiempo.....	18
2.2.1 El modelo de amortiguamiento de Rayleigh.....	20
2.3 Espectros de Respuesta de Piso	21
2.4 Disposiciones del Código ASCE 7-05 para Elementos No Estructurales.....	21
2.5 Análisis Dinámico Incremental.....	24
3 DISEÑO Y MODELAJE DE LOS EDIFICIOS.....	25
3.1 Diseño Estructural.....	25
3.2 Diagramas de Momento-Rotación	28
3.3 Modelo de Histéresis de Pivote.....	31
3.4 Modelaje con SAP2000 usando el elemento "nonlinear link"	34
3.5 Generación de acelerograma compatible	38
3.6 Análisis lineal de historial en el tiempo	40
4 RESULTADOS DEL ESTUDIO.....	41
4.1 Aceleración absoluta máxima de pisos	41

4.2	Aceleraciones absolutas de piso según las disposiciones del ASCE-7 05	44
4.3	Espectros de respuesta de pisos	46
4.4	Fuerzas en los soportes del equipo.....	61
4.4.1	Equipo Rígido	62
4.4.2	Equipo Flexible.....	64
5	RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	68
5.1	Resumen.....	68
5.2	Conclusiones	68
5.2.1	Aceleraciones absolutas de piso.....	68
5.2.2	Espectros de respuestas de piso	69
5.3	Recomendaciones	70
6	REFERENCIAS.....	71
7	APÉNDICES.....	73

TABLA DE FIGURAS

Figura 1.1. Zonas de fallas sísmicas consideradas para Puerto Rico (Irizarry, 1999).	4
Figura 1.2. Envolvente no suavizada de los espectros de respuesta para la ciudad de San Juan (Irizarry, 1999).	5
Figura 1.3. Registro del terremoto Miyagi, Japón, de 1978.	6
Figura 1.4. Espectro de diseño para la ciudad de San Juan, Puerto Rico, según el IBC 2009.	7
Figura 2.1 Modelos estructurales utilizados en el estudio y los pisos de donde se obtuvieron los espectros (tomado de Sankaranarayanan y Medina, 2007).	12
Figura 2.2 Efecto del amortiguamiento del componente localizado en el techo de un edificio de 9 pisos (tomado de Sankaranarayanan y Medina, 2007).	12
Figura 2.3 Aceleraciones pico de pisos normalizadas en función de la altura relativa para diferentes estructuras (tomado de Lepage et al., 2012).	13
Figura 2.4 Espectro de aceleraciones de piso para la estructura de 12 pisos con $\xi = 0.05$ y la ecuación propuesta (tomado de Lepage et al., 2012).	14
Figura 2.5 Comparación de la amplificación de aceleraciones del componente colocado en el techo del edificio B3 (tomado de Wieser et al., 2013).	15
Figura 2.6 Variación de la razón entre la aceleración espectral de piso y la del suelo para cada altura de piso y para los primeros dos modos de un equipo con amortiguamiento de 5% (tomado de Wieser et al., 2013).	15
Figura 2.7 Pórticos considerados de los edificios flexibles y rígidos (tomado de Chaudhuri and Villaverde, 2008).	17
Figura 3.1 Espectro de diseño para la ciudad de San Juan, Puerto Rico según el IBC 2009.	26
Figura 3.2. Pórtico 1H3 con sus respectivas dimensiones	27
Figura 3.3. Detalles estructurales para los elementos de vigas y columnas para el edificio 1H3	28
Figura 3.4. Efecto de la carga axial en la curva de momento-rotación	29
Figura 3.5. Comparación del diagrama de momento-curvatura utilizando los programas SAP2000 y CUMBIA	30
Figura 3.6. Diagrama de Momento-Rotación de columna del primer piso del edificio 1H3.	30
Figura 3.7. Diagramas de contorno para a) α_i ; b) β_i (Dowell et al., 1998).	31
Figura 3.8 Modelo del Análisis Histerético de Pivote (SAP2000).	32
Figura 3.9 Variación del parámetro α con respecto a k_α (Sharma et al., 2013).	32
Figura 3.10 Comparación del modelo del Análisis Histerético de Pivote con un análisis experimental (Sharma et al., 2013).	33

Figura 3.11 Diagrama ilustrativo de los momentos internos de un elemento, según SAP2000.	34
Figura 3.12 Diagrama ilustrando la localización de los "links" en las secciones de vigas y columnas de los edificios.....	35
Figura 3.13 Primera ventana de SAP2000 donde se entran las propiedades del "link".	36
Figura 3.14 Ventana donde se introducen las propiedades no lineales del resorte específico.	37
Figura 3.15 Terremoto compatible con el espectro de diseño para San Juan, Puerto Rico, obtenido con el programa ArtifQuakeLetII.....	39
Figura 3.16 Espectro de respuesta del terremoto artificial generado (en verde), espectro de diseño IBC-09 para San Juan (en rojo) y espectro de respuesta del terremoto original, Miyagi 1978 (en azul).39	39
Figura 3.17 Espectro de diseño de San Juan, Puerto Rico incluyendo los periodos fundamentales de los edificios estudiados.....	40
Figura 4.1 Comparación de aceleraciones absolutas obtenidas para los casos lineales y el no lineal en el edificio 1H3.	42
Figura 4.2 Comparación de aceleraciones absolutas obtenidas para los casos lineales y no lineales en el edificio: a) 2H5, b) 3H7, c) 4H9 y d) 5H12.....	43
Figura 4.3 Ciclo de histéresis obtenido con el análisis no lineal en SAP2000 para una de las vigas del primer piso del edificio 1H3 (unidades en kip-ft).....	44
Figura 4.4 Comparación de los valores de aceleraciones absolutas del caso lineal, no lineal y según el Capítulo 13 de ASCE-7 05 para el edificio 1H3.	45
Figura 4.5 Comparación de los valores de aceleraciones absolutas del caso lineal y no lineal con la calculada según las recomendaciones de ASCE-7 05 para el edificio: a) 2H5, b) 3H7, c) 4H9 y d) 5H2.	46
Figura 4.6 Registro de aceleración absoluta en el piso 2 del edificio 1H3 debido al terremoto artificial aplicado en la base.	47
Figura 4.7 Espectro de respuesta del piso 2 del edificio 1H3 debido al terremoto artificial obtenido con un análisis lineal.	48
Figura 4.8 Ciclo de histéresis de una columna del primer piso del edificio 1H3 como resultado del análisis dinámico incremental.....	49
Figura 4.9 Comparación de los espectros de piso del nivel 2 del edificio 1H3 para los casos lineal y no lineales con tres niveles de PGA.	50
Figura 4.10 Comparación de los espectros de respuesta de piso bajo diferentes intensidades y análisis. a) piso 4 del edificio 2H5, b) piso 5 del edificio 3H7, c) piso 8 del edificio 4H9 y d) piso 9 del edificio 5H2.	51

Figura 4.11 Espectro de Fourier del registro compatible con el espectro de diseño de la ciudad de San Juan utilizado en este estudio.	53
Figura 4.12 Función de Transferencia (FT) lineal y no lineal del edificio 1H3.	54
Figura 4.13 Función de Transferencia lineal y no lineal de los edificios: a) 2H5, b) 3H7, c) 4H9 y d) 5H12.	55
Figura 4.14 Espectro de Fourier del sismo artificial y la Función de Transferencia del edificio 3H7 no lineal.	57
Figura 4.15 Historial de aceleraciones en el techo del edificio 3H7 para el caso lineal y el no lineal.	58
Figura 4.16. Modelo de amortiguamiento de Rayleigh para el edificio 3H7, caso no lineal.	58
Figura 4.17 Espectro de piso (en el techo) generado con la respuesta lineal y no lineal del edificio 1H3.	59
Figura 4.18 Espectros de piso (techo) generados con la respuesta lineal y no lineal del edificio a) 2H5, b) 3H7, c) 4H9 y d) 5H12.	60
Figura 4.19 Equipo "Carrier Weathermaker 50A" colocado en el techo del edificio 5H12 (tomado de www.carrier.com).	62
Figura 4.20 Historial de aceleraciones absolutas obtenidas en el techo del edificio 5H12 modelado de forma lineal y no lineal.	63
Figura 4.21 Espectro de respuesta de piso de un sistema de un grado de libertad localizado en el techo del edificio 5H12 para una razón de amortiguamiento ξ de 5%.	63
Figura 4.22 Historial de aceleraciones absolutas obtenidas en el piso 9 del edificio 5H12 modelado de forma lineal y no lineal.	65
Figura 4.23 Modelo en SAP2000 del "rack" localizado en el piso 9 del edificio 5H12.	65
Figura 4.24 Espectro de respuesta de piso para un sistema de un grado de libertad localizado en el piso 9 del edificio 5H12 con una razón de amortiguamiento viscoso ξ de 5%.	67

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1 Características de las zonas de falla establecidas para Puerto Rico (Irizarry, 1999)	4
Tabla 2.1. Coeficientes de Sitio F_a según la Tabla 11.4-1 del ASCE-7	23
Tabla 2.2. Aceleraciones espectrales de mapa para los municipios de Puerto Rico en %g.	23
Tabla 3.1. Descripción de los pórticos del estudio.....	27
Tabla 4.1 Comparación de periodos naturales de los edificios (caso lineal y no lineal).....	56

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Justificación

Los eventos sísmicos a través de la historia han enseñado que considerar los componentes no estructurales de un edificio es de vital importancia, ya que en muchas ocasiones edificios bien diseñados sobreviven el sismo pero su funcionamiento se ve impedido por la falla de estos componentes. También en instalaciones especiales como hospitales y plantas nucleares, estos constituyen un gran por ciento del costo total de la edificación, cifra que puede alcanzar hasta un 85 por ciento (FEMA 150, 1990). Estos componentes y equipos a veces se conocen como “sistemas secundarios” para distinguirlos de los elementos estructurales de la edificación que los aloja, al conjunto de los cuales se le llama “sistema primario”. No obstante este nombre, y como se mencionó anteriormente, su importancia no es secundaria dado que son necesarios para proveer servicios luego del sismo. Es por esto que el enfoque principal de esta investigación es contribuir al mejor entendimiento de la demanda en elementos no estructurales debido a sismos fuertes. En especial se va a considerar la aceleración absoluta producida en equipos sensitivos a la aceleración, como por ejemplo, equipos mecánicos y eléctricos en cuartos de máquinas. Hay ciertos componentes no estructurales que son más sensibles a los desplazamientos entre piso (derivadas), como por ejemplo los paneles de vidrio usados como paredes exteriores, pero no serán objeto de este estudio.

La forma cómo se calcula la respuesta sísmica de equipos y componentes no estructurales varía dependiendo de si estos sistemas pueden considerarse como rígidos o flexibles. Para que un sistema pueda considerarse como rígido debe estar rígidamente anclado a la estructura y además el cuerpo del equipo debe ser tal que su flexibilidad puede despreciarse. Un sistema flexible puede serlo porque está unido a la estructura mediante apoyos flexibles (como resortes, por ejemplo) o bien debido a que no puede ignorarse su flexibilidad propia (por ejemplo, un sistema esbelto con una masa no despreciable). Estos últimos sistemas suelen modelarse con un grado de libertad pero pueden requerir el uso de modelos de múltiples grados de libertad en casos más complicados. En el caso de un sistema rígido sólo se necesita conocer la aceleración absoluta máxima del piso donde está ubicado. Por el contrario, la respuesta de un equipo flexible depende de su periodo natural (en sistemas de un grado de libertad) y de su amortiguamiento. Para analizar estos sistemas se necesita usar lo que se conoce como un *espectro de respuesta de piso* (“floor response spectrum”). Este concepto es similar al conocido espectro de respuesta de suelo (“ground response spectrum”) usado para definir la carga sísmica para el edificio. Simplemente aquí el oscilador de un grado de libertad está ubicado en un piso determinado de la estructura, por lo cual se debe usar el

registro de aceleraciones de ese piso para calcular el espectro. Al igual que en los espectros de respuesta o diseño convencionales, la respuesta de interés (el eje de ordenadas) de los espectros de piso suele ser la pseudo-aceleración.

Actualmente para considerar las cargas sísmicas de diseño para los soportes de estos elementos, se utilizan las disposiciones del Capítulo 13 del estándar ASCE 7-05 (ASCE/SEI, 2005) en donde se proveen unas ecuaciones que son función de la altura del piso donde se localiza el equipo, el peso del equipo, entre otros parámetros. Sin embargo, estas recomendaciones no consideran varios factores, como por ejemplo, el tipo de sistema estructural utilizado para resistir las cargas laterales del edificio y tampoco incluye un término que tome en consideración la capacidad de inelasticidad que posee el sistema estructural cuando es sometido a un movimiento fuerte. En este proyecto la estructura principal que aloja a los componentes no estructurales estará formada por pórticos resistentes a momento con diferentes alturas y tamaños. Los modelos de los edificios serán sometidos a una aceleración en la base variable en el tiempo, y se considerará que la estructura tiene un comportamiento lineal y no lineal. Esto se hará con la intención de examinar la variación en la aceleración absoluta máxima en los diferentes pisos y poder generar los espectros de pisos para el diseño de los soportes de un equipo en específico. Estos resultados serán comparados con las disposiciones antes mencionadas para estimar la precisión de las mismas.

1.2 Objetivos

El objetivo primordial de esta tesis es estudiar la influencia del comportamiento inelástico de la estructura principal en la respuesta sísmica de componentes no estructurales.

Para cumplir con esta meta se propuso realizar los siguientes trabajos:

- Desarrollar modelos en dos dimensiones de una serie de edificios con distintas alturas mediante el programa de análisis y diseño estructural SAP2000 (Computers and Structures Inc., 2013), y usando un análisis de historial en el tiempo, obtener la aceleración absoluta máxima de cada piso para una estructura con comportamiento lineal, variando el coeficiente de amortiguamiento ζ .
- Repetir el proceso anterior usando modelos de edificios que tienen un comportamiento inelástico. El propósito es comparar contra el caso lineal la aceleración absoluta máxima de piso que se obtiene cuando se realiza un análisis riguroso no lineal en el tiempo.
- De encontrarse que hay un patrón entre las respuestas lineales y no lineales, recomendar cuál valor de la razón de amortiguamiento se debe utilizar en un análisis lineal para considerar aproximadamente la no linealidad de los elementos estructurales.

- Una vez se encuentre la aceleración absoluta de pisos para los casos no lineal y lineal, comparar estos valores con los calculados utilizando las recomendaciones del Capítulo 13 del documento ASCE 7-05 (ASCE/SEI, 2005), Requerimientos de Diseño Sísmico para Elementos No Estructurales.
- Generar los espectros de piso para algún nivel específico de cada edificio y comparar los obtenidos mediante el análisis lineal versus los encontrados con el análisis no lineal.
- Calcular las fuerzas en los soportes de un equipo selecto anclado en su base rígido y otro flexible, ubicado en uno de los pisos de uno de los edificios, utilizando los espectros de piso para los casos lineales y no lineales.

1.3 Metodología

Una breve descripción de los procedimientos que se seguirán en esta investigación se describe en las próximas secciones.

1.3.1 Selección del Registro Sísmico

A diferencia de someterle a la estructura varios sismos con diferentes propiedades, se utilizó un terremoto artificial compatible con el espectro de diseño del código IBC-09 para la ciudad donde se encuentra la estructura. Se supuso que la estructura está localizada en San Juan, Puerto Rico. Existen diversos métodos para modificar un registro histórico de manera que su espectro de respuesta sea aproximadamente igual a un espectro de diseño objetivo. Debido a que a base de varias investigaciones y tesis previas completadas en UPR-M se tiene experiencia con el método propuesto por Montejó y Suárez (2005), se utilizó este procedimiento. Este método se basa en la Transformada Wavelet Continua y ha sido implementado en el código de Matlab llamado *ArtifQuakeLetIII* en donde se realizan todos los cálculos y gráficos. Recientemente el método original ha sido modificado para hacerlo más eficiente computacionalmente (Montejó y Suárez, 2013). Para generar el sismo artificial es necesario tener un registro de algún evento real que va a ser modificado con el programa.

Para escoger el registro original se consideró que sea representativo de un terremoto probable similar a otros que podrían ocurrir en la ciudad donde está el edificio (San Juan). Para esto el registro sísmico debe tener características similares como la magnitud, la profundidad del foco, la distancia al epicentro y la geología del sitio (Irizarry, 1999). Debido a que en Puerto Rico no se cuenta con terremotos recientes de fuerte intensidad que puedan ser usados para diseño o verificación, Irizarry (1999) realizó una investigación para su tesis de Maestría en Ciencia en donde tomó registros de terremotos que han

ocurrido a nivel mundial y escogió los que se asemejan en características físicas y geológicas con los terremotos probables que podrían ocurrir en la Isla. La autora se enfocó en tres ciudades principales: San Juan, Ponce y Mayagüez. La Figura 1.1 muestra las zonas de falla para Puerto Rico y las características de cada una de estas se presentan en la Tabla 1.1.

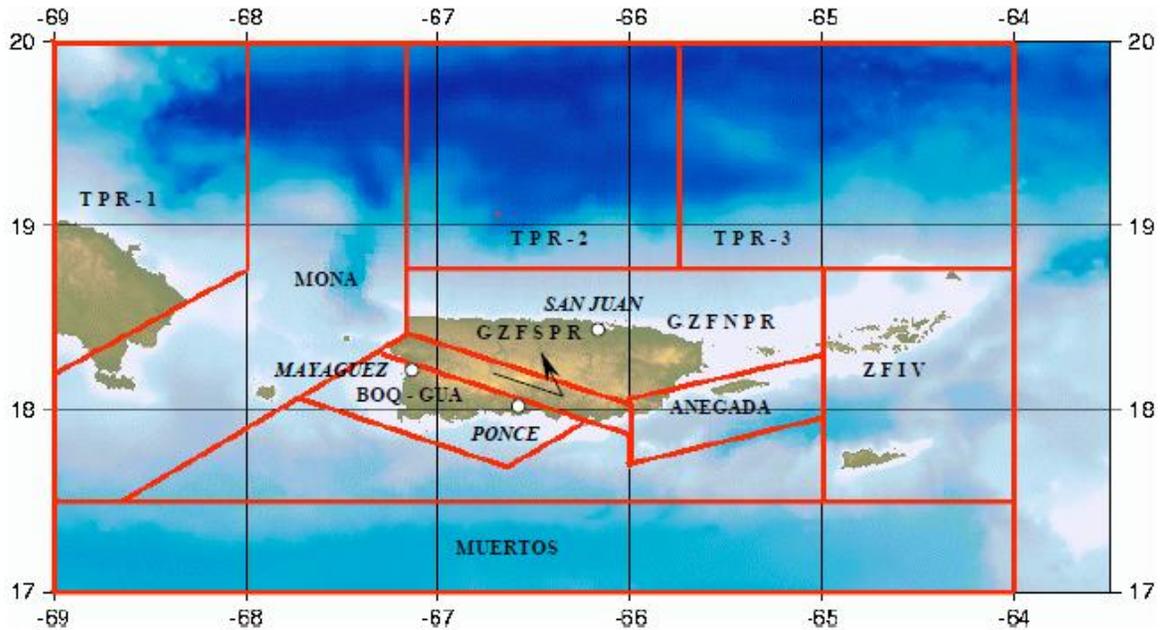


Figura 1.1. Zonas de fallas sísmicas consideradas para Puerto Rico (Irizarry, 1999).

Tabla 1.1 Características de las zonas de falla establecidas para Puerto Rico (Irizarry, 1999)

Zona de Falla Sísmica	Magnitud Máxima	Profundidad Máxima (km)	Distancia Epicentral Máxima (km)			Distancia Epicentral Mínima (km)		
			San Juan	Ponce	Mayagüez	San Juan	Ponce	Mayagüez
TPR-1	8	150	202	167	107	353	339	283
TPR-2	8	150	32	81	59	207	243	253
TPR-3	8	150	50	122	160	285	357	392
MONA	7.5	200	44	20	20	137	93	136
GZFNPR	6.5	40	64	0	0	179	124	100
GZFSR	6.5	40	46	64	123	135	175	232
ANEGADA	7.5	30	109	41	19	380	331	296
BOQ-GUA	6.5	40	107	56	78	349	302	363
MUERTOS	7.5	50	0	20	21	128	193	239
ZFIV	7.5	50	118	170	227	252	291	345

Para cada una de las fallas, se llevó a cabo el procedimiento de escoger los sismos que se originaron en zonas y condiciones similares y finalmente se generaron los espectros de respuesta para cada una de las ciudades en estudio. Con todos estos espectros se genera una envolvente (Figura 1.2) la cual luego se suaviza para definir así un espectro de diseño para cada ciudad. Luego del análisis se encontró que para San Juan la respuesta máxima de aceleración proviene de la Gran Zona de Fallas del Norte de Puerto Rico, cercana al lugar donde está localizada dicha ciudad. Entre los sismos seleccionados por Irizarry se decidió escoger el registro de Miyagi, Japón, ocurrido el 12 de junio de 1978. La Figura 1.3 muestra este registro.

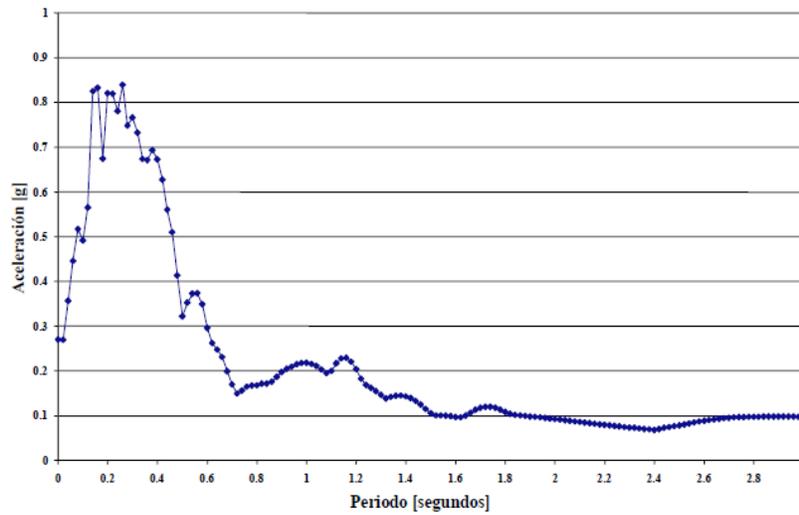


Figura 1.2. Envolvente no suavizada de los espectros de respuesta para la ciudad de San Juan (Irizarry, 1999).

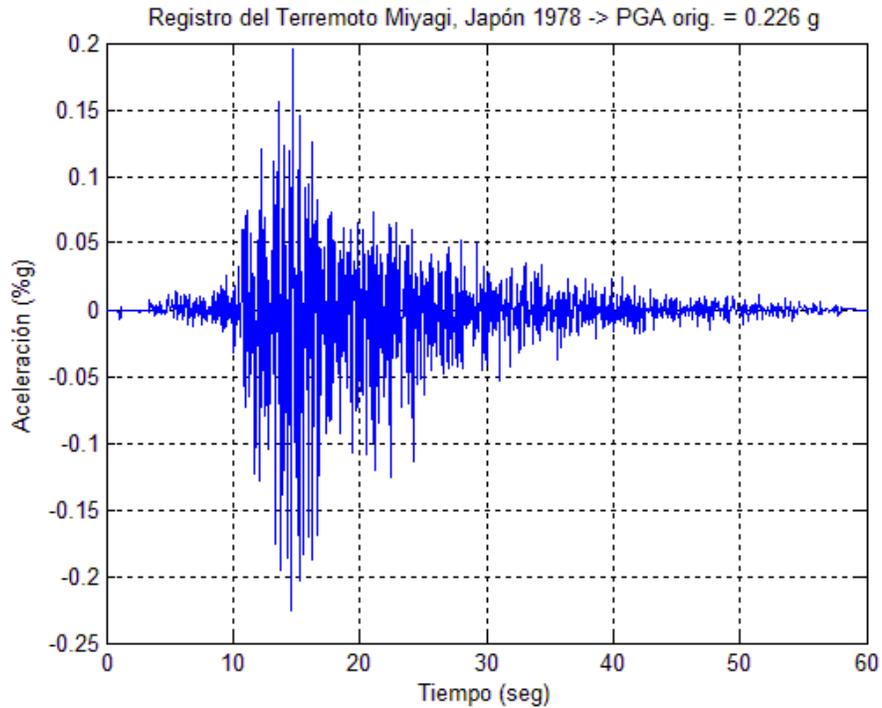


Figura 1.3. Registro del terremoto Miyagi, Japón, de 1978.

1.3.2 Generación de Modelos Numéricos de Edificios

Para el desarrollo del estudio se crearon modelos numéricos de cinco edificios en hormigón con diferentes propiedades utilizando el programa de elementos finitos SAP2000. Dichos modelos fueron analizados en dos dimensiones y se diferenciaron en sus periodos naturales, ya que se varió la cantidad de pisos. El diseño estructural de los elementos que constituyen cada edificio se realizó utilizando las disposiciones del código ACI-318 (American Concrete Institute, 2011) y el estándar ASCE-7 (ASCE/SEI, 2005). Primero se llevó a cabo un análisis en el tiempo (“time history”) lineal modal para cada edificio. La respuesta de interés es la aceleración absoluta en los distintos pisos del edificio. Este proceso se repitió variando la razón de amortiguamiento modal ξ (la cual se supuso constante para todos los modos) de tal forma que se pudiera observar cómo varía la aceleración absoluta máxima para cada piso de la estructura con este parámetro. El objetivo de esto es averiguar si es posible aproximar de manera muy simple la respuesta no lineal (calculada más adelante) usando una razón de amortiguamiento incrementada. El registro utilizado fue el terremoto ocurrido el 12 de junio de 1978 en Miyagi, Japón, modificado para que sea compatible con el espectro de diseño para San Juan, el cual se muestra en la Figura 1.4.

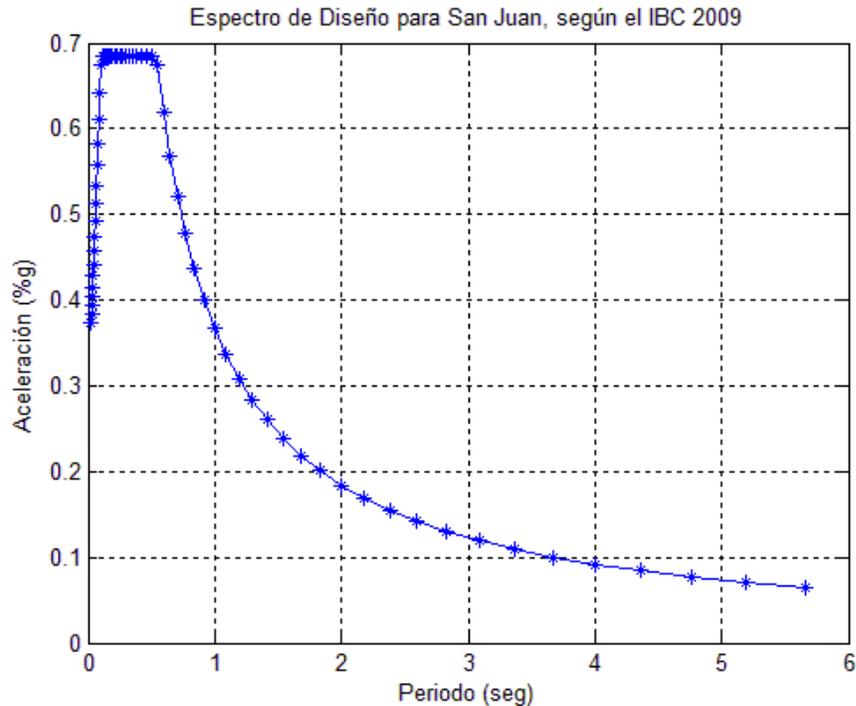


Figura 1.4. Espectro de diseño para la ciudad de San Juan, Puerto Rico, según el IBC 2009.

También se llevó a cabo un análisis en el tiempo no lineal usando integración directa con el propósito de considerar la capacidad de ductilidad que se le proveyó a los elementos estructurales en el diseño. Esta se consideró como la respuesta “exacta”. Como excitación en la base se utilizó el mismo registro de Miyagi antes mencionado. Se utilizó el registro original pero también se le amplificó o disminuyó la aceleración pico del suelo (PGA) para estudiar las variaciones en el comportamiento de cada una de las estructuras bajo estos diferentes niveles de intensidad. Este procedimiento se conoce como *Análisis Dinámico Incremental* (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Finalmente, al igual que en los modelos lineales, se buscó la aceleración absoluta en el tiempo y el valor máximo (en valor absoluto) y se graficaron los máximos en función del piso donde se obtuvo.

1.3.3 Modelos Inelásticos de los Pórticos

Para modelar la no linealidad de los elementos se utilizó la teoría de Análisis Histerético de Pivote (Dowell et al., 1998). SAP2000 tiene la capacidad de modelar resortes a los cuales se les pueden asignar propiedades lineales y no lineales en cada uno de los seis grados de libertad. De los diferentes tipos de resortes, se utilizó el llamado “MultiLineal Plastic”, en donde se le dieron las propiedades de Momento-Rotación de la sección en el grado de libertad correspondiente incluyendo las propiedades de ciclos de histéresis. Los restantes grados de libertad permanecieron lineales. Estos resortes fueron

colocados dentro del largo plástico del elemento, el cual se recomienda utilizar la mitad del peralte de la sección (Moehle, 1992).

1.3.4 Análisis de los Resultados: Espectros de Respuesta de Piso

Una vez analizados ambos conjuntos de modelos (lineales y no lineales) se procedió a utilizar la respuesta de aceleración absoluta de cada piso para generar los espectros de piso utilizando un valor fijo de amortiguamiento (5%) para el elemento no estructural (modelado como una masa y resorte de un grado de libertad). Se compararon los espectros de piso obtenidos usando las aceleraciones que se calcularon para los casos elásticos e inelásticos con el objetivo de indagar si es posible aproximar los espectros de piso para el caso no lineal introduciendo un cambio simple en las propiedades del edificio, por ejemplo su razón de amortiguamiento.

Finalmente se ubicó un elemento no estructural en distintos pisos de uno de los edificios y se calculó la fuerza en sus soportes. En el estudio se consideraron dos equipos: uno rígido y otro flexible con un determinado periodo natural. Se repitió el proceso para los casos lineal y no lineal. Todos los resultados se compararon con las recomendaciones del código vigente utilizado en Puerto Rico (IBC-09). El objetivo es examinar los errores en la respuesta de diseño del componente no estructural si se supone (como se hace actualmente) que el edificio se comporta en forma lineal.

1.4 Organización de la tesis

La redacción de esta tesis está dividida en seis capítulos y apéndices. La información que se presenta en cada uno se resume a continuación:

- El *Capítulo 1* introduce la motivación para realizar la investigación, los objetivos del trabajo y la metodología a ser utilizada.
- El *Capítulo 2* contiene la Revisión de Literatura para llevar a cabo este trabajo investigativo.
- El *Capítulo 3* muestra en detalle cómo fueron modelados y diseñados los edificios en estudio.
- El *Capítulo 4* ilustra los resultados obtenidos del estudio.
- El *Capítulo 5* incluye un resumen, conclusiones y recomendaciones del proyecto.
- El *Apéndice A* ilustra los planos de cada uno de los edificios en estudio, al igual que las propiedades de cada uno de sus elementos de vigas y columnas.
- El *Apéndice B* muestra los resultados de las aceleraciones absolutas de los análisis lineales y no lineales de cada edificio y los espectros de los pisos seleccionados de cada uno de ellos.

- El *Apéndice C* muestra los resultados del análisis realizado a varios de los edificios donde se le aplicó un terremoto distinto en su base, para efectos de comprobar y verificar los resultados obtenidos en este estudio con otro sismo.

2 REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 Estudios previos

Estudios previos han confirmado que cuando la estructura de un edificio se comporta inelásticamente, las aceleraciones de piso disminuyen, y por ende las del componente no estructural flexible (obtenidas de un espectro de piso). En 1996 Singh et al. realizaron una investigación cuyo enfoque principal fue determinar la razón por la cual en la zona de periodos bajos (o frecuencias altas), los espectros de respuesta de pisos muestran aceleraciones del componente mucho más altas que las que se obtienen mediante un análisis de una estructura lineal. Los autores tenían como hipótesis que dicho comportamiento se debía a que ocurre un fenómeno llamado *resonancia interna*. Esto ocurre cuando las frecuencias más altas de un sistema estructural de primer orden son igual o cercanas a un múltiplo entero de la frecuencia fundamental, al igual que si en esa frecuencia fundamental hay una entrada de energía significativa. Como resultados del estudio, comprobaron su hipótesis y demostraron que este efecto de resonancia interna se define mejor a medida que las frecuencias son más cercanas.

Por otra parte, Sankaranarayanan y Medina (2007) realizaron un trabajo investigativo cuyo enfoque principal fue evaluar los factores principales que influyen la amplificación o el decrecimiento de la magnitud de los valores de los espectros de piso causados por la inelasticidad de la estructura. Los códigos sísmicos actuales que incluyen especificaciones para encontrar la demanda de aceleración de los elementos no estructurales no contienen parámetros ingenieriles que estén directamente relacionados a la capacidad de inelasticidad dinámica de la estructura principal donde se encuentran estos componentes. Solo consideran la inelasticidad del componente mediante el denominado *factor de modificación de respuesta del componente*, pero esto no considera la inelasticidad de la estructura. A base de estudios previos, se sabe que a mayor inelasticidad de la estructura primaria, hay una reducción en los valores obtenidos del espectro de respuesta de piso, y por ende en la aceleración del componente no estructural. Por tal razón es importante cuantificar los parámetros que contribuyen a amplificar o disminuir el espectro de respuesta de piso con respecto al espectro de respuesta del suelo.

En el estudio de Sankaranarayanan y Medina (2007) los autores propusieron un parámetro denominado *factor de modificación de respuesta de aceleración*, R_{acc} , el cual considera parámetros de la estructura principal para modificar los resultados obtenidos en los espectros de respuesta de piso de manera que tengan mayor viabilidad. Los parámetros que considera el factor R_{acc} son los periodos naturales de la estructura, la altura del edificio, la localización (en altura) del componente no estructural,

la razón de amortiguamiento del componente y el nivel de inelasticidad del edificio. Los autores estudiaron el efecto que tienen la variación de cada uno de estos parámetros en los resultados obtenidos. El factor R_{acc} se define como la razón del espectro de respuesta de piso para una estructura elástica dividido entre el espectro de respuesta de piso para una estructura inelástica:

$$R_{acc} = \frac{S_{ac}(elástico)}{S_{ac}(inelástico)} \quad (2.1)$$

Para el estudio se utilizaron los pórticos en 2D que se muestran en la Figura 2.1, los cuales fueron expuestos a 40 terremotos en su base. Los pórticos fueron modelados considerando el comportamiento de columna fuerte y viga débil, de tal manera de provocar que la falla ocurra en la zona plástica de la viga, lo cual en ocasiones no ocurrió. Las razones de amortiguamiento utilizadas para los componentes no estructurales fueron 0.01, 1, 2 y 5 %.

Se encontró que el decrecimiento en la aceleración pico del componente debido a la inelasticidad de la estructura primaria es más pronunciado cuando el periodo natural del componente no estructural es cercano a uno de los periodos de la estructura primaria. Por esta razón establecieron tres regiones del espectro: periodos cortos ($T_C/T_{B1} < 0.5$), periodo fundamental ($0.5 < T_C/T_{B1} < 1.5$) y periodos largos ($T_C/T_{B1} > 1.5$). A T_{B1} lo definieron como el primer periodo natural de la estructura primaria y a T_C como el periodo fundamental del componente no estructural.

Los resultados demostraron que el comportamiento del factor R_{acc} fue consistente para las diferentes regiones del espectro y a lo largo de la altura de todos los edificios modelados. Por otra parte, se encontró que la amplificación y reducción de los espectros de respuesta de piso elástico ocurren basado en la razón de T_C/T_{B1} del equipo en estudio. Para efectos de ilustrar en un gráfico cómo varía el factor el R_{acc} , en la Figura 2.2 se muestra uno de los resultados que obtuvieron los autores al modificar los valores de la razón de amortiguamiento del componente no estructural localizado en el techo de un edificio de nueve pisos con un periodo fundamental de 0.9 segundos.

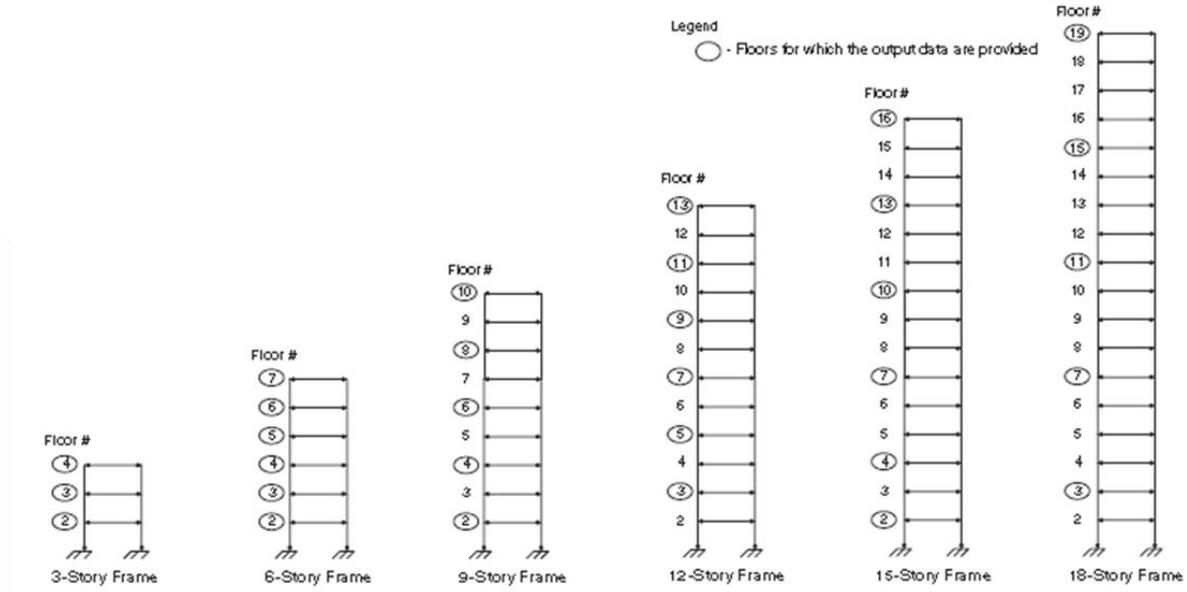


Figura 2.1 Modelos estructurales utilizados en el estudio y los pisos de donde se obtuvieron los espectros (tomado de Sankaranarayanan y Medina, 2007).

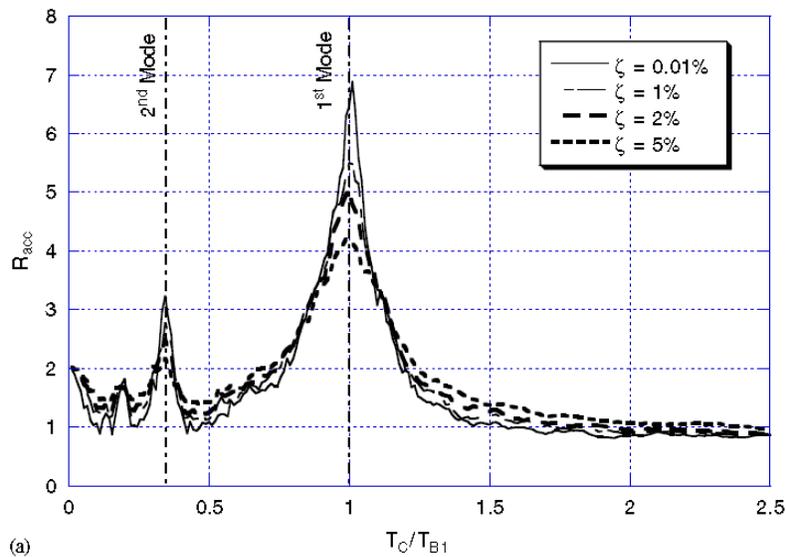


Figura 2.2 Efecto del amortiguamiento del componente localizado en el techo de un edificio de 9 pisos (tomado de Sankaranarayanan y Medina, 2007).

Otro estudio pertinente a los componentes no estructurales lo realizaron Lepage et al. (2012). El propósito de este estudio fue encontrar una formulación para obtener la aceleración máxima en los pisos de un edificio multi pisos cuando es sometido a un movimiento fuerte. Para esto se utilizaron varios edificios construidos a escala, los cuales se colocaron en mesas vibratoras. También tenían como objetivo expandir las ecuaciones provistas en el código ASCE 7 de tal forma que consideren si el componente es rígido o flexible en una forma general. En cuanto a los sismos utilizados, escogieron un total de 74

registros, todos de edificios instrumentados en California. Los resultados mostraron que la variación en la aceleración máxima de los pisos varía con el tipo de estructura y su sistema de resistencia a cargas laterales como se muestra en la Figura 2.3.

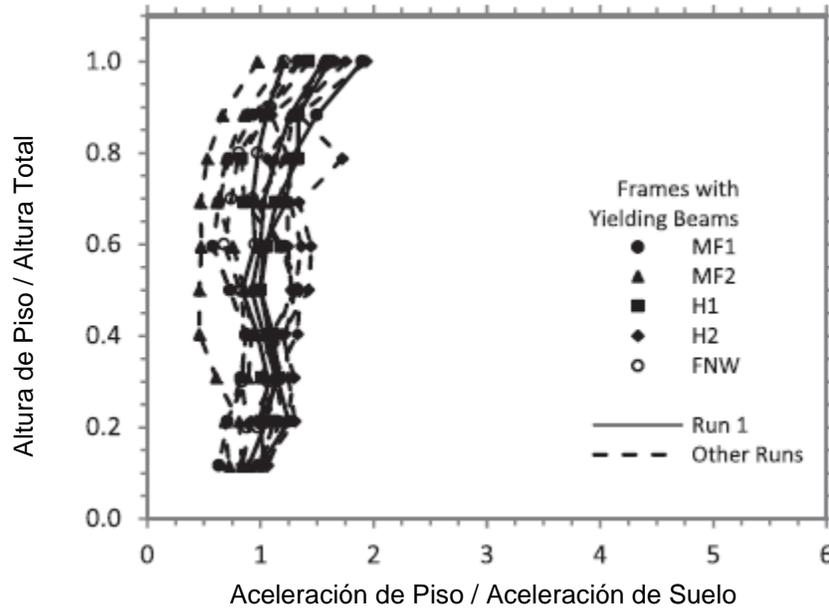


Figura 2.3 Aceleraciones pico de pisos normalizadas en función de la altura relativa para diferentes estructuras (tomado de Lepage et al., 2012).

Por otra parte, Lepage et al. (2012) propusieron una modificación a las ecuaciones del código para el cómputo de las aceleraciones espectrales máximas para el componente no estructural, la cual establece que:

$$A_{pi} = A_0 \left(1 + \frac{3}{R'} \frac{h_i}{h_r} \right) a_p \quad (2.2)$$

donde A_{pi} es la aceleración máxima del elemento no estructural respondiendo linealmente en el piso i ; A_0 es la aceleración pico del suelo; a_p es el factor de amplificación para la flexibilidad del componente, en el cual se recomienda un valor de 1 para componentes rígidos y 2.5 para componentes flexibles; h_i / h_r es la razón entre la elevación del piso i y la elevación del techo y R' es el coeficiente de modificación de respuesta de la estructura, el cual puede ser estimado utilizando R/Ω_0 , con R y Ω_0 tal como se definen en el estándar ASCE 7-10. Para una estructura lineal R' es igual a 1. La Figura 2.4 muestra los espectros de respuesta obtenidos comparados con los resultados de la ecuación (2.2).

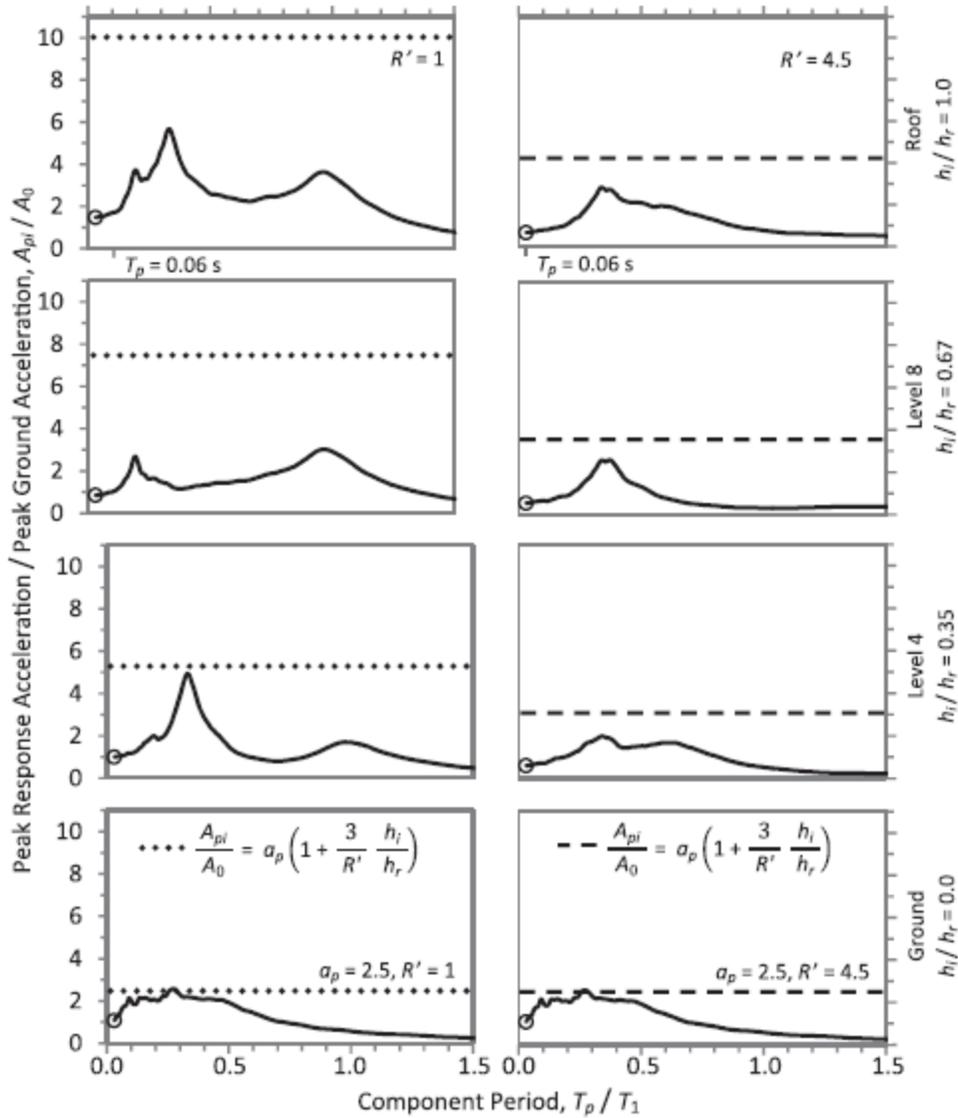


Figura 2.4 Espectro de aceleraciones de piso para la estructura de 12 pisos con $\xi = 0.05$ y la ecuación propuesta (tomado de Lepage et al., 2012).

Wieser et al. (2013) realizaron un trabajo investigativo cuyo propósito principal era determinar la demanda de aceleraciones absolutas de elementos no estructurales en edificios de pórticos resistentes a momento. Para realizar este estudio crearon modelos de cuatro edificios distintos en tres dimensiones con el programa de elementos finitos OpenSees. Para la selección de los registros utilizaron la base de datos de PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research Center*), donde seleccionaron sismos de magnitudes entre 6.5 y 7.6 obteniendo un total de 21 sismos. Un efecto importante que se observó fue que cuando el sistema estructural entra en cedencia hay una disminución en las aceleraciones de piso. Estas aceleraciones se normalizaron con respecto a las del suelo y se definió así un *factor de amplificación de aceleración*. También propusieron unas ecuaciones empíricas en las que, conociendo o suponiendo el

nivel de cedencia estructural del sistema, estiman la amplificación de aceleraciones en la estructura en cada piso. Para considerar los efectos de ductilidad del sistema, los niveles de respuesta se dividieron en tres categorías: elástico, ductilidad moderada y ductilidad alta. La Figura 2.5 muestra un gráfico en el que se comparan los espectros de respuesta de piso de un equipo colocado en el techo de uno de los edificios bajo diferentes niveles de ductilidad y se comparan con las disposiciones del código ASCE 7. Por otra parte, como se muestra en la Figura 2.6, también compararon la variación de la aceleración espectral máxima del equipo en función de la altura para los tres niveles de ductilidad y para los primeros dos modos del edificio.

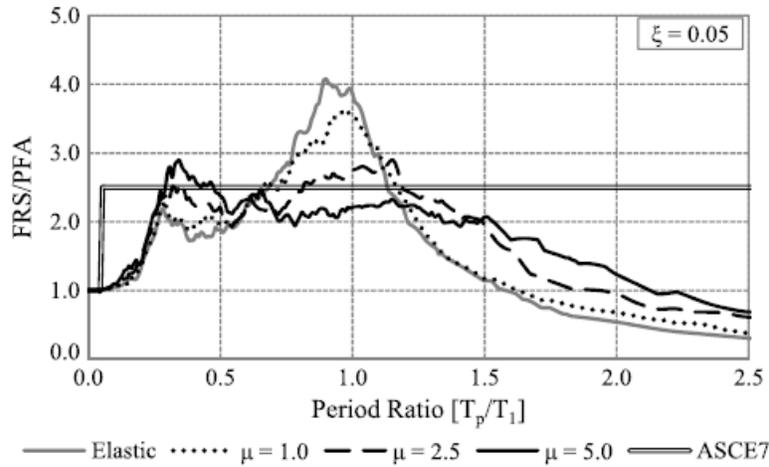


Figura 2.5 Comparación de la amplificación de aceleraciones del componente colocado en el techo del edificio B3 (tomado de Wieser et al., 2013).

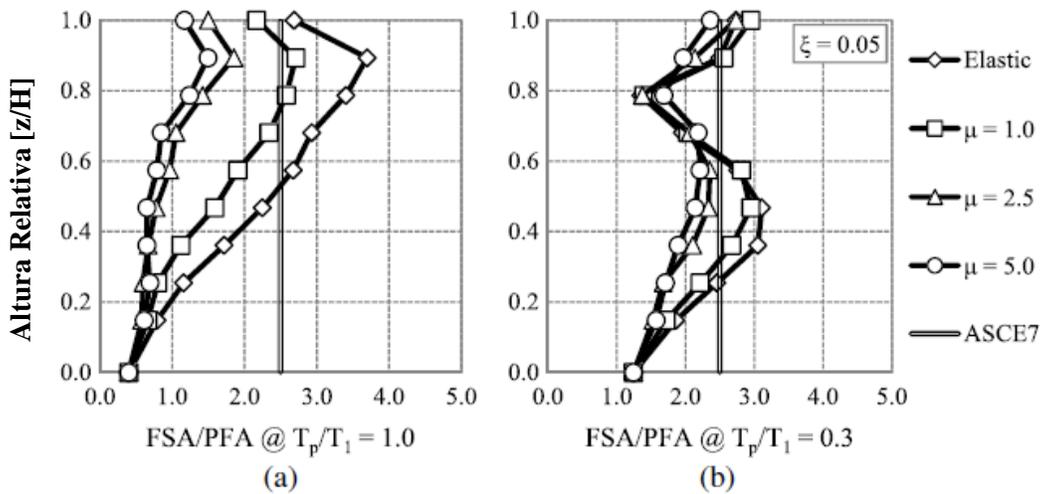


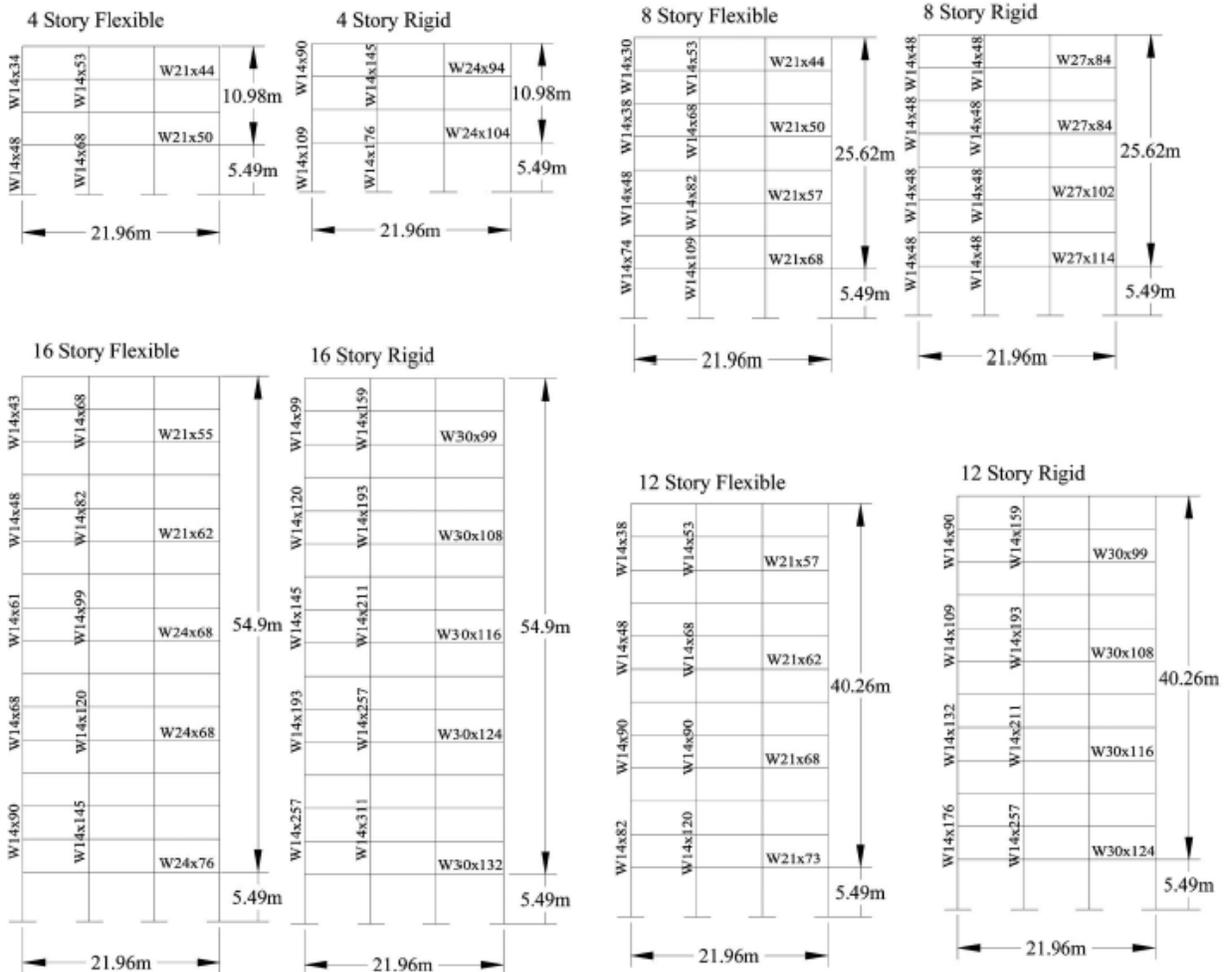
Figura 2.6 Variación de la razón entre la aceleración espectral de piso y la del suelo para cada altura de piso y para los primeros dos modos de un equipo con amortiguamiento de 5% (tomado de Wieser et al., 2013).

A base del estudio encontraron que el código ASCE 7-05 sobreestima por más de cuatro veces el factor de amplificación de respuesta en edificios elásticos con periodos naturales entre 1 y 4 segundos. Es por esto que recomendaron utilizar las ecuaciones por ellos propuestas, las cuales consideran más a fondo otros parámetros como el nivel de ductilidad y el periodo fundamental de la estructura. Por otra parte, comprobaron que un factor de amplificación constante no captura el comportamiento real de la aceleración del equipo.

Adam y Fotiu (2000) estudiaron numéricamente la influencia del comportamiento no lineal de elementos en la respuesta dinámica de una estructura que contiene elementos no estructurales cuando es sometida a un sismo. El sistema secundario (los elementos no estructurales) fue modelado como un oscilador de un grado de libertad, en donde se varió su frecuencia natural y su masa. Su diagrama de carga-deflexión lo asumieron como elasto plástico. Como sistema primario utilizaron un edificio de cuatro pisos con masas colocadas en las juntas e instalaron el oscilador en el techo. Al igual que en el sistema secundario, también consideraron un comportamiento elasto plástico para modelar la no linealidad de los elementos estructurales del edificio, donde como datos de entrada utilizaron los diagrama de momento-curvatura. Para efectos comparativos los autores consideraron diferentes escenarios en donde la estructura se comportara elástica e inelásticamente, y de igual forma el oscilador. Este estudio lo realizaron considerando los sistemas primario y secundario como acoplados y desacoplados, o sea que en un análisis se usaba un modelo de la estructura junto con el oscilador y en otro se consideraban ambos sistemas por separado. Como excitación en la base utilizaron el componente Norte-Sur del registro que se tomó en la estación de El Centro, California durante el sismo del 18 de mayo de 1940 en Imperial Valley, California. En sus conclusiones encontraron que cuando se considera el oscilador con comportamiento no lineal, los resultados obtenidos del sistema acoplado y desacoplado son casi idénticos durante todo el rango de frecuencias del oscilador. Sin embargo, para el sistema primario, la variación de la masa del oscilador contribuye a que se obtengan diferencias significativas en los espectros de respuestas.

Otro importante estudio fue realizado por Chaudhuri y Villaverde (2008), en el cual su objetivo principal fue investigar bajo qué condiciones el comportamiento no lineal de un edificio puede amplificar la respuesta sísmica de un elemento no estructural. Para esto utilizaron ocho edificios que fueron modelados previamente en otro estudio, los cuales consisten de pórticos resistentes a momento de acero de 4, 8, 12 y 16 pisos. Para cada una de las cantidades de pisos mencionadas, se consideraron dos edificios, uno fue diseñado para que fuera relativamente flexible y el otro que fuera relativamente rígido. Además se alteraron las rigideces de las columnas y vigas para obtener periodos fundamentales de

vibración similares a edificios existentes en California. De todos los edificios se consideró el pórtico exterior, los cuales se muestran en la Figura 2.7.



fue modificada de tal forma que resultara igual a una de las primeras cuatro frecuencias naturales del edificio. Esto se hizo para considerar los casos donde ocurre resonancia, el cual es el caso más crítico en la respuesta dinámica de un elemento no estructural.

En cuanto a la selección de los sismos, se utilizaron 84 registros de 13 terremotos diferentes obtenidos de la base de datos de movimientos fuertes de PEER. Cabe mencionar que estos sismos fueron escalados de tal forma que el valor en el espectro de respuesta correspondiente al periodo fundamental del edificio sea aproximadamente igual al espectro de diseño del *1994 Uniform Building Code* en ese mismo punto, ya que con este código fueron diseñados estos edificios. En adición, para considerar la no linealidad que puede experimentar cada edificio, se utilizaron tres niveles de intensidad: 1, 1.5 y 2.5 veces el espectro de diseño del 1994 UBC. Estos modelos fueron analizados en *OpenSees*.

Los resultados del comportamiento de los edificios indicaron que bajo el sismo escalado a 1.0, la mayoría de los edificios flexibles llegaron a cedencia, mientras que los edificios rígidos se comportaron dentro del rango lineal. Sin embargo, cuando se sometieron los edificios al sismo escalado a 1.5, casi todos los edificios llegaron a su punto de cedencia y en varios de ellos se generaron articulaciones plásticas ("plastic hinges"). Por otro lado, todos los edificios bajo el sismo escalado a 2.5 demostraron deformaciones plásticas extensas. En cuanto al comportamiento de los elementos no estructurales se encontró que estos pueden experimentar aceleraciones de respuesta pico mayores cuando el edificio se comporta de forma no lineal, comparado cuando tiene comportamiento lineal. Por ejemplo, con un comportamiento no lineal de la estructura se obtuvieron aceleraciones de hasta 1.8 veces la aceleración de respuesta pico obtenida de un edificio bajo comportamiento lineal. Sin embargo, también encontraron casos en donde ocurrió lo contrario, obteniendo aceleraciones de respuesta con el comportamiento no lineal del edificio de aproximadamente 0.4 veces la aceleración obtenida bajo un comportamiento lineal de este. Finalmente, cuando el edificio experimenta un comportamiento no lineal, los autores atribuyeron el efecto de amplificación de la respuesta de aceleraciones a lo siguiente: el elemento no estructural se localiza en los pisos más bajos del edificio; el componente sintoniza uno de los primeros modos del edificio; ó que el edificio sea sometido a un sismo de banda estrecha ("narrow banded") y tenga un periodo dominante cercano al periodo fundamental del edificio (experimentando resonancia).

2.2 Análisis en Historial de Tiempo

Cuando se desea considerar los efectos sísmicos, hay varios tipos de análisis para obtener las fuerzas internas en los elementos del edificio para su diseño estructural. Si la estructura se comporta en forma lineal se puede usar la técnica de superposición modal y calcular las respuestas máximas con el

método del espectro de respuesta o mediante el uso de un análisis en el tiempo. Si se desea considerar el comportamiento inelástico de la estructura, se puede efectuar un análisis no lineal estático usando el método del empuje lateral (o “pushover”). Alternativamente, el procedimiento más preciso pero más complicado es hacer un análisis no lineal paso a paso en el tiempo integrando numéricamente las ecuaciones de movimiento. En este proyecto se trabajó con el método del análisis en el tiempo, lineal en algunos casos y también no lineal. Para un análisis lineal se resuelve la siguiente ecuación de movimiento del sistema, en donde se supone que el amortiguamiento es lineal y viscoso:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = -[M]\ddot{X}_g(t) \quad (2.3)$$

donde $[K]$ es la matriz de rigidez, $[C]$ la matriz de amortiguamiento y $[M]$ la matriz diagonal de masa. Los vectores $\{u(t)\}$, $\{\dot{u}(t)\}$ y $\{\ddot{u}(t)\}$ contienen, respectivamente, los desplazamientos, velocidades y aceleraciones relativas, mientras que $\ddot{X}_g(t)$ es la aceleración en el suelo o la base del edificio.

Como se mencionó previamente, en este estudio se realizaron análisis en el tiempo para estructuras con comportamiento lineal, al igual que para estructuras con comportamiento no lineal. Para el análisis lineal se calculan primero las frecuencias naturales y modos de vibración, y se especifican razones de amortiguamiento modales para cada modo, previo a correr el modelo. Además, como el objetivo de este trabajo investigativo considera la disipación de energía cuando la estructura tiene comportamiento inelástico, se utilizó un *Análisis en el Tiempo de Integración Directa*.

Cuando se desea efectuar una integración paso a paso de las ecuaciones de movimiento, ya sea para considerar efectos inelásticos o para un caso lineal, se necesita una matriz de amortiguamiento que tenga en cuenta la disipación de energía implícita en la estructura debida a diversos fenómenos. Para este tipo de análisis el programa SAP2000 tiene en cuenta el amortiguamiento intrínseco de la estructura mediante el modelo de amortiguamiento proporcional o de Rayleigh, el cual se explica en la sección 2.2.1. Para un caso no lineal, además de este hay un amortiguamiento adicional por el ciclo de histéresis que aparece en los elementos con deformación inelástica. Este se tiene en cuenta automáticamente al integrar las ecuaciones de movimiento.

Cuando el caso es lineal y se usa el método de superposición modal, no se necesita una matriz de amortiguamiento y solo se deben ingresar las razones de amortiguamiento para cada modo (usualmente se supone que todos tienen la misma).

Otro detalle importante es el hecho de que cuando se va a realizar un análisis no lineal, es recomendable comenzar a correr el modelo luego de haberle aplicado al edificio las cargas gravitacionales. El propósito de esto es considerar que cuando ocurre un evento sísmico, ya los elementos están cargados o pre-esforzados, lo cual permite que los resultados del análisis sean más certeros. Como el comportamiento del sistema es no lineal, el Principio de Superposición no aplica y no se pueden sumar la respuesta a las cargas estáticas con la de las cargas dinámicas calculadas por separado.

2.2.1 El modelo de amortiguamiento de Rayleigh

El llamado modelo de amortiguamiento de Rayleigh es un caso de amortiguamiento viscoso el cual propone definir la matriz de amortiguamiento $[C]$ como una combinación lineal de la matriz de masa $[M]$ y la matriz de rigidez $[K]$ (Suárez, 2008):

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (2.4)$$

donde las constantes α y β se escogen en forma tal que dos modos de vibración predeterminados por el usuario tengan unas razones de amortiguamiento deseadas.

Si se conoce la matriz con los modos de vibración $[\Phi]$ de una estructura lineal normalizados respecto a la matriz de masa, se post-multiplica la ecuación (2.4) por $[\Phi]$, se pre-multiplica por su transpuesta y se toma en consideración la ortogonalidad de los modos, se obtiene la siguiente relación:

$$\xi_j = \frac{\alpha}{2\omega_j} + \frac{\beta}{2}\omega_j \quad (2.5)$$

donde ω_j es la j -ésima frecuencia natural en rad/seg y ξ_j es la correspondiente razón de amortiguamiento modal.

Si α y β se consideran como dos incógnitas, la ecuación (2.5) es un sistema de dos ecuaciones lineales. Si se escogen dos razones de amortiguamiento ξ_p and ξ_m para dos modos p y m con frecuencias naturales ω_p y ω_m , resolviendo este sistema de ecuaciones se obtienen las dos constantes:

$$\alpha = \frac{2\omega_m\omega_p}{\omega_p^2 - \omega_m^2} (\omega_p\xi_m - \omega_m\xi_p) \quad (2.6)$$

$$\beta = \frac{2\omega_m\omega_p}{\omega_p^2 - \omega_m^2} \left(\frac{\xi_p}{\omega_m} - \frac{\xi_m}{\omega_p} \right) \quad (2.7)$$

Para calcular estos dos coeficientes e ingresarlos a SAP2000, se corre con el programa un análisis modal para cada edificio de interés y se obtienen las frecuencias naturales de los primeros modos. Luego se escogen dos de ellos, por ejemplo el primero y el tercero, y se les asigna un valor a sus razones de amortiguamiento. Si se va a calcular la respuesta sísmica mediante un análisis no lineal en el tiempo, las razones de amortiguamiento escogidas deben ser bajas, por ejemplo 0.03, dado que la mayor contribución al amortiguamiento vendrá de la disipación de energía por la inelasticidad de los elementos estructurales.

2.3 Espectros de Respuesta de Piso

Un espectro de respuesta de piso es un concepto similar al conocido espectro de respuesta sísmico, al que a veces se le suele llamar espectro de respuesta *de suelo* para distinguirlo del primero. Es un gráfico de la máxima pseudo-aceleración de un sistema de un grado de libertad ubicado en un cierto piso de un edificio (o en un punto de una estructura general) como función del periodo natural del oscilador. La aceleración que se aplica a la base del sistema de un grado de libertad es la aceleración absoluta del piso donde está ubicado y la razón de amortiguamiento del oscilador se mantiene constante. Este sistema de un grado de libertad representa a equipos eléctricos o mecánicos o componentes arquitectónicos flexibles fijados al piso en un único punto. Si el equipo o componente tiene más de un apoyo en distintos pisos (donde la aceleración es distinta) rigurosamente el concepto no puede ser aplicado. También en el concepto de espectro de piso no se está considerando que la masa del componente puede afectar el comportamiento dinámico de la estructura. En estudios previos se ha encontrado que es viable la utilización del método cuando la masa del componente no es del orden de la del piso donde se encuentra y que al despreciar la interacción se obtienen aceleraciones espectrales conservadoras (Suárez et al. 1989).

2.4 Disposiciones del Código ASCE 7-05 para Elementos No Estructurales

La Sección 13.3 del estándar ASCE 7-05 establece que la fuerza lateral de diseño para un elemento no estructural se debe colocar actuando en su centro de gravedad, y esta se calcula con la siguiente ecuación:

$$F_p = \frac{0.4a_p S_{DS} W_p}{\frac{R_p}{I_p}} \left(1 + \frac{2z}{h} \right) \quad (2.8)$$

donde: F_p es la fuerza de diseño sísmico, S_{DS} la aceleración espectral de diseño para periodos cortos (0.2 s) según lo especifica la Sección 11.4.4 del documento ASCE-7, a_p es el factor de amplificación del

componente, el cual varía entre 1 y 2.5 (Véase las Tablas 13.5-1 y 13.6-1 del código), por otro lado I_p es el factor de importancia del componente y varía entre 1 y 1.5 dependiendo de la función del sistema, W_p es el peso del componente, R_p el factor de modificación de respuesta del componente y varía entre 1 y 12 (Véase las Tablas 13.5-1 y 13.6-1 del código), z es la altura en la estructura de donde se soporta el componente y para componentes bajo la superficie se debe tomar z como cero. Finalmente la razón z/h no puede ser mayor a 1.0, en donde h es la altura promedio del techo con respecto a la base.

También la fuerza de diseño debe cumplir con la siguiente condición:

$$0.3S_{DS}I_pW_p \leq F_p \leq 1.6S_{DS}I_pW_p \quad (2.9)$$

De la ecuación (2.8) se puede obtener una ecuación que define la aceleración absoluta en cada uno de los pisos del edificio $a_{piso\ i}$. Para esto se deben remover los parámetros relacionados al elemento no estructural, como el peso W_p y otros factores tal que todo quede en función de aceleración de diseño y la posición relativa del componente:

$$a_{piso\ i} = 0.4S_{DS} \left(1 + \frac{2z}{h} \right) \quad (2.10)$$

La aceleración de diseño para periodos cortos S_{DS} se obtiene en términos de la llamada aceleración espectral de mapa (también para periodos cortos) S_S como:

$$S_{DS} = \frac{2}{3}F_aS_S \quad (2.11)$$

donde F_a es el coeficiente de sitio para periodos cortos que se obtiene de la Tabla 2.1 de este escrito, tomada de la Tabla 11.4-1 del estándar ASCE-7 05.

Los valores de S_S se obtienen de unos mapas de contorno incluidos en el Capítulo 22 del estándar ASCE-7-05 para un terremoto con un periodo de recurrencia de 2,475 años y 5% de amortiguamiento crítico en la estructura. Para facilitar el uso de estos mapas, la Comisión de Terremotos del Colegio de Ingenieros y Agrimensores de Puerto Rico (CIAPR) preparó tablas y mapas con las máximas aceleraciones espectrales S_S y S_I (para periodos de 1 segundo) para cada uno de los municipios de Puerto Rico. En la Tabla 2.2 se listan las dos aceleraciones espectrales de mapa en porcientos de g.

Tabla 2.1. Coeficientes de Sitio F_a según la Tabla 11.4-1 del ASCE-7

Site Class	Mapped Maximum Considered Earthquake Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

Tabla 2.2. Aceleraciones espectrales de mapa para los municipios de Puerto Rico en %g.

Municipio	.2 Sec	1.0 Sec	Municipio	.2 Sec	1.0 Sec	Municipio	.2 Sec	1.0 Sec
Adjuntas	105	33	Fajardo	89	29	Naguabo	88	28
Aguada	123	39	Florida	96	32	Naranjito	90	29
Aguadilla	123	39	Guánica	125	42	Orocovis	95	30
Aguas Buenas	88	28	Guayama	90	27	Patillas	90	27
Aibonito	90	29	Guayanilla	125	40	Peñuelas	115	38
Añasco	120	38	Guaynabo	89	30	Ponce	105	34
Arecibo	101	35	Gurabo	86	28	Quebradillas	113	37
Arroyo	90	26	Hatillo	101	36	Rincón	124	40
Barceloneta	98	33	Hormigueros	120	39	Río Grande	87	30
Barranquitas	90	29	Humacao	89	27	Sabana Grande	125	40
Bayamón	90	30	Isabela	122	38	Salinas	90	28
Cabo Rojo	135	44	Jayuya	100	32	San Germán	120	40
Caguas	87	28	Juana Díaz	96	31	San Juan	90	31
Camuy	109	36	Juncos	87	27	San Lorenzo	87	27
Canóvanas	86	30	Lajas	130	43	San Sebastián	115	36
Carolina	88	31	Lares	105	34	Santa Isabel	90	29
Cataño	90	31	Las Marías	112	37	Toa Alta	90	30
Cayey	90	28	Las Piedras	88	27	Toa Baja	91	32
Ceiba	88	28	Loíza	88	30	Trujillo Alto	87	30
Ciales	96	31	Luquillo	88	29	Utua	101	33
Cidra	90	27	Manatí	97	32	Vega Alta	94	33
Coamo	91	29	Maricao	110	38	Vega Baja	95	32
Comerio	89	28	Maunabo	90	27	Vieques	93	29
Corozal	91	30	Mayagüez	119	39	Villalba	94	30
Culebra	99	30	Moca	117	37	Yabucoa	90	27
Dorado	93	32	Morovis	93	31	Yauco	125	40

2.5 Análisis Dinámico Incremental

El Análisis Dinámico Incremental (IDA, por sus siglas en inglés) es un método de análisis paramétrico que ha surgido recientemente para estimar el desempeño estructural de un edificio bajo diferentes niveles de cargas sísmicas (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Se trata de someter un modelo estructural a uno o más registros de movimiento de suelos, cada uno reducido o aumentado a múltiples niveles de intensidad. El propósito de esto es ver el comportamiento de la estructura bajo estos diferentes niveles de intensidad de la carga lateral, para así poder hacer estimados de la capacidad de ductilidad de la estructura, entre otros. En este estudio se trabajó un IDA con un solo registro sísmico, el generado artificialmente y basado en el espectro de diseño de San Juan especificado en el código IBC-09.

3 DISEÑO Y MODELAJE DE LOS EDIFICIOS

Para llevar a cabo el estudio, se crearon cinco modelos analíticos utilizando el programa de análisis y diseño estructural SAP2000. Estos cinco modelos se diferencian tanto en sus dimensiones de ancho y altura y como consecuencia también en sus periodos naturales.

3.1 Diseño Estructural

Debido a que en este estudio para el análisis no lineal se requiere generar los diagramas de Momento-Rotación de los elementos estructurales de cada edificio, se utilizaron las disposiciones del Capítulo 21 del código ACI-318, las cuales proveen los requisitos para darle la ductilidad necesaria a estructuras localizadas en zonas de alto riesgo sísmico como Puerto Rico. El programa SAP2000 tiene la capacidad de realizar estos diseños, por lo cual fue utilizado para el análisis y diseño de cada edificio. Cabe mencionar que el programa también incluye las disposiciones de ductilidad antes mencionadas.

En cuanto a la aplicación de cargas vivas y muertas, debido a que se analizaron los pórticos en dos dimensiones (2D), las cargas fueron colocadas en las vigas de forma distribuida por unidad de longitud. Se utilizaron cargas muertas de 2 kip/ft y vivas de 1 kip/ft. Estas magnitudes fueron obtenidas de un modelo en tres dimensiones (3D) trabajado por el autor, en donde se tenían cargas y dimensiones semejantes a las que serán utilizadas en este proyecto. Para obtener estas cargas distribuidas, la losa fue analizada en una dirección (en el modelo 3D) y se crearon franjas (“strips”) para obtener las reacciones en cada soporte, luego de modelar la franja como una viga. Las reacciones que se obtienen en los soportes son las cargas aplicadas a las vigas en un modelo de dos dimensiones.

Por otra parte, para la aplicación de las cargas de terremoto para el diseño se utilizó el método de la *Carga Lateral Equivalente* que se encuentra en las disposiciones del código IBC 2009, en donde se hace referencia al manual ASCE 7-05. Esta metodología ya está programada en SAP2000, por lo que solo se requiere introducir algunos parámetros que se mencionan a continuación para que este calcule las fuerzas laterales a partir del espectro de diseño de la ciudad. Debido a que la estructura fue modelada como un pórtico resistente a momento, se utilizó un valor de modificación de respuesta R de 8, un C_d de 5.5 y Ω_0 de 3. Además como la estructura se localiza en la ciudad de San Juan, Puerto Rico, se introdujeron los valores de aceleraciones espectrales de respuesta de periodos cortos (S_s) y largos (S_l) de 0.90g y 0.31g respectivamente. Debido a que no se tenía información sobre el tipo de suelo, se utilizó una clase de sitio categoría D , según recomienda el estándar ASCE-7 05. Por otra parte, como la estructura será utilizada como un hospital, el cual se clasifica como una estructura esencial, se adoptó un factor de

importancia I de 1.5 según lo especifica la Tabla 1-1 del ASCE 7-05 para un edificio en categoría IV. A continuación se muestra el espectro de diseño para la ciudad de San Juan, Puerto Rico en la Figura 3.1.

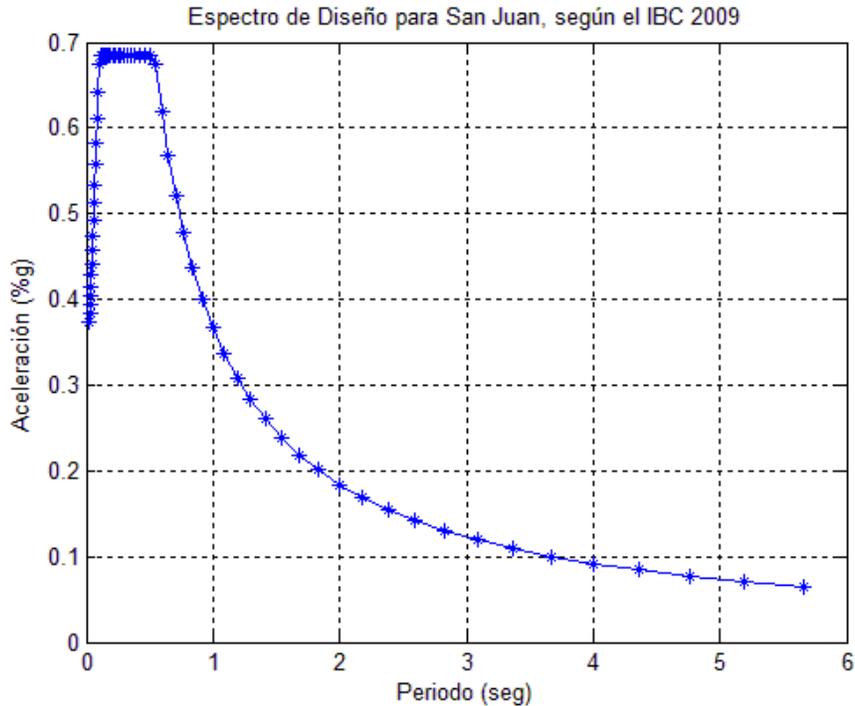


Figura 3.1 Espectro de diseño para la ciudad de San Juan, Puerto Rico según el IBC 2009.

Las combinaciones de carga utilizadas para el diseño fueron las seis principales que calcula el programa SAP2000 de forma automática para estructuras de hormigón. Estas son las siguientes:

1. UDCON1 = 1.4D
2. UDCON2 = 1.2D + 1.6L
3. UDCON3 = 1.2D + 1.0L + 1.0E
4. UDCON4 = 1.2D + 1.0L - 1.0E
5. UDCON5 = 0.9D + 1.0E
6. UDCON6 = 0.9D - 1.0E

Los elementos de viga fueron diseñados para una envolvente de todas las combinaciones antes mencionadas, mientras que las columnas se diseñaron de tal forma que su capacidad para cortante, momento y axial cumpla para cada una de las combinaciones por separado. Esto se debe a que no se pueden superponer las cargas máximas de las combinaciones debido a que es imposible que esos máximos ocurran simultáneamente. Finalmente, luego de tener los diseños, estos son cotejados con las

disposiciones de ductilidad del Capítulo 21 del ACI 318-11 y se hacen las respectivas modificaciones requeridas. La Tabla 3.1 describe las propiedades de cada uno de los edificios estudiados.

Tabla 3.1. Descripción de los pórticos del estudio

Modelo	Pisos	Tramos	Periodo Fundamental, T (seg)
1H3	3	6	0.635
2H5	5	4	0.998
3H7	7	5	1.337
4H9	9	5	1.497
5H12	12	7	1.703

A continuación se muestra el modelo llamado 1H3, el cual consiste de tres (3) pisos y un total de seis (6) tramos. La Figura 3.2 muestra las dimensiones de dicho edificio y en la Figura 3.3 se muestran los detalles estructurales de vigas y columnas como resultado del diseño. En el Apéndice A se muestran los esquemáticos de cada uno de los edificios modelados, al igual que sus detalles estructurales.

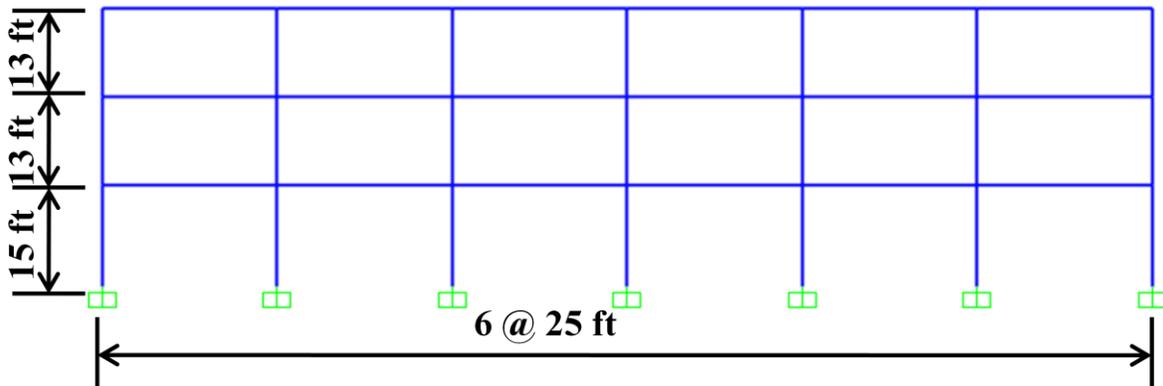


Figura 3.2. Pórtico 1H3 con sus respectivas dimensiones

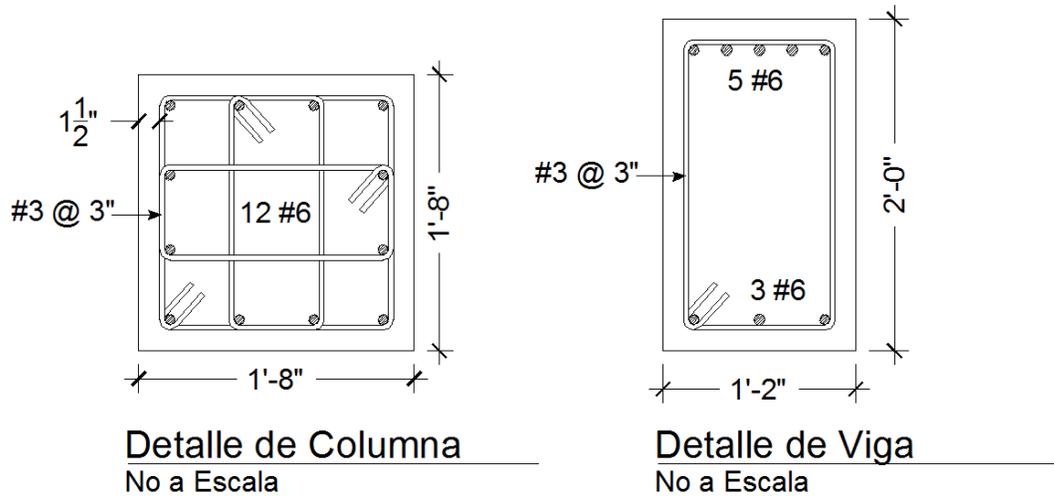


Figura 3.3. Detalles estructurales para los elementos de vigas y columnas para el edificio 1H3

3.2 Diagramas de Momento-Rotación

Debido a que en el análisis no lineal se requiere colocar resortes con las propiedades no lineales (de ductilidad) del elemento, se procedió a generar las curvas de Momento-Rotación de cada uno de ellos. Para realizarlas se utilizó el código en Matlab llamado CUMBIA (Montejo, 2007). Dicho código utiliza la teoría de Mander para generar los diagramas de Momento-Rotación y genera además los diagramas de interacción, de ser necesarios. Una ventaja de utilizar este programa es que considera la carga axial para generar los diagramas de Momento-Curvatura, lo cual es de suma importancia debido al gran efecto que tiene esta componente en las columnas, a diferencia de las vigas. La Figura 3.4 muestra el efecto de la carga axial en los diagramas de momento-rotación obtenido del programa CUMBIA. En este edificio, la sección de las columnas es la misma para todos los pisos, por lo que la única variante es la carga axial de servicio obtenida en cada piso. La constante de rigidez, K_e , es la pendiente de la zona elástica de cada curva. Como se observa en el gráfico de la Figura 3.4, como la carga axial es mayor en las columnas de los pisos inferiores, la capacidad de momento de la sección aumenta en comparación con las columnas de los pisos superiores, los cuales tienen cargas axiales más bajas.

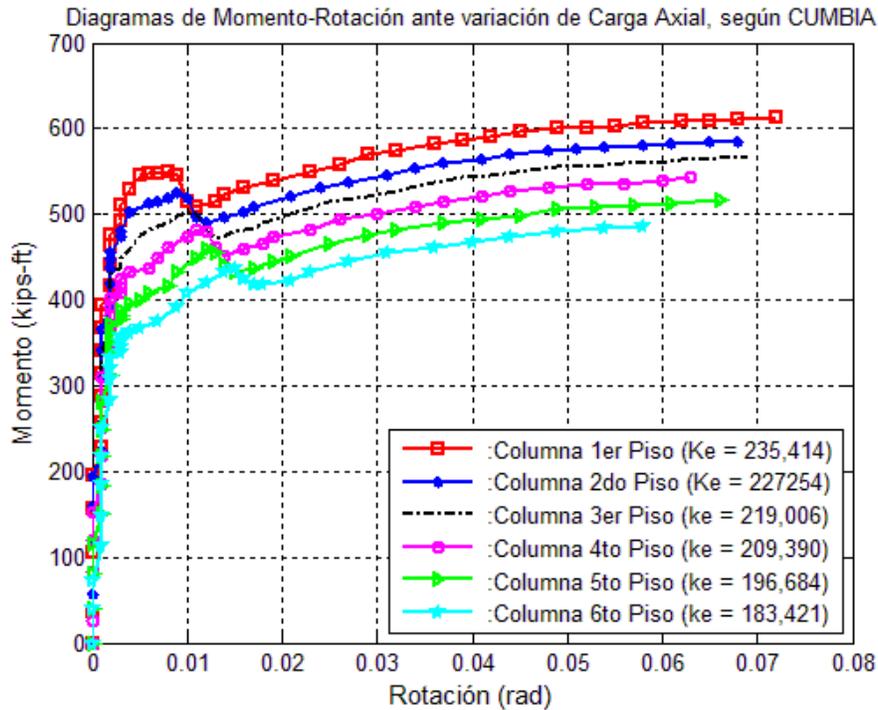


Figura 3.4. Efecto de la carga axial en la curva de momento-rotación

Por otra parte, SAP2000 tiene la capacidad de generar las curvas de Momento-Curvatura pero no considera la carga axial del elemento, por lo que es recomendable utilizar este programa solo cuando se busca la curva Momento-Curvatura para vigas, debido a que se puede despreciar la carga axial. Al igual que CUMBIA, SAP2000 utiliza la teoría de Mander para generar las curvas. A continuación se muestra en la Figura 3.5 una comparación de una curva Momento-Curvatura utilizando ambos programas. En la misma se observan resultados satisfactorios con la utilización de estos. Por otro lado, en la Figura 3.6 se muestra el diagrama de Momento-Rotación para la columna del primer piso del edificio 1H3 obtenido con el programa CUMBIA, en donde se realiza una aproximación bilineal de la curva. Los valores de la curva bilineal son los que se utilizarán para darle las propiedades de ductilidad a los elementos estructurales en el modelaje del edificio no lineal en este estudio.

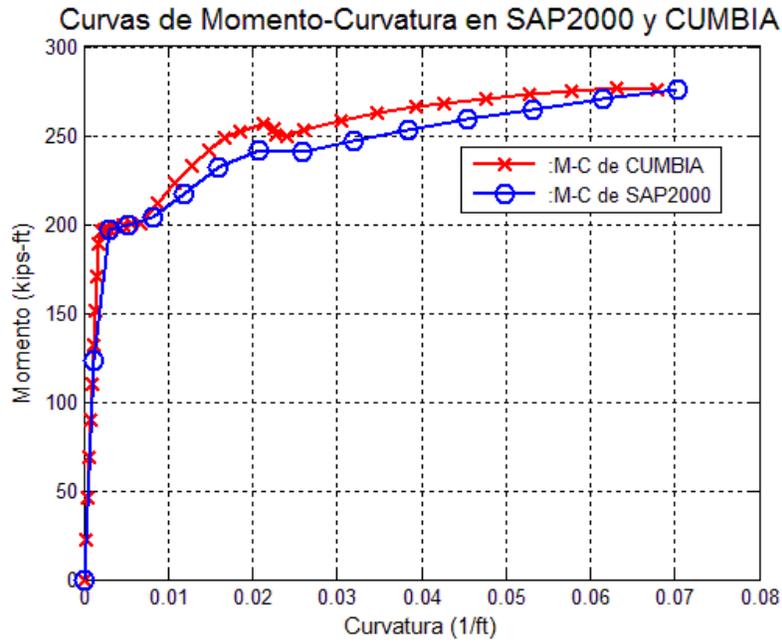


Figura 3.5. Comparación del diagrama de momento-curvatura utilizando los programas SAP2000 y CUMBIA

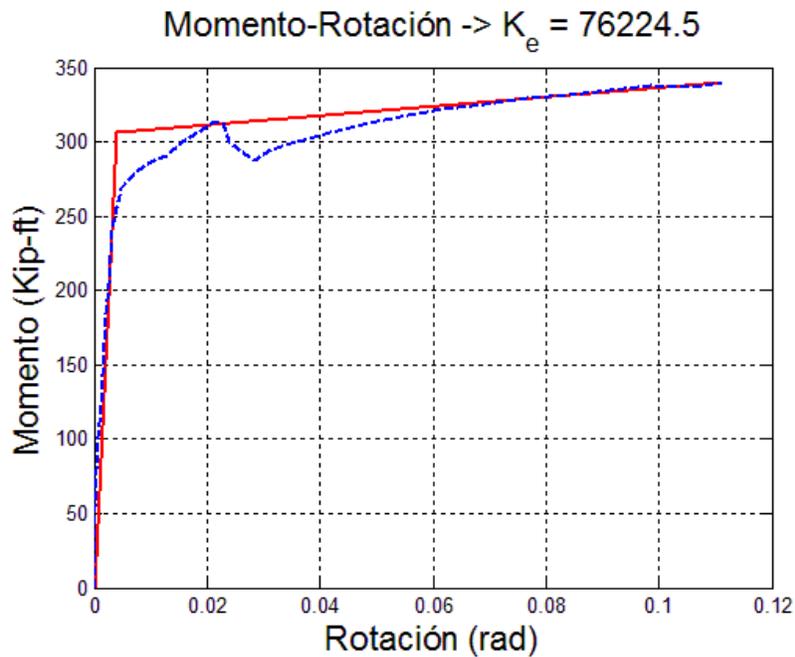


Figura 3.6. Diagrama de Momento-Rotación de columna del primer piso del edificio 1H3.

3.3 Modelo de Histéresis de Pivote

Dowell et al. (1998) realizaron un trabajo investigativo en donde presentan un modelo de histéresis que ilustra con precisión el comportamiento no lineal de los elementos circulares de hormigón armado, en términos de una respuesta de fuerza-desplazamiento, o momento-rotación. Lo que hace que este modelo sea atractivo, en comparación con otros modelos de histéresis, es que considera las secciones no simétricas, carga axial cíclica y la degradación del hormigón. La degradación del hormigón se refleja en los diagramas como los "Pinching Points". El modelo se fundamenta en una serie de reglas, las cuales están basadas en los parámetros que se muestran a continuación:

- α_1 - localiza el punto de pivote para la descarga a cero desde la fuerza positiva
- α_2 - localiza el punto de pivote para la descarga a cero desde la fuerza negativa
- β_1 - localiza el punto de pivote para la recarga desde cero hacia la fuerza positiva
- β_2 - localiza el punto de pivote para la recarga desde cero hacia la fuerza negativa
- η - determina la cantidad de degradación de la pendiente elástica después de la deformación plástica

Los valores de α_i y β_i se obtienen de los mapas de contorno que se muestran en la Figura 3.7.

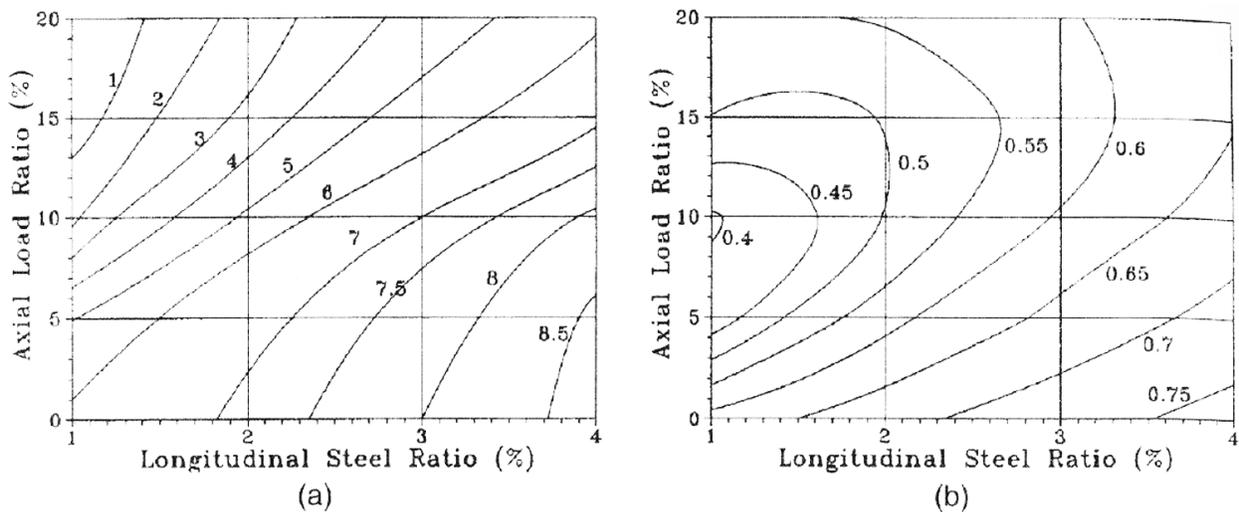


Figura 3.7. Diagramas de contorno para a) α_i ; b) β_i (Dowell et al., 1998).

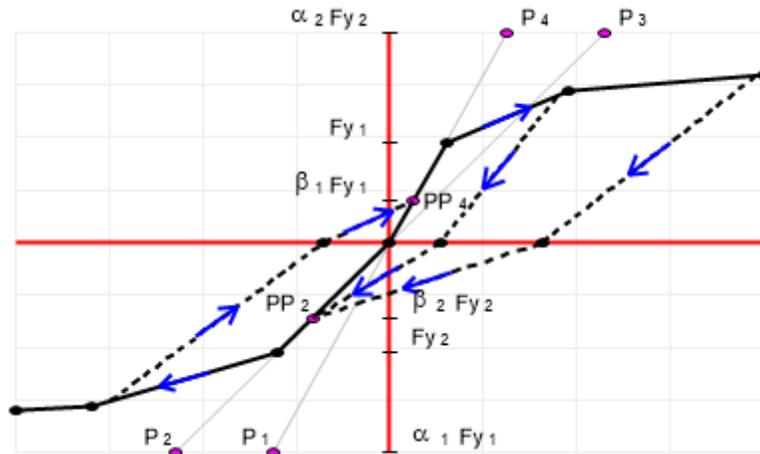


Figura 3.8 Modelo del Análisis Histerético de Pivote (SAP2000).

Recientemente Sharma et al. (2013) realizaron un estudio en donde desarrollaron mejoras a la teoría del *Análisis Histerético de Pivote* antes mencionado. Las principales contribuciones fueron: 1) Se define un nuevo parámetro que cubre un rango completo de cargas axiales en elementos, 2) Se considera el refuerzo transversal de la sección, y 3) Se consideran secciones rectangulares. Para esto se recopiló una base de datos de aproximadamente 100 pruebas sísmicas simuladas de secciones rectangulares de hormigón reforzado. Luego estos datos fueron graficados contra los valores de ALR ("Axial Load Ratio"), razón de refuerzo longitudinal (ρ_l) y la razón volumétrica de refuerzo transversal o confinamiento (ρ_{sh}). La Figura 3.9 muestra los resultados del estudio para la variable α .

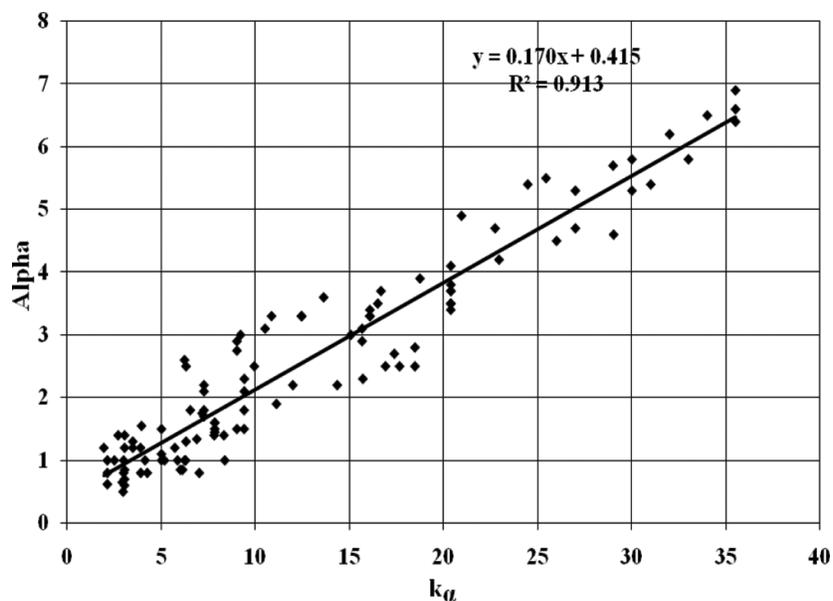


Figura 3.9 Variación del parámetro α con respecto a k_a (Sharma et al., 2013)

Para encontrar la correlación con el parámetro β se trabajó de la misma manera, por lo que finalmente se presentan las ecuaciones obtenidas del estudio y un gráfico (Figura 3.10) donde se compara una curva de histéresis de una prueba experimental de una sección de hormigón rectangular, y una curva con el modelo de Histéresis de Pivote modificado, los cuales resultan satisfactorios.

$$k_{\alpha} = \frac{\rho_t}{ALR} \quad (3.1)$$

$$k_{\beta} = (ALR)^{0.25} x (\rho_{sh})^{0.2} \quad (3.2)$$

$$\alpha = 0.170k_{\alpha} + 0.415 \quad (3.3)$$

$$\beta = 0.485k_{\beta} + 0.115 \quad (3.4)$$

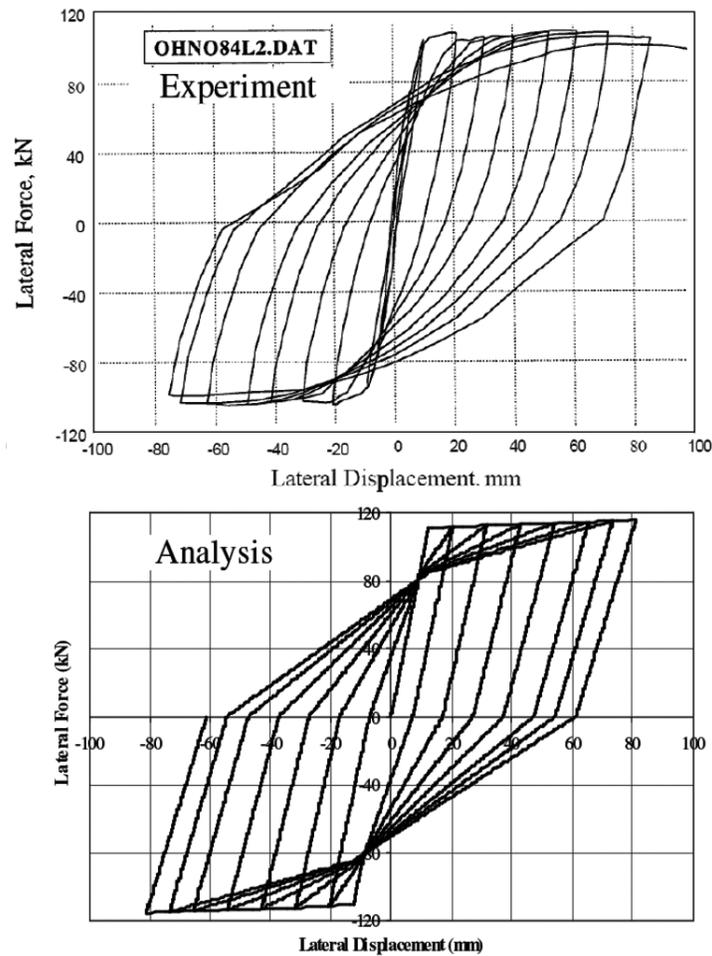


Figura 3.10 Comparación del modelo del Análisis Histerético de Pivote con un análisis experimental (Sharma et al., 2013).

3.4 Modelaje con SAP2000 usando el elemento "nonlinear link"

Para modelar la no linealidad de los elementos estructurales en SAP2000, se utilizará el método de los "links" (eslabones o enlaces). Los "links" son resortes en donde se pueden incluir las propiedades de fuerza-deformación correspondiente a cada uno de los seis grados de libertad de un elemento. En este estudio las propiedades de Momento-Rotación de cada sección se introdujeron en el grado de libertad R3 (rotación alrededor del eje 3), el cual se muestra en la Figura 3.11 como M3 (Momento alrededor del eje 3). Las relaciones entre el momento flector M2 y el torsor T (alrededor del eje 1) y sus respectivas rotaciones permanecerán lineales debido a que los edificios se modelan en dos dimensiones (2D) y la rotación alrededor del eje 3 es la que controla en la disipación de la energía del terremoto aplicado.

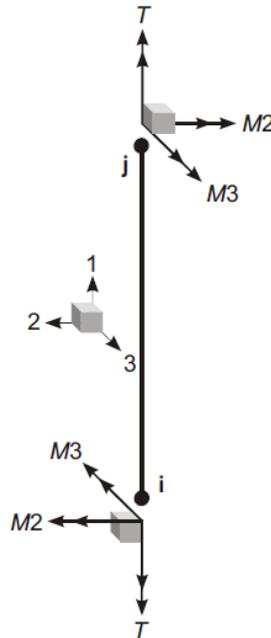


Figura 3.11 Diagrama ilustrativo de los momentos internos de un elemento, según SAP2000.

Estos resortes se colocan dentro del largo plástico del elemento, en el cual se recomienda utilizar como su longitud la mitad del peralte de la sección (Moehle, 1992). Se utilizó un resorte de 12 pulgadas de longitud para efectos de facilitar el trabajo en el modelaje. El largo del resorte no es de mucha importancia, ya que al resorte se le brinda las mismas características de la sección, ya sea en términos de capacidad, como su peso y masa en su longitud. La Figura 3.12 muestra cómo están localizados estos resortes en las vigas; en las columnas, están instalados de la misma manera.

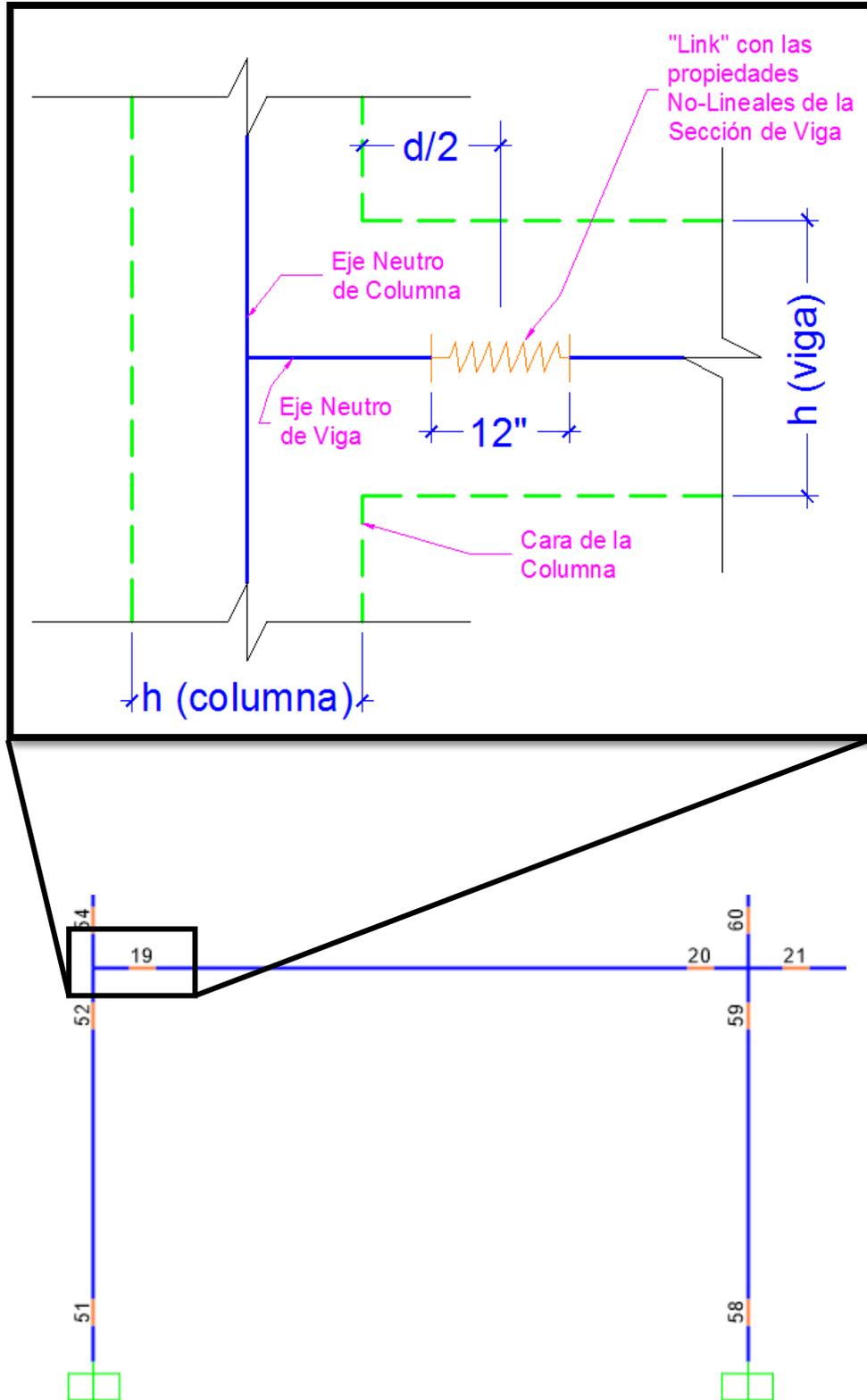


Figura 3.12 Diagrama ilustrando la localización de los "links" en las secciones de vigas y columnas de los edificios.

Para demostrar cómo se introducen las propiedades de los resortes, se muestra en la Figura 3.13 la primera ventana de entrada de datos. Primero se debe escoger el tipo de resorte en el casillero "Link/Support Type", el que en este caso es el "Multilinear Plastic". También se debe incluir el peso y la masa del resorte: estos deben ser igual al peso y masa del tramo de hormigón reforzado que es sustituido por el mismo ($\gamma_{\text{hormigón reforzado}} = 0.15 \text{ kip/ft}^3$). Luego se procede a indicarle al programa cuál de los grados de libertad será no lineal: en este caso es la rotación alrededor del eje 3. Por otra parte, el resto de ellos deben indicarse como fijos ("fixed"), ya que esto hace que se comporten de igual manera al elemento modelado como lineal. Si no se indican los grados de libertad como fijos, resultarán errores de conectividad en los modos, obteniéndose un periodo fundamental "infinito" (asociado a movimientos de cuerpo rígido).

The screenshot shows the 'Link/Support Property Data' dialog box with the following configuration:

- Link/Support Type:** MultiLinear Plastic
- Property Name:** Beams
- Property Notes:** (empty)
- Total Mass and Weight:**
 - Mass: 0.0109
 - Weight: 0.35
 - Rotational Inertia 1: 0.
 - Rotational Inertia 2: 0.
 - Rotational Inertia 3: 0.
- Factors For Line, Area and Solid Springs:**
 - Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1.
 - Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.
- Directional Properties:**

Direction	Fixed	NonLinear	Properties
U1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...
U2	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
U3	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
R1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
R2	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
R3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...
- P-Delta Parameters:** Advanced...
- Buttons:** Fix All, Clear All, OK, Cancel

Figura 3.13 Primera ventana de SAP2000 donde se entran las propiedades del "link".

Una vez establecido el resorte no lineal a ser utilizado, se procede a introducir las propiedades no lineales específicas del mismo, ilustradas en la Figura 3.14. El código CUMBIA, explicado anteriormente, provee una aproximación bilineal del diagrama de Momento-Rotación de la sección, la cual será la utilizada como la curva del resorte en SAP2000 para efectos de ayudar al programa a correr con mayor rapidez. Debido a que en este ejemplo se muestra la curva de una viga, se puede observar la asimetría que existe en ella ya que tiene diferentes capacidades de momentos positivos y negativos. Finalmente se escoge el modelo de histéresis, que para este estudio será el *Modelo de Histéresis de Pivote*, y en los cuatro casilleros se introducen los valores de α_i y β_i calculados con las ecuaciones 3.3 y 3.4 de este escrito. En el manual del programa SAP2000 se recomienda un valor de η de 10, el cual considera la degradación del hormigón ante cargas cíclicas. De la misma manera se entran las propiedades de los resortes para las secciones de columnas.

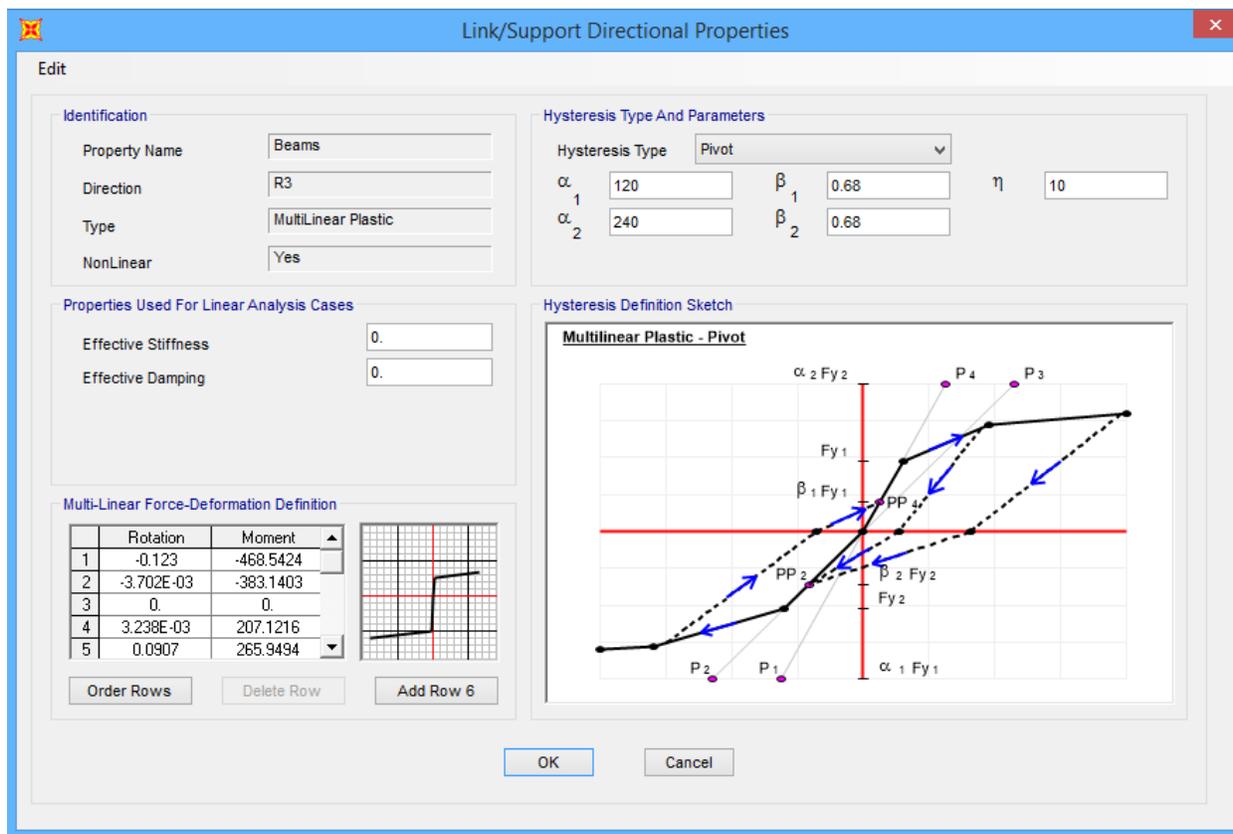


Figura 3.14 Ventana donde se introducen las propiedades no lineales del resorte específico.

En caso de que este modelo se utilice para realizar un análisis lineal, se le deben dar las propiedades de *Rigidez Efectiva* y *Amortiguamiento Efectivo*. Este no es el caso de este proyecto, ya que los modelos lineales y no lineales se hicieron por separado.

3.5 Generación de acelerograma compatible

Como se mencionó previamente, en este proyecto no se sometieron las estructuras a diferentes terremotos sino que se generó un terremoto artificial compatible con el espectro de diseño del código IBC-06 de la ciudad donde se localiza la estructura. Se supuso que la estructura está localizada en San Juan, Puerto Rico. El método utilizado se basa en la Transformada Wavelet Continua y ha sido implementado en un código de Matlab llamado *ArtifQuakeLetII.m* (Montejo y Suárez, 2013), en donde se realizan todos los cálculos y gráficos y fue modificado para hacerlo más eficiente computacionalmente. Para generar el sismo artificial es necesario tener un registro de algún evento real (registro “semilla”), el cual es modificado con el programa. Dicho terremoto debe tener características semejantes a algún terremoto posible a ocurrir en la localidad del edificio, entre ellas la magnitud, la profundidad del foco, la distancia al epicentro y la geología local del sitio. Estas características fueron las que se consideraron en el estudio de Irizarry (1999), en donde se utilizó una base de datos de registros de terremotos mundiales para escoger los terremotos semejantes y probables a ocurrir en tres ciudades importantes de Puerto Rico: San Juan, Ponce y Mayagüez. Luego de filtrar todos los datos, se crearon unos espectros de diseño con los terremotos resultantes de cada ciudad. Para esta investigación se escogió uno de los terremotos que más influye en el espectro de diseño de la ciudad de San Juan, el cual fue el terremoto ocurrido en 1978 en la ciudad de Miyagi, Japón, con magnitud de 7.7. A continuación se muestra en la Figura 3.15 el terremoto artificial que resultó del programa *ArtifQuakeLetII.m*, el cual fue aplicado en la base de cada edificio tanto en su forma original, como variando su aceleración pico. En la Figura 3.16 se muestra el espectro de diseño objetivo para San Juan según el IBC-2009, el espectro de respuesta del terremoto original de Miyagi 1978 y también el espectro de respuesta del terremoto artificial generado por el programa. Por otra parte, al final de esta sección (Figura 3.17) se ilustra el espectro de diseño de San Juan, incluyendo el periodo fundamental de cada uno de los edificios modelados y evaluados en este trabajo investigativo. Estos periodos fundamentales también se muestran en la Tabla 3.1 y fueron obtenidos de los modelos realizados en SAP2000, según se explicó anteriormente.

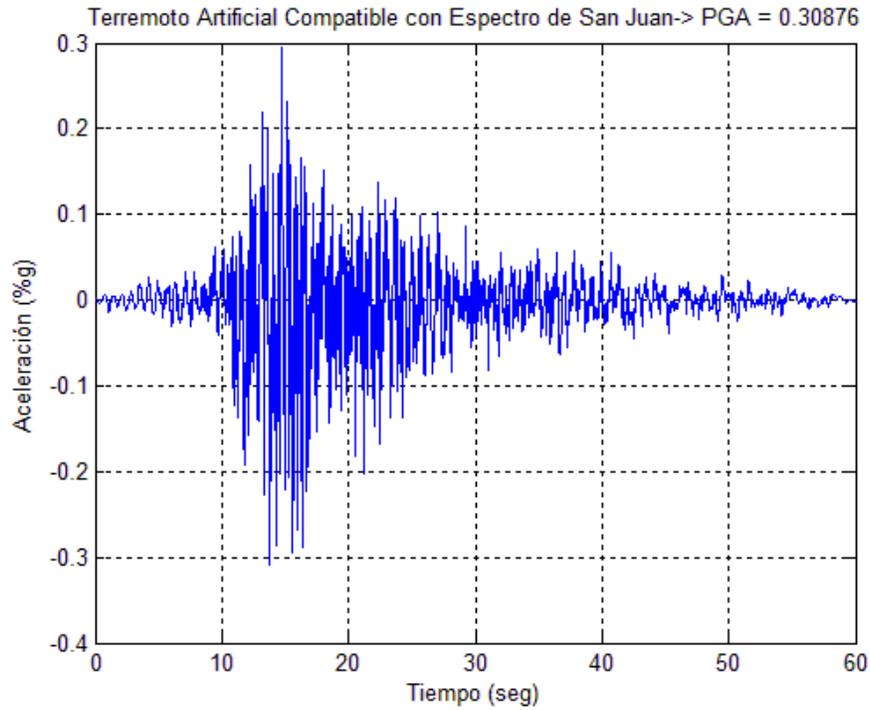


Figura 3.15 Terremoto compatible con el espectro de diseño para San Juan, Puerto Rico, obtenido con el programa ArtifQuakeLetII.

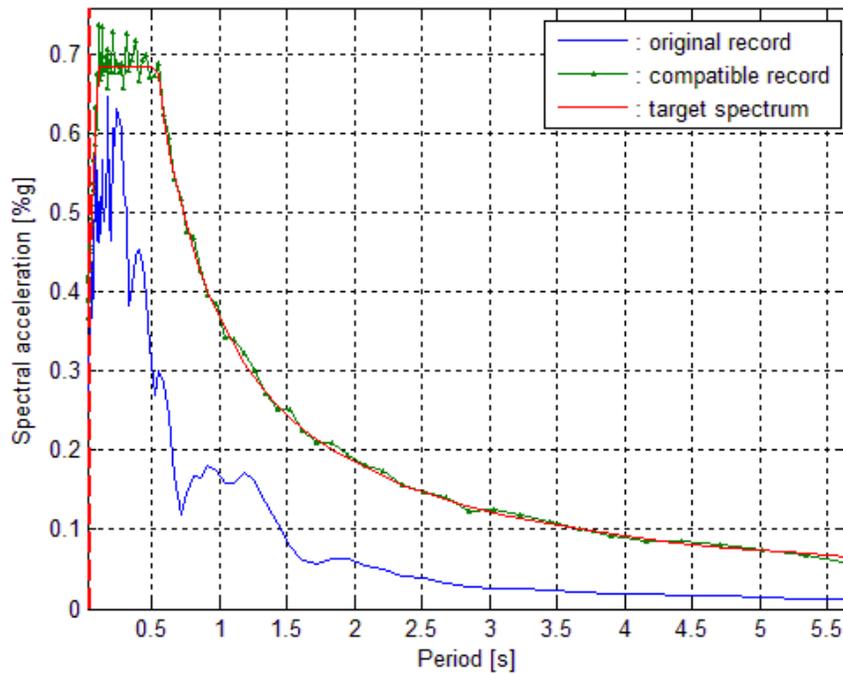


Figura 3.16 Espectro de respuesta del terremoto artificial generado (en verde), espectro de diseño IBC-09 para San Juan (en rojo) y espectro de respuesta del terremoto original, Miyagi 1978 (en azul).

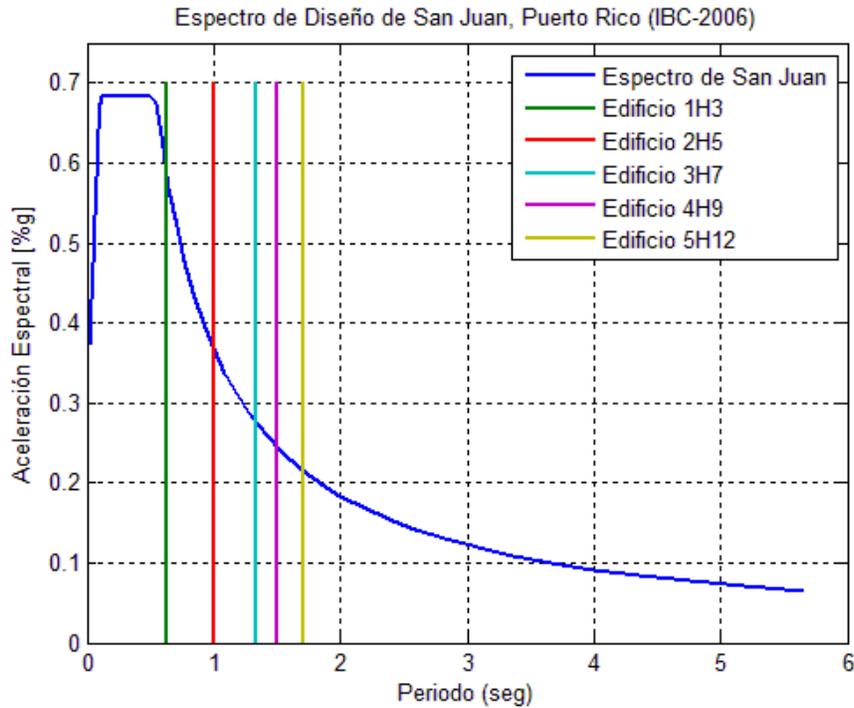


Figura 3.17 Espectro de diseño de San Juan, Puerto Rico incluyendo los periodos fundamentales de los edificios estudiados.

3.6 Análisis lineal de historial en el tiempo

Al igual que para el análisis no lineal, se realizó análisis en el tiempo para las estructuras con comportamiento lineal. Para este análisis lineal se utilizaron los modos de vibración y se especificó una razón de amortiguamiento constante para todos los modos. Un punto importante es el hecho que como se quiere comparar este análisis con el no lineal, se cambiará el valor de la razón de amortiguamiento ξ en más de una ocasión. El propósito de este tipo de análisis es investigar si es posible obtener resultados similares, en términos de las aceleraciones de los pisos, al caso inelástico, cambiando la razón amortiguamiento modal de la estructura.

4 RESULTADOS DEL ESTUDIO

En este capítulo se muestran los resultados de este trabajo investigativo para los cinco edificios considerados. La respuesta calculada es la aceleración absoluta máxima para cada piso; además se comparan estas aceleraciones con la aceleración para diseño especificada en códigos (ASCE 7-05) y se calculan los espectros de piso.

4.1 Aceleración absoluta máxima de pisos

Luego de aplicarle el registro del terremoto artificial en la base de cada edificio para los casos lineales y no lineales, se procedió a adquirir los valores de las aceleraciones máximas de cada uno de los pisos. Es importante mencionar que para determinar las fuerzas en los soportes de los elementos no estructurales a causa de un terremoto, y de acuerdo a la segunda ley de Newton, se necesita la aceleración absoluta (o total). Como se mencionó previamente, uno de los objetivos de este proyecto es verificar si existe un patrón en el comportamiento de la estructura cuando es analizada considerando su capacidad de ductilidad y cuando se analiza linealmente, pero variando los valores de la razón de amortiguamiento modal ξ . Generalmente en la ingeniería de terremotos es costumbre utilizar un valor de ξ igual a 0.05 cuando se analiza una estructura sometida a un terremoto fuerte. Se argumenta que este valor tiene en cuenta de alguna manera el agrietamiento del hormigón en la estructura. Para calcular las aceleraciones absolutas de los pisos mediante un análisis en el tiempo lineal se utilizan en este estudio tres valores de ξ : 0.05, 0.08 y 0.1, iguales para todos los modos. Para el caso no lineal se usa el modelo de amortiguamiento de Rayleigh con ξ igual a 0.03 para los modos 1 y 3 pero hay que señalar que este amortiguamiento aumenta debido a la disipación de energía por los ciclos de histéresis. Los resultados se compararon con los valores de aceleraciones absolutas obtenidos de un análisis no lineal. La Figura 4.1 muestra los resultados de los dos análisis para el edificio 1H3.

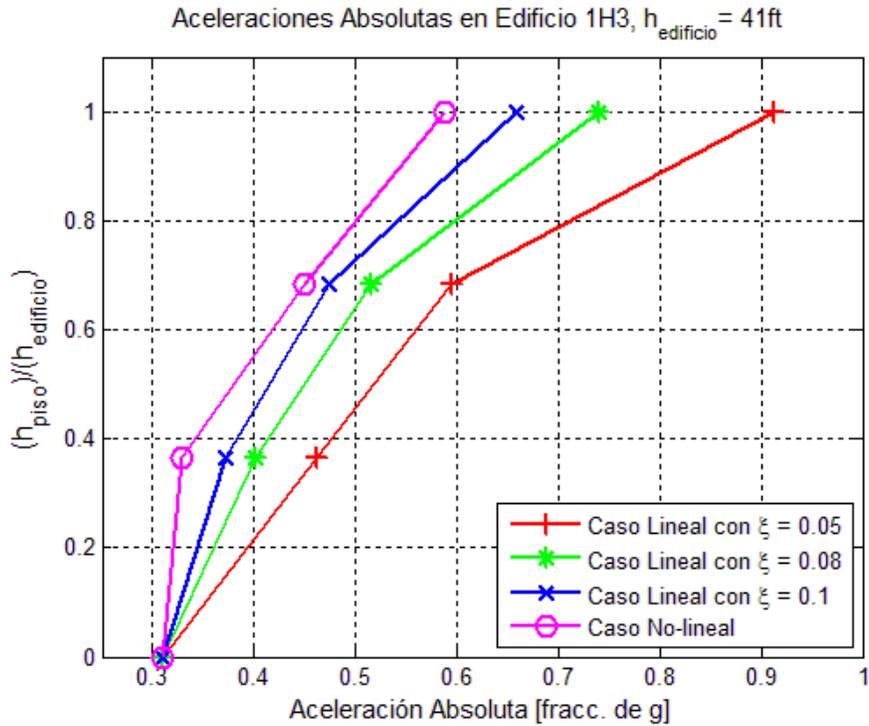


Figura 4.1 Comparación de aceleraciones absolutas obtenidas para los casos lineales y el no lineal en el edificio 1H3.

Como se observa en los casos lineales, a medida que se utiliza un valor de amortiguamiento mayor, resultan aceleraciones absolutas menores debido a la mayor disipación de energía en la estructura. Sin embargo, el análisis no lineal muestra un comportamiento donde se disipa más energía que en el caso lineal cuando se utiliza un ξ igual a 0.1. Otro punto importante es el hecho de que si para este edificio se estima la aceleración en los pisos mediante un análisis lineal con ξ igual a 0.05, se obtendrá una sobreestimación de las aceleraciones reflejándose en una fuerza de diseño mayor para los soportes de algún elemento no estructural específico. Por ejemplo, en el techo del edificio se obtiene una aceleración absoluta máxima con un 55% mayor a la respuesta exacta (no lineal).

En la Figura 4.2 se muestran las variaciones con la altura de la aceleración de piso para los restantes cuatro edificios analizados en este trabajo. Para los casos no lineales la distribución de la aceleración en los pisos es muy variable. Por ejemplo, en el edificio 3H7 (Figura 4.2-b) el caso no lineal generó para la mayoría de los pisos aceleraciones máximas mayores a la de todos los casos lineales, mientras que en el edificio 5H12 (Figura 4.2-d) ocurrió lo contrario. Si se observa el valor de la aceleración máxima en el techo de cada edificio, se puede observar que la aceleración obtenida de la respuesta no lineal es menor a la del caso lineal para un ξ de 0.05. Sin embargo, en el edificio 3H7 esto no

ocurrió, ya que se obtuvo una aceleración en el modelo no lineal 33% mayor a la que se obtuvo en el caso lineal con ξ igual a 0.05.

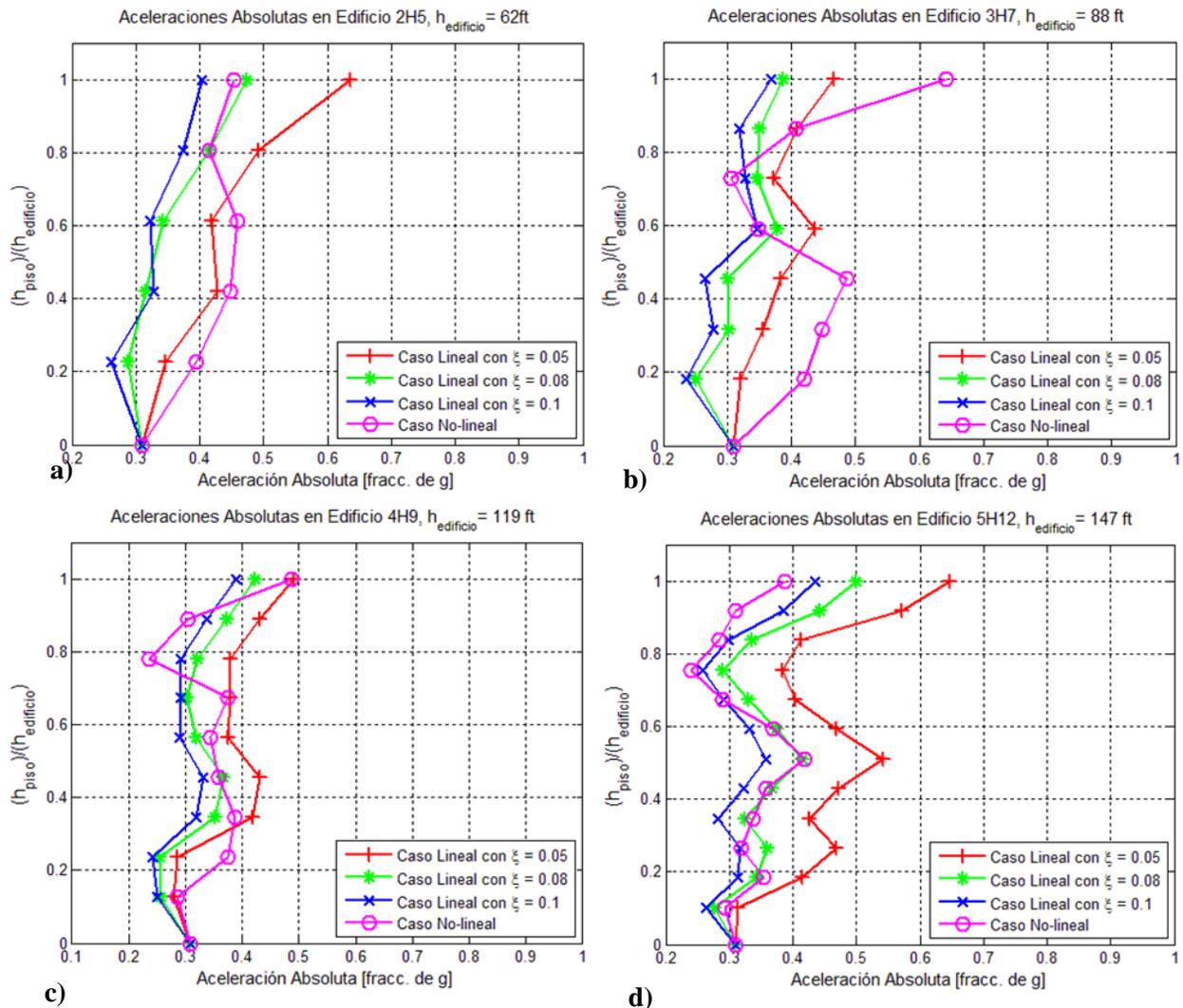


Figura 4.2 Comparación de aceleraciones absolutas obtenidas para los casos lineales y no lineales en el edificio: a) 2H5, b) 3H7, c) 4H9 y d) 5H12.

En la Figura 4.3 se muestra un ejemplo de cómo se disipa la energía por el comportamiento inelástico de la estructura, donde se presenta el ciclo de histéresis de un elemento viga del primer piso del edificio 1H3 durante el evento sísmico. En este diagrama se puede observar cuando la viga experimenta su capacidad máxima de momento. Según el detalle estructural de los elementos de viga de este edificio (Figura 3.3) se tiene una capacidad de momento mayor para los momentos negativos que para los positivos, lo cual se puede observar en el diagrama de histéresis. La capacidad a momento de esta viga tiene valores de aproximadamente 250 kip-ft y 150 kip-ft para los momentos negativos y positivos, respectivamente. Es por esto que se observa mayor plastificación de la junta en la zona positiva.

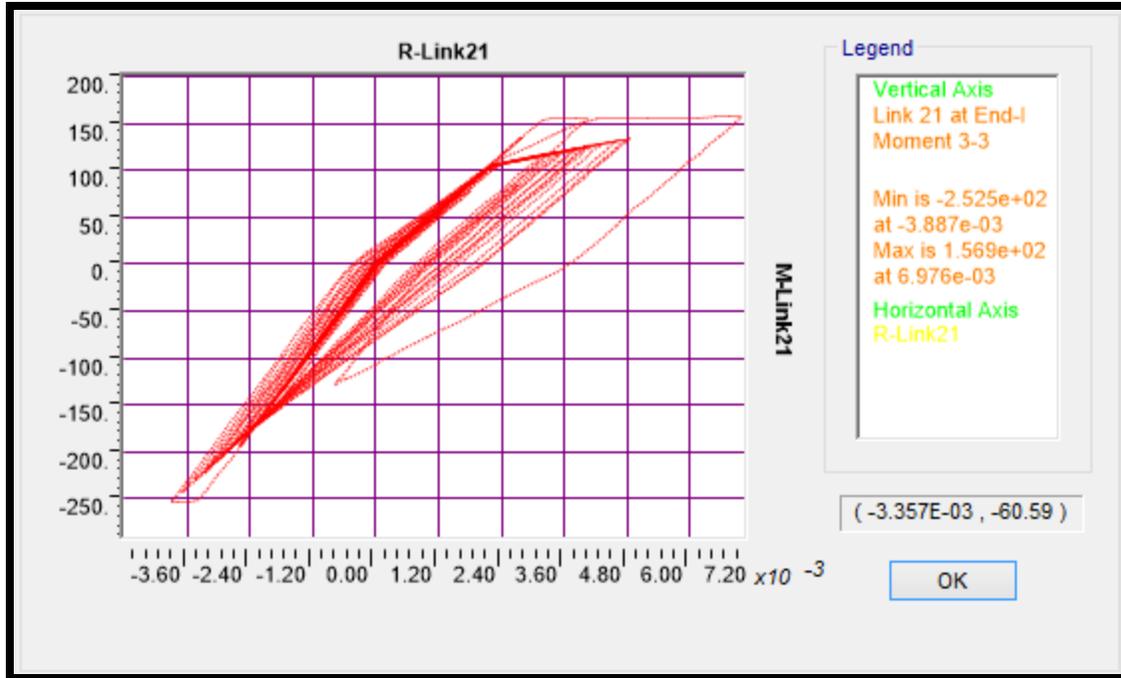


Figura 4.3 Ciclo de histéresis obtenido con el análisis no lineal en SAP2000 para una de las vigas del primer piso del edificio 1H3 (unidades en kip-ft).

4.2 Aceleraciones absolutas de piso según las disposiciones del ASCE-7 05

Cumpliendo con los objetivos de este estudio, a continuación se comparan las aceleraciones absolutas obtenidas del análisis lineal y no lineal con las recomendaciones del Capítulo 13, “Requerimientos de Diseño Sísmico para Elementos No Estructurales”, del documento ASCE 7-05. Estas recomendaciones se mencionan en la Sección 2.4 del presente escrito, donde se explica que con la ecuación (2.10) se puede calcular un estimado de la aceleración absoluta máxima de cada piso considerando la altura del piso, la altura total del edificio y la aceleración espectral de diseño para periodos cortos S_{DS} de la zona en estudio. En la Figura 4.4 se observa que para el edificio 1H3 la ecuación (2.10) provee una buena estimación de las aceleraciones absolutas en los pisos si se compara con un análisis lineal dado un valor de amortiguamiento ξ igual a 0.05. Sin embargo, las aceleraciones obtenidas para el análisis no lineal resultaron aproximadamente un 30% y un 28% menor en los pisos 2 y 3, respectivamente. Esto significa que considerando el caso no lineal como el exacto, las recomendaciones del código y el análisis lineal sobreestiman las aceleraciones absolutas de los pisos del edificio, resultando en cargas de diseño mayores para los elementos no estructurales anclados a un piso en específico.

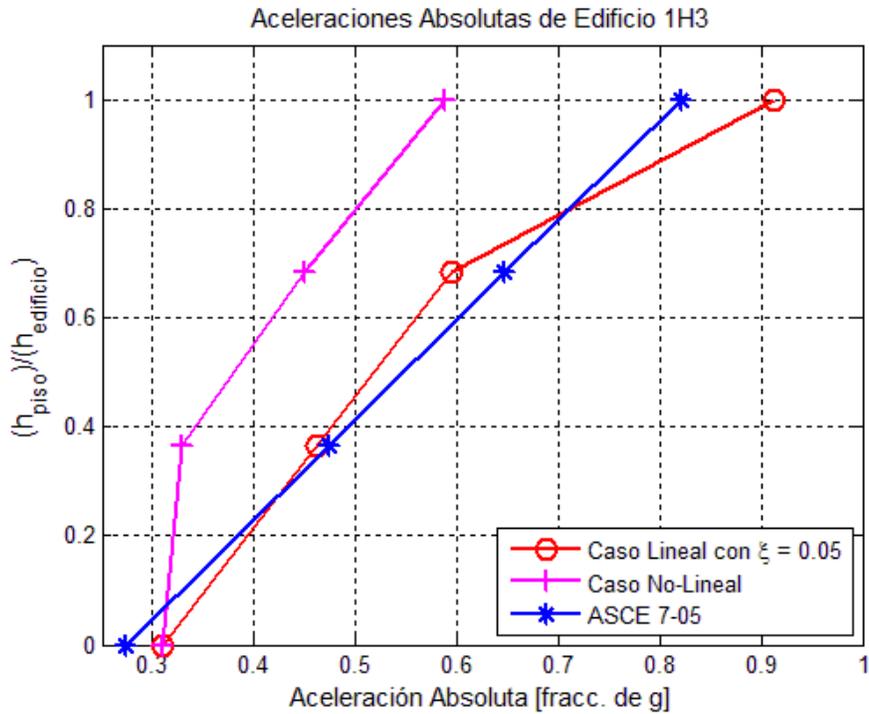


Figura 4.4 Comparación de los valores de aceleraciones absolutas del caso lineal, no lineal y según el Capítulo 13 de ASCE-7 05 para el edificio 1H3.

En la Figura 4.5 se muestran gráficos similares al anterior pero para los restantes cuatro edificios que fueron estudiados en este trabajo. Para estos edificios los valores obtenidos con la ecuación (2.10) resultaron semejantes a los obtenidos con el análisis no lineal para los primeros dos pisos. Sin embargo, para los demás pisos se concluye que la ecuación (2.10) sobreestima de gran manera los valores de aceleración máxima de piso para poder utilizarse como base para un diseño de soportes de elementos no estructurales. Esto se debe a que la misma no considera ninguna propiedad del edificio o estructura primaria. Por ejemplo, esta ecuación se utiliza de igual forma para un edificio de pórticos resistentes a momento al igual que para edificios de paredes de corte, aunque es razonable esperar que la respuesta en aceleraciones de pisos sea bien distinta en cada caso.

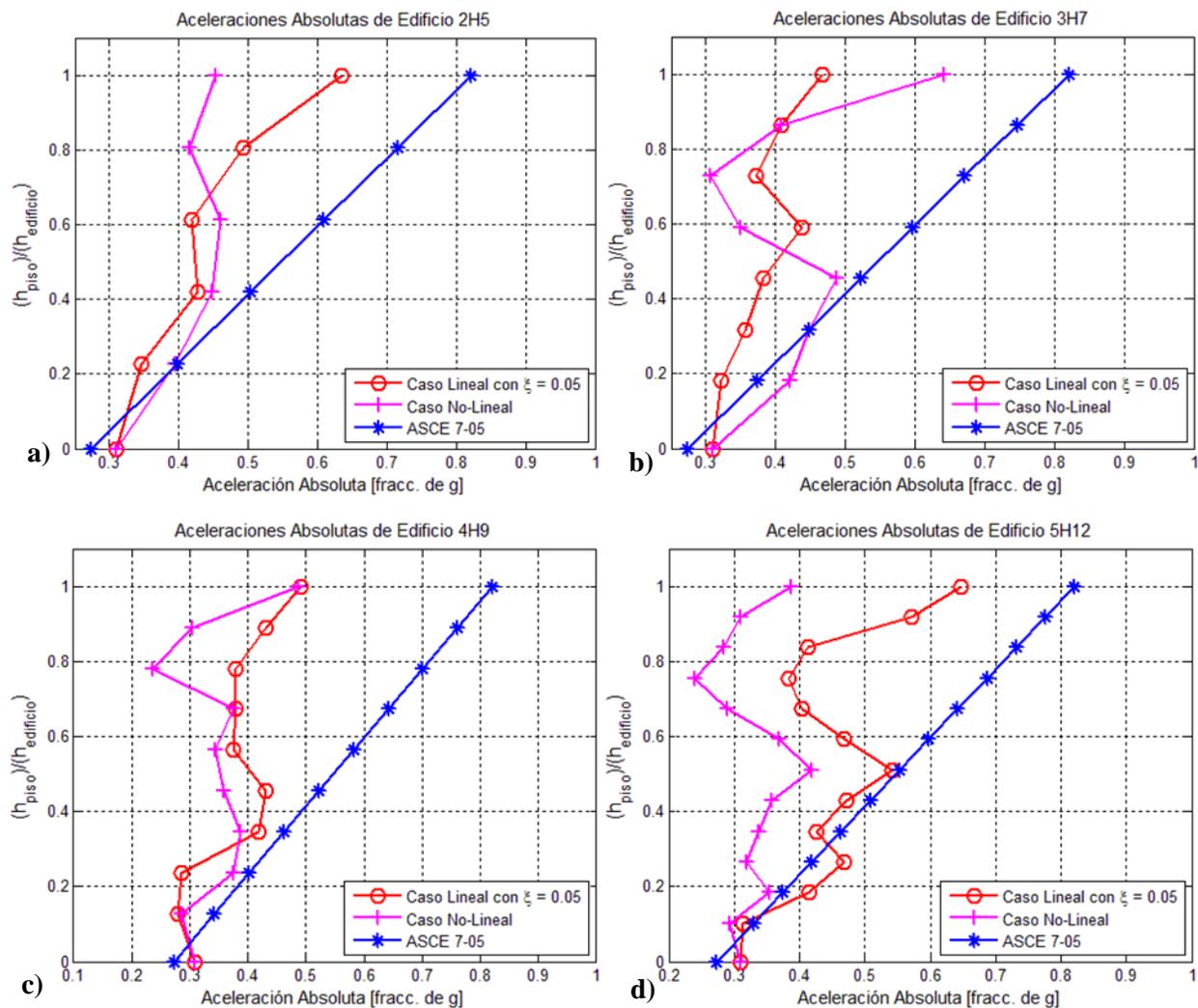


Figura 4.5 Comparación de los valores de aceleraciones absolutas del caso lineal y no lineal con la calculada según las recomendaciones de ASCE-7 05 para el edificio: a) 2H5, b) 3H7, c) 4H9 y d) 5H2.

4.3 Espectros de respuesta de pisos

Para poder generar los espectros de respuesta de pisos se calcula primero la variación en el tiempo de la aceleración absoluta de cada uno de los pisos. Estos resultados se obtuvieron de los modelos lineales y no lineales desarrollados en el programa SAP2000, el cual permite obtener los datos de aceleración absoluta para cada intervalo de tiempo. La Figura 4.6 muestra un ejemplo del historial de aceleraciones absolutas en el piso 2 del edificio de tres pisos 1H3 para el caso lineal. En este piso se registró una aceleración absoluta máxima cercana a 0.6g. En el Apéndice B se incluyen todos los gráficos de los registros de aceleraciones para cada uno de los edificios. Este historial de aceleraciones de piso se utiliza como entrada a un programa de MATLAB que calcula el espectro de respuesta: por definición este

es el llamado espectro de piso. El programa utilizado para generar estos espectros es un código en MATLAB llamado *EspectrosRespuesta.m* (Suárez, 2014). La respuesta se calcula mediante la solución recursiva de la integral de Duhamel, la cual está programada como un código tipo *function*, en donde se da como entrada el registro de aceleraciones en un piso dado (o en el suelo), la frecuencia natural del sistema de un grado de libertad y su razón de amortiguamiento. Con estos datos el programa crea los espectros de desplazamientos relativos, seudo velocidades, y seudo aceleraciones en un rango de periodos especificado por el usuario.

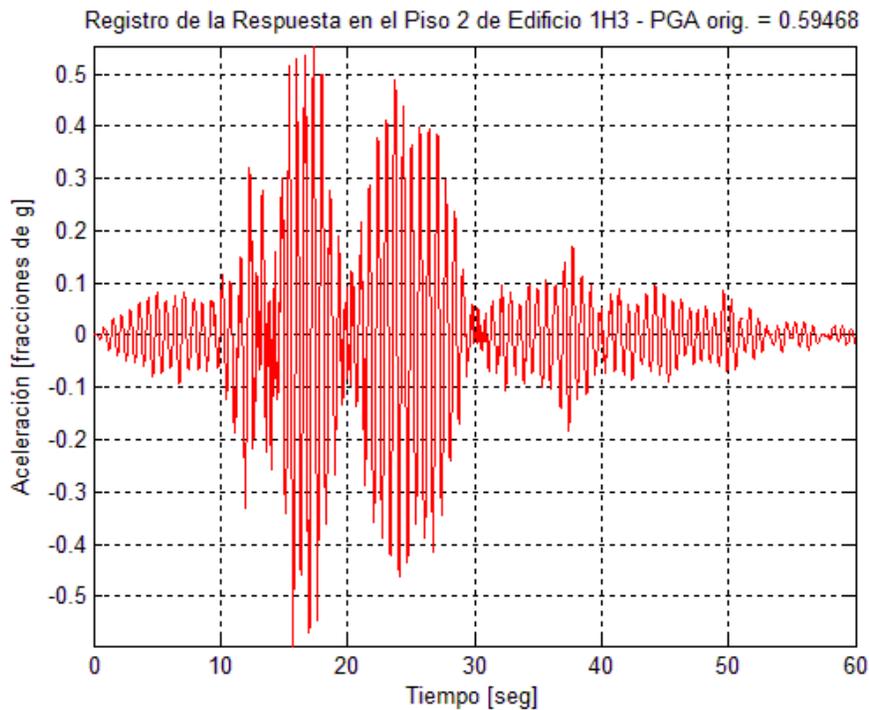


Figura 4.6 Registro de aceleración absoluta en el piso 2 del edificio 1H3 debido al terremoto artificial aplicado en la base.

A continuación se presenta en la Figura 4.7 el espectro de respuesta del piso 2 del edificio 1H3 que resultó del análisis lineal en SAP2000, en donde se puede observar la gran demanda de aceleración (mayor a 6 veces la aceleración pico aplicada de 0.595g) que podría experimentar un equipo con un periodo fundamental cercano a los 0.65 segundos. La razón de amortiguamiento ξ utilizada para el sistema de un grado de libertad fue de 0.05.

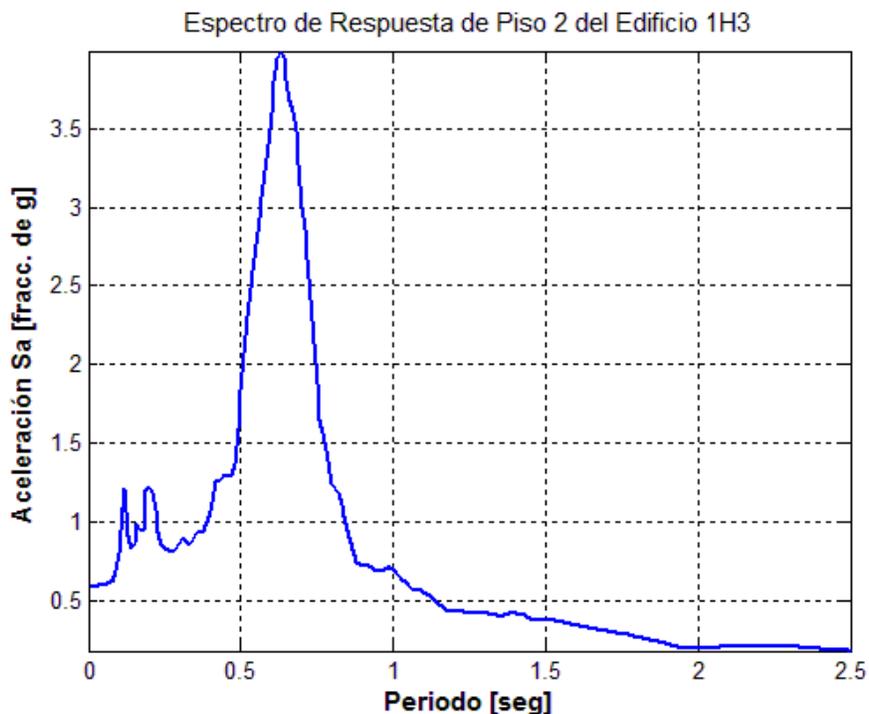


Figura 4.7 Espectro de respuesta del piso 2 del edificio 1H3 debido al terremoto artificial obtenido con un análisis lineal.

Una de las comparaciones que se llevó a cabo en este estudio fue ver cómo varían los espectros de respuesta de pisos para diferentes niveles de ductilidad global de la estructura. Para llevar la estructura a diferentes niveles de ductilidad se realizaron análisis no lineales con el método del *Análisis Dinámico Incremental* en donde se utilizó el mismo terremoto artificial pero escalado a aceleraciones de suelo picos de 0.15g y 0.6g. Para escoger estos valores se partió de la premisa de que 0.15g es aproximadamente la mitad de la aceleración pico del terremoto sin escalar y 0.6g es un poco más del doble de la misma ($PGA_{\text{terremoto artificial}} = 0.309g$).

Para observar indirectamente cómo se comporta la estructura ante diferentes niveles de intensidad del terremoto se muestran en la Figura 4.8 los diagramas de momento-rotación de una de las columnas del primer piso del edificio 1H3 para los tres niveles de intensidad (PGA) del sismo. Cuando la aceleración pico del sismo es 0.15 g no se forma un ciclo de histéresis debido a que la estructura se comporta dentro del rango lineal. Por otro lado, el momento máximo que experimentó la columna fue de aproximadamente 200 k-ft, el cual está por debajo de la capacidad de momento de este elemento, 306 kip-ft. Se puede observar además el efecto proporcional que existe a medida que se aumenta la intensidad del sismo aplicado a la estructura. Cuando se aplica el sismo con aceleración pico de 0.6 g se puede apreciar el mayor nivel de rotaciones en la zona plástica de la sección donde está localizado el resorte no lineal. A

diferencia de la viga de la Figura 4.3, en este caso el refuerzo longitudinal de la columna es simétrico. Por tal razón se observa la capacidad de momento de 306 kip-ft en los momentos negativos y positivos. En el caso del análisis no lineal original (PGA = 0.309 g) se puede observar que la columna llegó a cedencia en los momentos negativos.

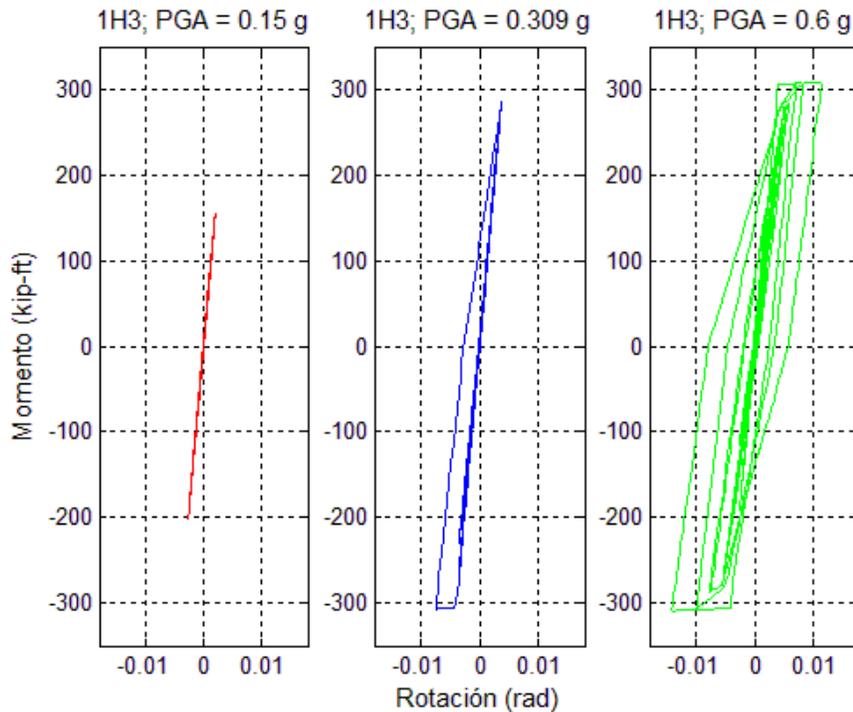


Figura 4.8 Ciclo de histéresis de una columna del primer piso del edificio 1H3 como resultado del análisis dinámico incremental.

En la Figura 4.9 se muestra un gráfico que incluye los espectros de respuesta de piso para cada uno de los casos de análisis estudiados y para el edificio 1H3. Nótese que las curvas comienzan en T igual a 0 con distintos valores, dado que estos puntos corresponden a las aceleraciones picos en el piso 2, las que fueron calculadas usando distintos análisis y PGAs en la base del edificio. Inmediatamente se puede observar que existe una sobreestimación en las aceleraciones del componente cuando se hace un análisis lineal (línea roja): se puede apreciar una gran diferencia en las aceleraciones máximas comparadas con las del análisis no lineal (línea azul). Sin embargo, luego que ambas gráficas llegan a su valor pico el patrón cambia en la parte descendente, solapándose una curva sobre otra hasta el final del rango de periodos considerados (2.5 seg.). Por otra parte cuando se amplificó el registro (línea magenta con PGA = 0.6 g), la magnitud en todos los picos del espectro resultó ser mayor al del análisis no lineal con el terremoto original (línea azul, PGA = 0.309 g). A diferencia de lo que ocurrió en el caso lineal versus el no lineal original, en la parte descendente del espectro (para periodos superiores a 1 seg.) se observan mayores

valores de aceleraciones cuando se amplifica el terremoto (línea magenta). Como era de esperarse, para el caso no lineal con el registro reducido (línea verde, PGA = 0.15 g), el espectro resultante es el que tiene menores valores de aceleraciones espectrales durante todo el rango de periodos (la estructura se comporta linealmente y la excitación sísmica se ha reducido).

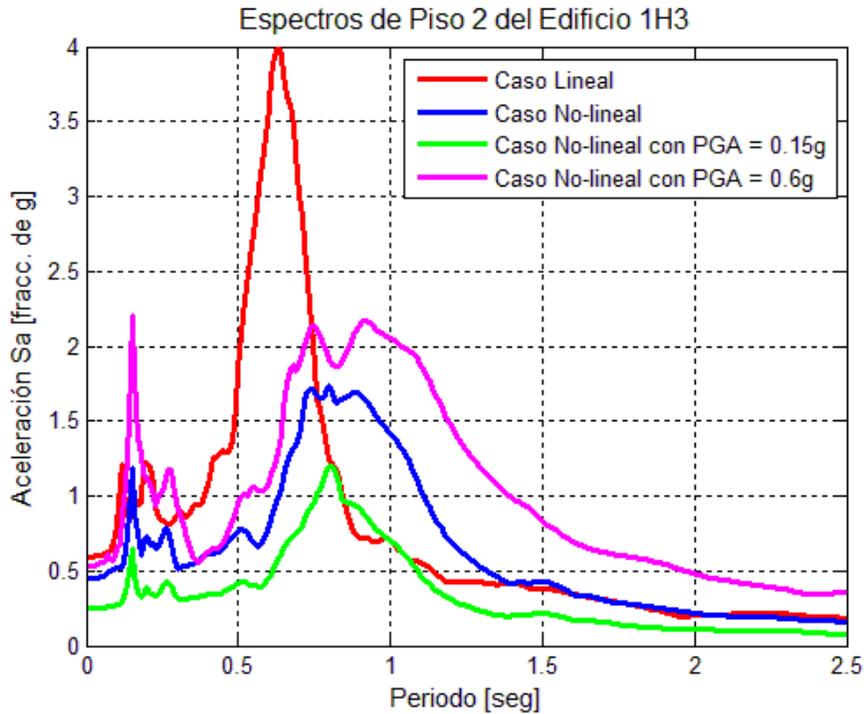


Figura 4.9 Comparación de los espectros de piso del nivel 2 del edificio 1H3 para los casos lineal y no lineales con tres niveles de PGA.

Una comparación similar se realizó para los restantes cuatro edificios, en donde se escogió un piso en específico de cada uno de ellos. Como se mencionó anteriormente, para el edificio 1H3 se escogió el piso 2. Por otra parte, se escogió el piso 4 del edificio 2H5, el piso 5 del 3H7, el piso 8 del 4H9 y el piso 9 del 5H12. En todos los edificios se encontró el mismo comportamiento para el sismo escalado a 0.15 g, donde se obtienen respuestas de aceleraciones menores a través de todo el espectro. Cuando se utilizaron las aceleraciones de piso para el sismo escalado a 0.6 g, se observa que en todos los edificios resultaron aceleraciones espectrales mayores que las que se obtuvieron en el caso no lineal original con excepción del edificio 5H12, donde se ve uno de los picos del espectro del análisis no lineal (línea azul) mayor que el del no lineal con PGA igual a 0.6 g (línea magenta). Por otro lado, el patrón que se observó en el gráfico del edificio 1H3 en la parte descendente, también se encontró en los demás edificios cuando se compara el análisis lineal y el no lineal original, donde se solapan ambas curvas. Esto no sucedió para

los casos donde se escaló el sismo. Se puede observar que en el caso de 0.6 g se obtuvieron magnitudes mayores en la parte descendente (y menores en el caso de 0.15 g como era de esperar).

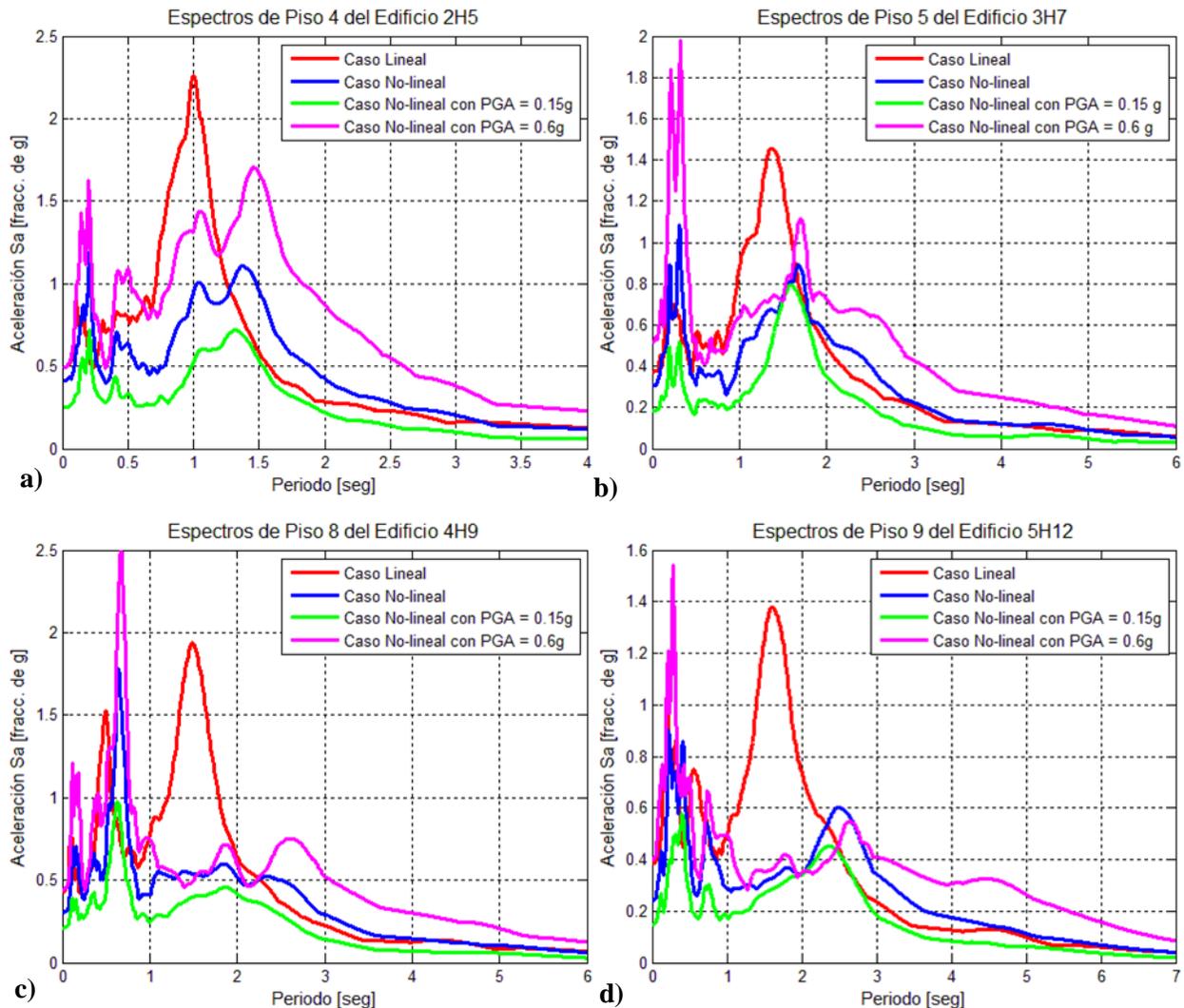


Figura 4.10 Comparación de los espectros de respuesta de piso bajo diferentes intensidades y análisis. a) piso 4 del edificio 2H5, b) piso 5 del edificio 3H7, c) piso 8 del edificio 4H9 y d) piso 9 del edificio 5H2.

Un factor importante que influye en los picos de estos espectros de piso es el periodo fundamental de la estructura primaria. Nótese que el pico de mayor magnitud del análisis lineal coincide con el periodo fundamental de cada edificio. El periodo fundamental de cada edificio se muestra en la Tabla 3.1, en donde se describen las propiedades geométricas de cada edificio. Por ejemplo, si examinamos la Figura 4.10a vemos que el pico más grande del análisis lineal del edificio 2H5 se encuentra en un periodo T de 1.0 segundo, mientras que el periodo fundamental de esta estructura es 0.998 segundos. El mismo patrón se observa en todos los edificios. Por otra parte, este pico sigue existiendo en los análisis no lineales, pero

con magnitud menor. En estos casos los periodos de los picos cambian un poco debido al comportamiento inelástico de la estructura.

Una manera de identificar los periodos o frecuencias que más contribuyen al registro de un terremoto es calculando su *Transformada Discreta de Fourier*, la cual es una herramienta matemática que transforma una señal del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia. Para calcular la transformada discreta se usa el algoritmo numérico conocido por las siglas de FFT (“Fast Fourier Transform”). Matlab tiene ya programada esta función, lo cual hace que el cálculo de la transformada sea más simple. Como la Transformada de Fourier es una función compleja de la frecuencia, usualmente se presenta en términos de su valor absoluto: este gráfico se conoce como el Espectro de Fourier. El Dr. Suárez desarrolló un código en Matlab aplicado específicamente para registros de terremotos llamado *FFTSuavizada.m* el cual, dado un registro, calcula su Espectro de Fourier y muestra una curva suavizada que permite identificar los picos o frecuencias más relevantes del registro. El espectro suavizado se obtiene haciendo un promedio móvil (“running average”), es decir redefiniendo cada punto del espectro como el promedio de los valores en el punto con otros vecinos. La Figura 4.11 muestra el Espectro de Fourier para el registro utilizado en este estudio, el que como se mencionó previamente representa un terremoto artificial compatible con el espectro de diseño para la ciudad de San Juan, Puerto Rico. El espectro de Fourier ilustra que las frecuencias del sismo que más contribuirán a la respuesta dinámica son 1.45 Hz (periodo 0.69 segundos) y 4.94 Hz (periodo 0.20 segundos).

El concepto de Transformada de Fourier es conveniente para introducir unas funciones que caracterizan dinámicamente a un sistema estructural: son las llamadas *Funciones de Transferencia*. En esta tesis esta herramienta se va a usar para ayudar a interpretar los cambios en los picos que se generaron en los espectros de piso para los casos lineales y no lineales. Las Funciones de Transferencia (FT) también se conocen en Dinámica Estructural como las Funciones Respuesta en Frecuencia $H_{rs}(\omega)$. Se definen como la razón entre una respuesta dinámica en un punto “ r ” de la estructura y una excitación armónica compleja con frecuencia ω aplicada en otro punto “ s ”. Por su definición son funciones complejas de la frecuencia y usualmente se grafican sus amplitudes. En esta tesis la excitación es la aceleración en la base del edificio y la respuesta es la aceleración absoluta en un piso.

Para estructuras con comportamiento lineal y si se supone que el amortiguamiento es del tipo clásico (o sea si se introducen razones de amortiguamiento para cada modo), las FT se pueden calcular con expresiones analíticas en términos de las frecuencias naturales, los modos de vibración y las razones de amortiguamiento. Se puede demostrar que las Funciones de Transferencia también se pueden calcular como el cociente entre las transformadas de Fourier de la respuesta y de la excitación. Este es el método

que se usará para esta tesis: se calcularán las transformadas de Fourier de la aceleración en la base y de la aceleración absoluta en un determinado piso y se dividirán ambas.

Para obtener las Funciones de Transferencias de los edificios, se utilizó la respuesta en términos de aceleración absoluta en el techo obtenida del análisis lineal y del caso no lineal y se le computó la transformada discreta de Fourier a ambas, al igual que a la aceleración del sismo aplicado en la base. Una vez que se han obtenido las dos FFT (para el caso lineal y no lineal), se divide cada una por la FFT de la aceleración del sismo en la base para obtener la Función de Transferencia del edificio:

$$H(\omega)_{techo} = \frac{FFT[a(t)_{techo}]}{FFT[a(t)_{base}]} \quad (4.1)$$

Las Figura 4.12 y 4.13 muestran los resultados obtenidos: la primera figura corresponde al edificio de tres pisos y la segunda contiene las FT de los restantes. En todos los gráficos se compararon las Funciones de Transferencia para los casos lineal y no lineal para ver cómo varían las frecuencias naturales de cada caso.

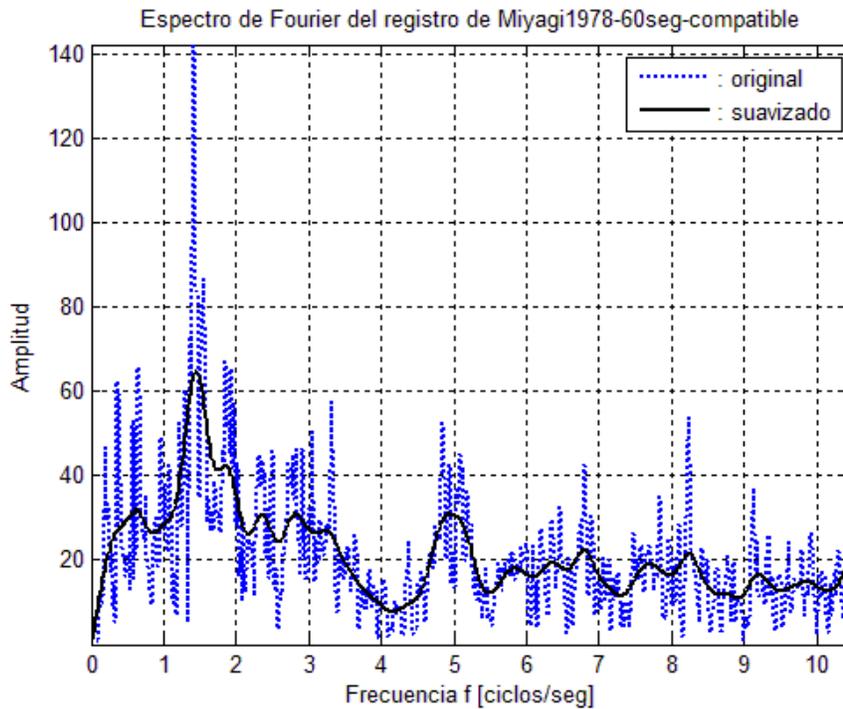


Figura 4.11 Espectro de Fourier del registro compatible con el espectro de diseño de la ciudad de San Juan utilizado en este estudio.

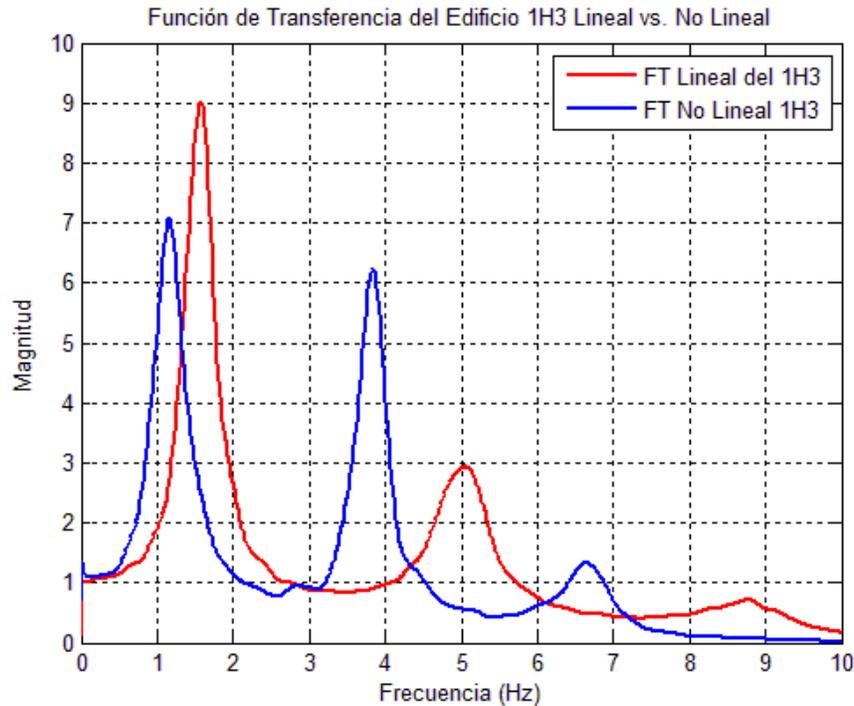


Figura 4.12 Función de Transferencia (FT) lineal y no lineal del edificio 1H3.

Como era de esperarse, las frecuencias en los picos del análisis no lineal son menores que las del caso lineal, según se aprecia al examinar los resultados obtenidos en las Figura 4.12 y 4.13. Esto se debe a que en el análisis no lineal se considera la degradación de la estructura ante las cargas cíclicas, lo que provoca una disminución en su rigidez resultando en periodos naturales mayores (y frecuencias naturales menores). Este comportamiento se observó en todos los edificios. Otro comportamiento importante percibido es que para los modos superiores la magnitud de los picos en los casos no lineales es mayor que en los picos del análisis lineal. Esto quiere decir que para el análisis no lineal, los modos superiores son más importantes e influyen más en el comportamiento dinámico del edificio, a diferencia del caso lineal. Este fenómeno se puede observar en las Funciones de Transferencia de todos los edificios, en donde si bien el pico del primer modo del caso lineal siempre fue mayor que el del primer modo del caso no lineal, ocurre lo inverso cuando se comparan los picos asociados a los modos superiores.

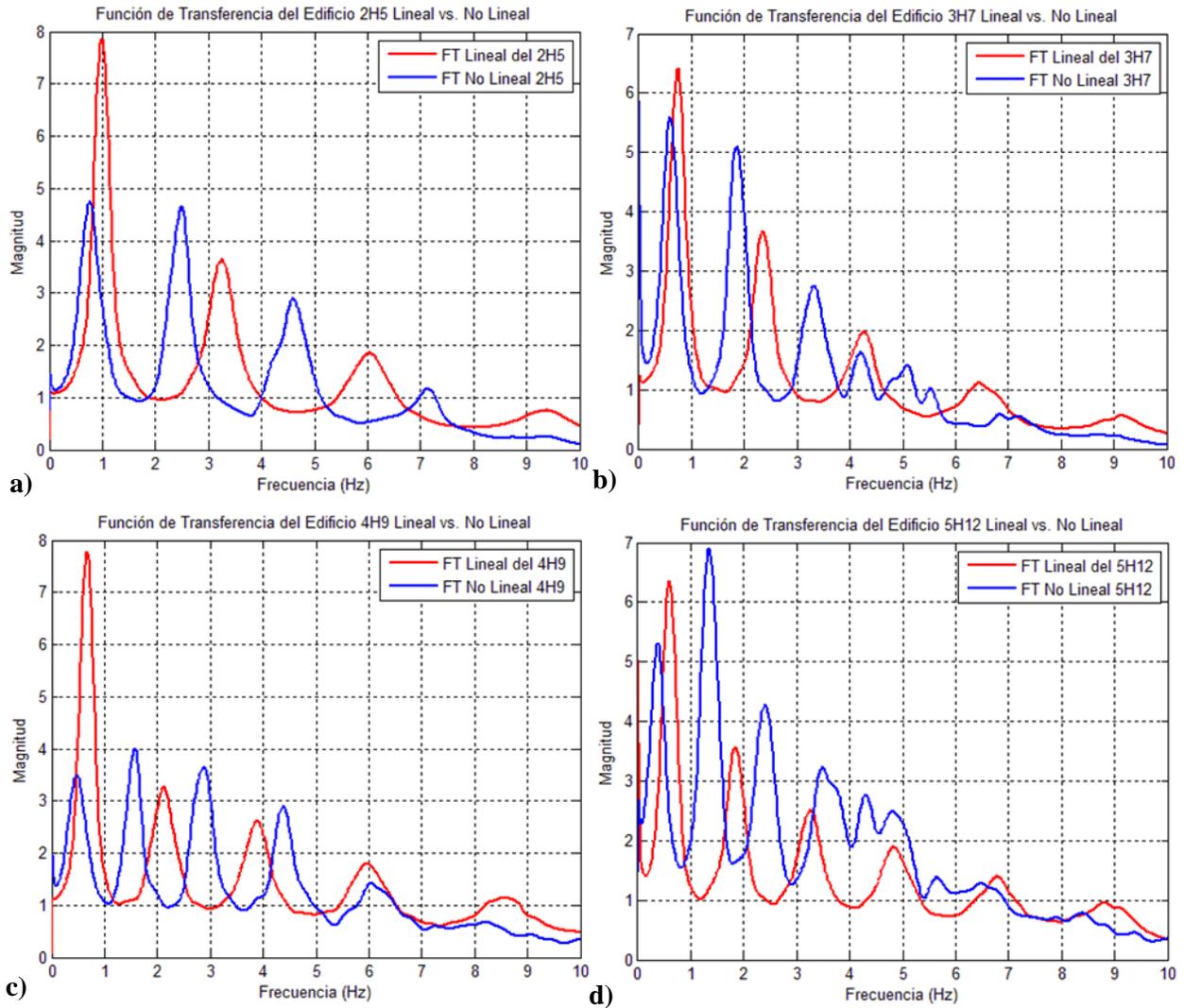


Figura 4.13 Función de Transferencia lineal y no lineal de los edificios: a) 2H5, b) 3H7, c) 4H9 y d) 5H12.

La Tabla 4.1 muestra los periodos naturales en donde se generaron los picos de la Función de Transferencia lineal y no lineal de cada edificio. Con ellos se calculó el porcentaje de diferencia entre ambos casos, para ver si se observaba algún patrón entre ambos. Como se mencionó previamente, los resultados obtenidos de las FT fueron consistentes para todos los edificios. Esto se puede observar también en la tabla, ya que los periodos de todos los modos de los edificios son mayores en el caso no lineal. Se observa además que la diferencia entre los periodos lineales y no lineales fue mayor a 25% en todos los modos.

Tabla 4.1 Comparación de periodos naturales de los edificios (caso lineal y no lineal).

Edificio	Modo	Periodos, T_i (segundos)		% diferencia
		Lineal	No Lineal	
1H3	1	0.633	0.859	35.74%
	2	0.198	0.260	31.18%
	3	0.114	0.151	32.32%
2H5	1	1.002	1.307	30.44%
	2	0.308	0.401	30.02%
	3	0.166	0.218	31.52%
	4	0.107	0.140	31.46%
3H7	1	1.336	1.670	25.00%
	2	0.426	0.542	27.03%
	3	0.235	0.301	27.98%
	4	0.155	0.238	53.37%
	5	0.110	0.196	79.41%
4H9	1	1.503	2.147	42.86%
	2	0.470	0.633	34.75%
	3	0.258	0.347	34.68%
	4	0.167	0.229	36.48%
	5	0.117	0.166	41.60%
5H12	1	1.670	2.614	56.51%
	2	0.542	0.742	37.05%
	3	0.307	0.418	36.12%
	4	0.207	0.288	38.78%
	5	0.148	0.232	57.15%

Luego de obtener la Función de Transferencia de los edificios lineales y no lineales, estas se compararon con el espectro de Fourier del sismo artificial. Los gráficos se realizaron con el propósito de ver si alguna de las frecuencias relevantes del sismo coincide con una de las frecuencias principales de los edificios. Como resultado se encontró que la frecuencia de 1.863 Hz (periodo T de 0.537 seg.) del sismo artificial coincide con el segundo modo del edificio 3H7 no lineal. Cuando ocurre este fenómeno se dice que la estructura experimenta resonancia. En la Figura 4.14 la línea roja muestra el punto donde coinciden las mismas. En los gráficos obtenidos de los demás edificios no se observó un comportamiento como este, ya que ninguno de los picos coincidieron.

Para este edificio, por ejemplo, se comparó también el historial de aceleraciones absolutas en el techo y se encontró que de 40 a 60 segundos la estructura seguía registrando aceleraciones de hasta 0.14 g (Figura 4.15) cuando se espera que las mismas vayan disminuyendo debido al amortiguamiento de la

estructura. Este comportamiento puede tener relación a la resonancia antes mencionada. El registro del terremoto artificial utilizado se presenta en la Figura 1.3, el cual tiene una duración de 60 segundos.

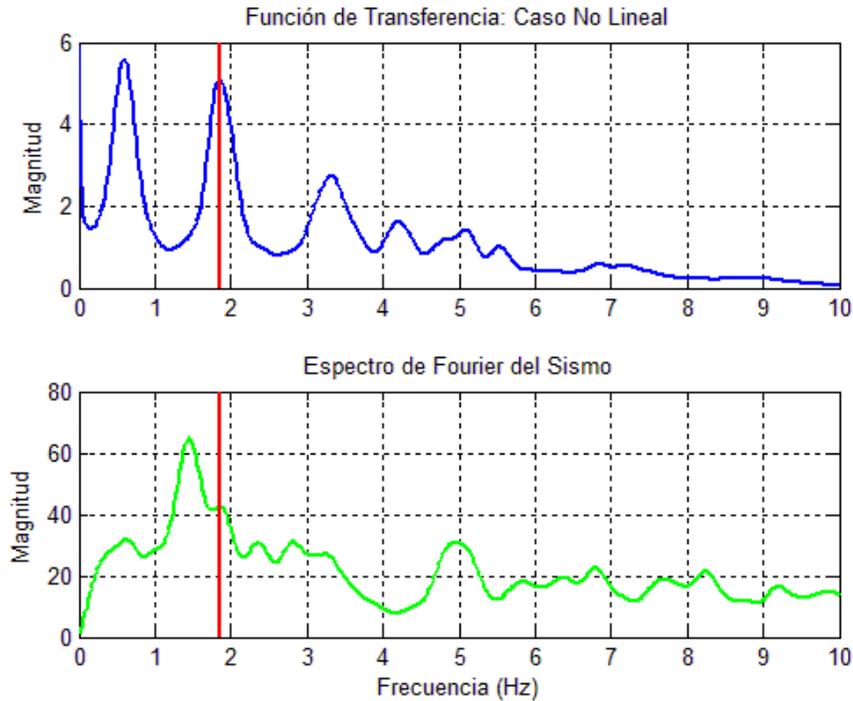


Figura 4.14 Espectro de Fourier del sismo artificial y la Función de Transferencia del edificio 3H7 no lineal.

Por otra parte, como se explicó previamente, se utilizó el modelo de amortiguamiento de Rayleigh para el análisis no lineal de los edificios, ecuación (2.4). Para el edificio 3H7 los valores de α y β fueron 0.24 y 0.00191 respectivamente. Ya con estos valores se puede generar la curva del amortiguamiento ξ de Rayleigh, la cual se presenta en la Figura 4.16. En esta figura se observa que para el segundo modo del edificio no lineal (línea magenta), el amortiguamiento es de los más bajos en toda la curva (ξ igual a 0.0214), lo cual es otro de los factores para que se obtenga el comportamiento de las aceleraciones en el techo de la Figura 4.15, debido a que se tiene un amortiguamiento menor.

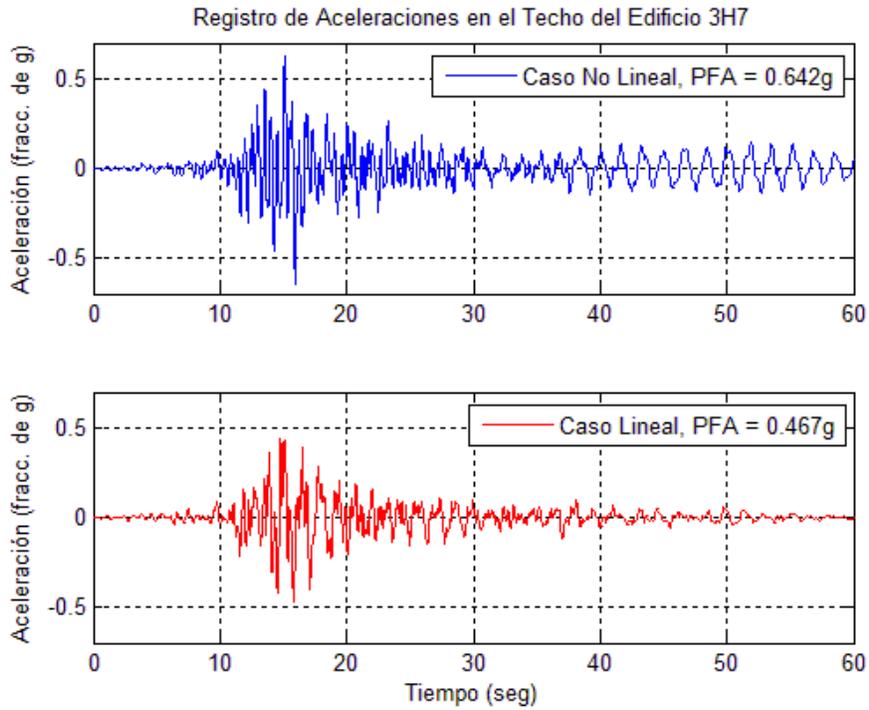


Figura 4.15 Historial de aceleraciones en el techo del edificio 3H7 para el caso lineal y el no lineal.

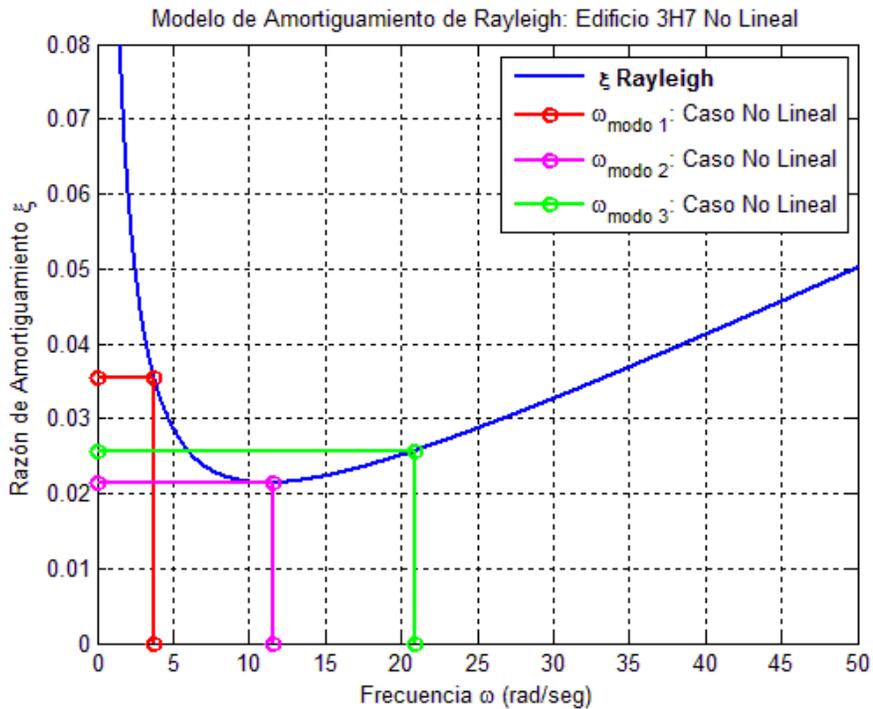


Figura 4.16. Modelo de amortiguamiento de Rayleigh para el edificio 3H7, caso no lineal.

Se mencionó que las FT de los edificios se obtuvieron usando la transformada discreta de Fourier de las aceleraciones absolutas en el techo de cada edificio. Por lo tanto, para que la comparación sea compatible, se volvieron a generar los espectros de piso pero ahora en el techo de cada edificio. Los mismos se calcularon para ver si los picos adicionales al que se genera en el periodo fundamental son a causa de los periodos de los modos superiores de los edificios. La Figura 4.17 muestra los espectros de piso para el primer edificio de tres pisos (1H3) y la Figura 4.18 muestra los resultados para los restantes cuatro.

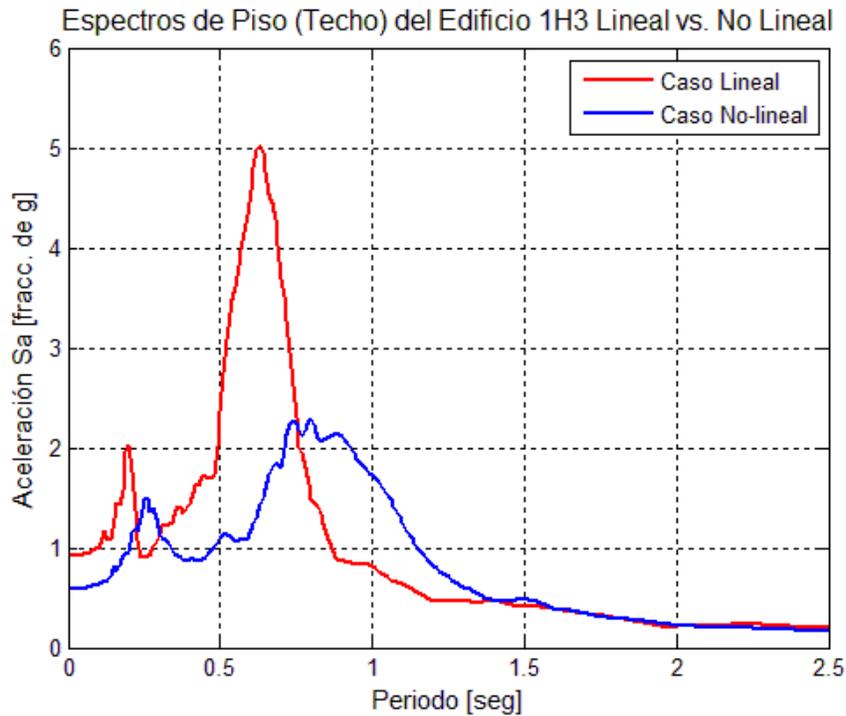


Figura 4.17 Espectro de piso (en el techo) generado con la respuesta lineal y no lineal del edificio 1H3.

Para el edificio 1H3 los picos del caso lineal ocurren en 0.63 segundos (el mayor) y en 0.2 segundos, los cuales coinciden con el primer y segundo modo del edificio 1H3. Por otro lado, los picos del espectro no lineal se dan en 0.86 segundos (el mayor) y en 0.26 segundos. El pico mayor coincide con el periodo fundamental del edificio no lineal según la Función de Transferencia de la Figura 4.12 y el segundo pico coincide con el segundo modo, al igual que en el caso lineal.

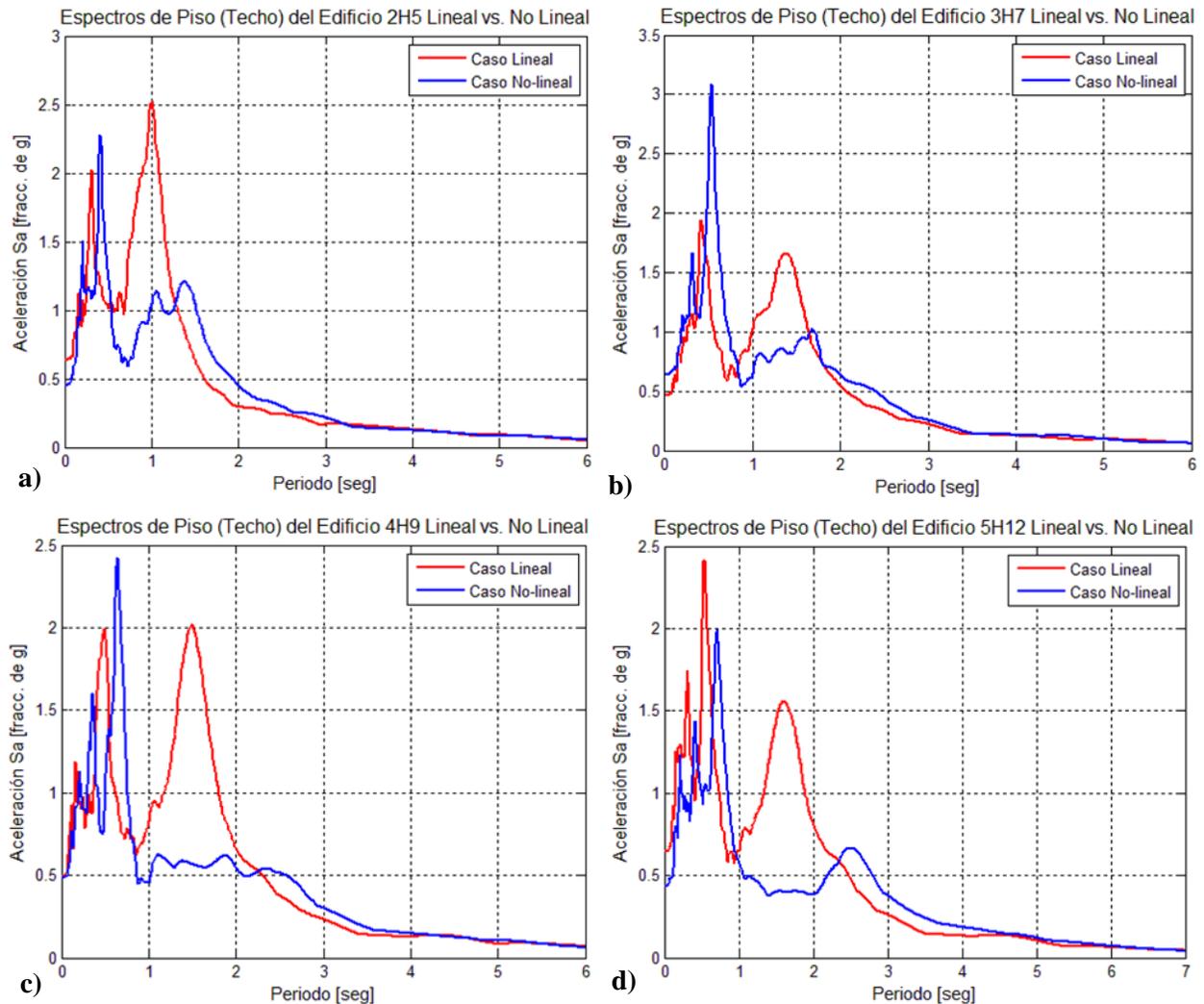


Figura 4.18 Espectros de piso (techo) generados con la respuesta lineal y no lineal del edificio a) 2H5, b) 3H7, c) 4H9 y d) 5H12.

Para el edificio 2H5 (Figura 4.18-a) los picos del caso lineal son en 1.0 (el mayor), 0.31 y 0.17 segundos, los cuales coinciden con el primer, segundo y tercer modo del edificio 2H5. Por otro lado, los picos del espectro no lineal son en 1.38 ,0.41 (el mayor), y 0.21 segundos. El pico de mayor magnitud coincide con el periodo del segundo modo del edificio no lineal (0.41 seg), mientras que los demás picos coinciden con el primer y tercer modo de este edificio. Sin embargo, en el espectro de piso del análisis no lineal se generó un pico adicional en un periodo de 1.06 segundos, el cual no coincide con ninguno de los periodos principales de la estructura no lineal, según la Función de Transferencia del mismo.

Para el edificio 3H7 (Figura 4.18-b) los picos del caso lineal son en 1.38 y 0.41 (el mayor) segundos, los cuales coinciden con el primer y segundo modo del edificio 3H7. Por otro lado, los picos del espectro no lineal son en 1.68, 0.53 (el mayor), y 0.31 segundos. El pico de mayor magnitud coincide

con el periodo del segundo modo del edificio no lineal (0.54 seg), mientras que los demás picos coinciden con el primer y tercer modo de este edificio.

En cuanto al edificio 4H9 (Figura 4.18-c) los picos del caso lineal son en 1.49 (el mayor) y 0.49 segundos, los cuales coinciden con el primer y segundo modo del edificio 4H9 lineal. En adición, los picos del espectro de piso del edificio no lineal son en 0.64 (el mayor) y 0.35 segundos. El pico de mayor magnitud coincide con el periodo del segundo modo del edificio no lineal (0.54 seg), mientras que el siguiente pico coincide con el tercer modo de este edificio.

Por último, en el edificio 5H12 (Figura 4.18-d) los picos del análisis lineal se encuentran en los periodos 1.61, 0.53 (el mayor), 0.31 segundos, los cuales coinciden con los primeros tres modos del edificio. Por otro lado, los picos del edificio no lineal se encuentran en los periodos de 2.51, 0.71 (el mayor), 0.41 y 0.21 segundos, los cuales coinciden con los primeros cuatro modos de este edificio. Sin embargo, al igual que en los edificios 2H5, 3H7 y 4H9, el pico de mayor magnitud se generó en el segundo modo del edificio.

Observando los espectros de piso para los cinco edificios, es evidente que las diferencias mayores entre los casos lineales y no lineales se dan en las cercanías del primer periodo natural del edificio. En esta zona el espectro de piso del modelo lineal del edificio siempre sobrestima las aceleraciones espectrales. Otro factor importante en este comportamiento es el valor del modo del edificio en el cual se generan estos picos, ya que en los casos no lineales el segundo modo fue el que generó los picos de mayor magnitud en la mayoría de los edificios.

4.4 Fuerzas en los soportes del equipo

Otro de los objetivos de este estudio es calcular las fuerzas en los soportes de un equipo selecto rígido anclado en su base y otro flexible, ubicado en uno de los pisos de uno de los edificios, utilizando los espectros de piso para los casos lineales y no lineales. El procedimiento consiste en entrar a los espectros utilizando el periodo natural del equipo. Una vez se encuentra la pseudo-aceleración correspondiente al periodo del componente se debe multiplicar la misma por el peso del equipo con lo que se obtiene la cortante basal. Luego la cortante basal se distribuye a cada uno de los soportes del equipo en función a la rigidez de cada uno. En caso de que los soportes tengan la misma rigidez, la cortante basal se distribuye en partes iguales a los soportes siempre y cuando el equipo tenga una geometría simétrica y la masa esté distribuida uniformemente a través del equipo, como es el caso del estudio. Cabe mencionar que el propósito de este proyecto es mostrar el proceso de cómo encontrar la cortante basal y la fuerza en los soportes una vez se conozca el periodo fundamental del elemento, además de resaltar las diferencias

entre los casos lineal y no lineal. En el mundo real encontrar estos parámetros resulta complejo, ya que la mayoría de los equipos o maquinarias poseen geometrías y distribuciones de masas distintas. Se tendría que modelar el equipo para obtener su periodo natural y conocer la localización de su centro de masa, al igual que su amortiguamiento. En nuestro caso, como se explicó en este capítulo, se supuso que el equipo tiene una razón de amortiguamiento ξ de 0.05.

4.4.1 Equipo Rígido

Para el caso rígido se conoce que el periodo fundamental del elemento T_e es igual a cero. Por ende, la aceleración espectral será igual a la aceleración absoluta máxima del piso donde se localice el elemento, en este caso en el techo. El elemento utilizado para el estudio es un modelo aproximado a una máquina de refrigeración marca "Carrier Weathermaker 50A" localizada en el techo del edificio 5H12, la cual se muestra en la Figura 4.19. Según las especificaciones, este equipo tiene un peso W de 4,914 libras y sus dimensiones son: 18 pies de largo, 8 pies de ancho y 6 pies de altura. Por otro lado, en la Figura 4.20 se muestra el historial de aceleraciones absolutas del techo del edificio para los casos lineal y no lineal. Como se observa en estos gráficos, se obtuvo una aceleración máxima o PFA ("Peak Floor Acceleration") de 0.648 g para el caso lineal, y 0.435 g para el caso no lineal. Estos valores son los correspondientes a la aceleración espectral en cada uno de los espectros de respuesta de piso (techo) correspondiente a un periodo de 0.0 segundos.



Figura 4.19 Equipo "Carrier Weathermaker 50A" colocado en el techo del edificio 5H12 (tomado de www.carrier.com).

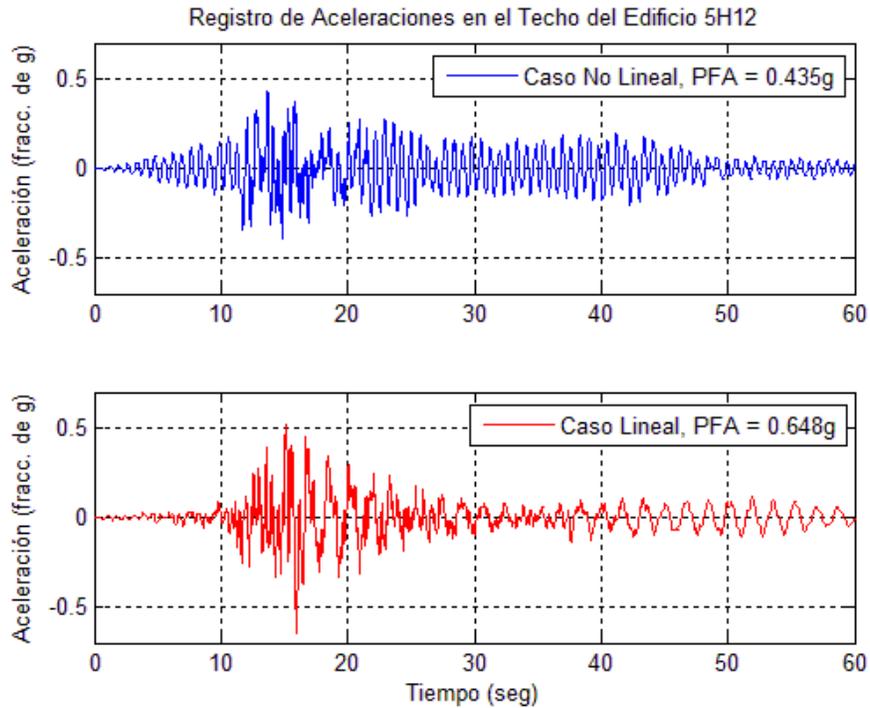


Figura 4.20 Historial de aceleraciones absolutas obtenidas en el techo del edificio 5H12 modelado de forma lineal y no lineal.

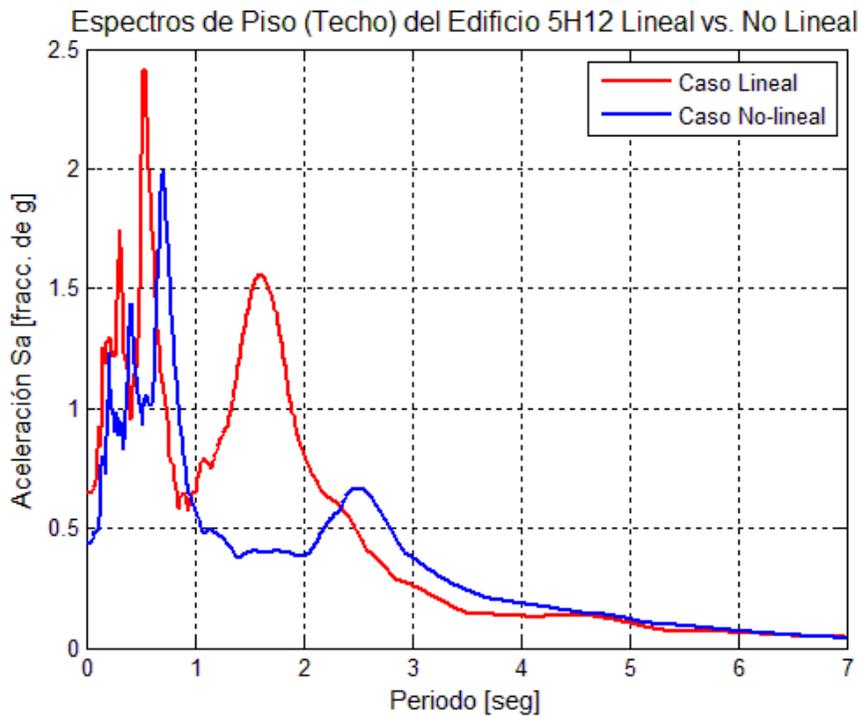


Figura 4.21 Espectro de respuesta de piso de un sistema de un grado de libertad localizado en el techo del edificio 5H12 para una razón de amortiguamiento ξ de 5%.

Como se observa en los espectros de la Figura 4.21, para un periodo T_e de 0.0 segundos se obtienen las aceleraciones espectrales antes mencionadas. Con esta información se procede a calcular la cortante basal en el equipo utilizado, la cual se obtiene multiplicando la aceleración espectral en fracciones de g por el peso del equipo.

Para el caso lineal la cortante basal V es:

$$V = W \left(\frac{PFA}{g} \right) = (4,914 \text{ lb}) * (0.648)$$

$$V = 3,184 \text{ lb} = 3.18 \text{ kip}$$

y para el caso no lineal la cortante basal V resulta:

$$V = W \left(\frac{PFA}{g} \right) = (4,914 \text{ lb}) * (0.435)$$

$$V = 2,137 \text{ lbs} = 2.14 \text{ kip}$$

En este ejemplo con el caso lineal se obtuvo una sobreestimación de aproximadamente un 48%, cuando se compara con la respuesta exacta (no lineal).

4.4.2 Equipo Flexible

Para el caso flexible se utilizó como referencia un modelo de un armario o "rack" de suministro de medicamentos y equipo médico, el cual se localizó en el piso 9 del edificio 5H12. La variación en el tiempo de las aceleraciones absolutas de este piso obtenidas del caso lineal y no lineal se muestra en la Figura 4.22. Se obtuvo una aceleración máxima o PFA ("Peak Floor Acceleration") de 0.383 g para el caso lineal y 0.24 g para el caso no lineal. El componente no estructural (el "rack") fue modelado en dos dimensiones en SAP2000 para así obtener de un forma directa y precisa el valor de su periodo fundamental T_e . La Figura 4.23 ilustra las dimensiones del elemento considerado. Los elementos verticales, o columnas, se modelaron como una sección tubular con diámetro exterior de 0.75 pulgadas y espesor de 0.125 pulgadas, mientras que los elementos horizontales, o vigas, se modelaron también con sección tubular pero con diámetro exterior de 0.50 pulgadas y 0.125 pulgadas de espesor. Cabe mencionar que se utilizó como material el acero A615 grado 60 (capacidad a cedencia de 60 ksi). Para modelar los medicamentos o equipo médico que se almacenan en el "rack", se le aplicó una carga viva en cada nivel de 20 lb/ft y se consideró como la masa del elemento su propio peso y el 100% de la carga viva aplicada. Esto resultó en un peso total del elemento W de 421.71 libras.

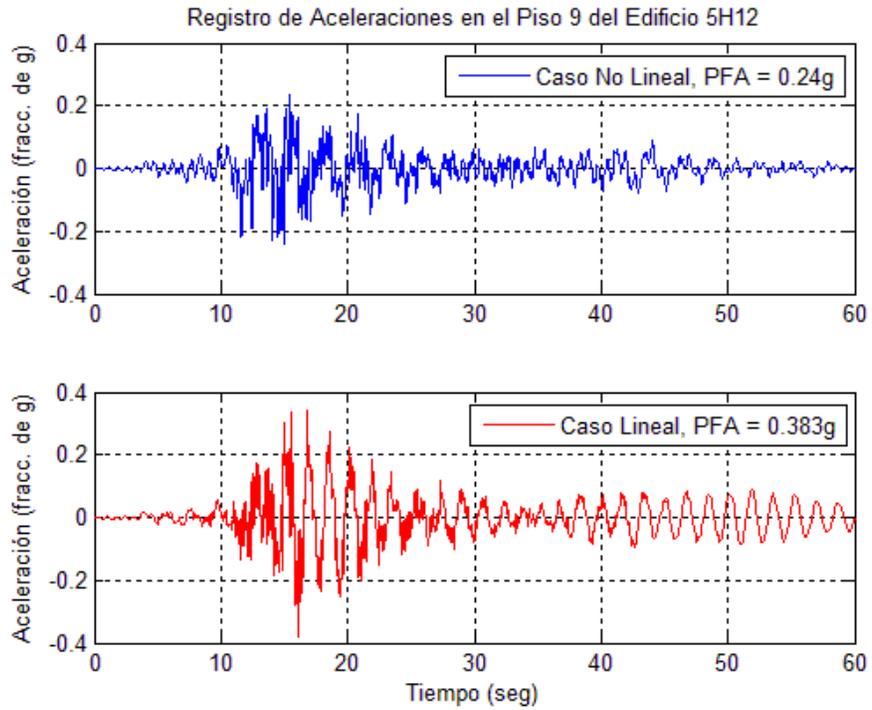


Figura 4.22 Historial de aceleraciones absolutas obtenidas en el piso 9 del edificio 5H12 modelado de forma lineal y no lineal.

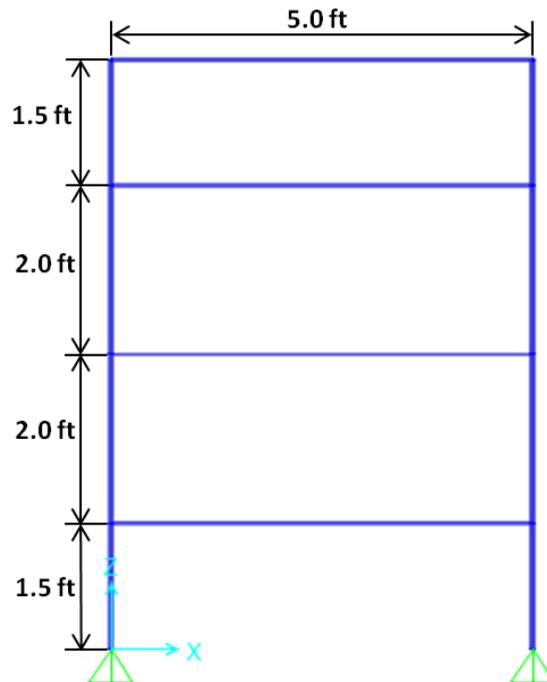


Figura 4.23 Modelo en SAP2000 del "rack" localizado en el piso 9 del edificio 5H12.

Cuando un elemento no estructural es considerado como flexible se trabaja de igual forma que para el caso rígido, con la única diferencia que en este caso el periodo fundamental del elemento no es igual a cero. Como resultado del análisis modal en SAP2000 se obtuvo un periodo fundamental del elemento T_e de 1.187 segundos. Con este valor se obtiene la pseudo-aceleración correspondiente a cada uno de los espectros de aceleraciones de este piso (lineal y no lineal), los cuales se muestran en la Figura 4.24. Estas resultaron igual 0.65 g para el caso lineal y 0.29 g para el caso no lineal. En el gráfico se puede apreciar esta diferencia en las magnitudes. Además, para obtener la fuerza de diseño en los soportes se calcula la cortante basal V la cual se distribuye en los apoyos en partes iguales para este caso gracias a la simetría geométrica y de masa del elemento considerado.

Para el caso lineal la cortante basal V es:

$$V = W \left(\frac{PFA}{g} \right) = (421.71 \text{ lb}) * (0.65)$$

$$V = 274 \text{ lb} = 0.27 \text{ kip}$$

mientras que para el caso no lineal la cortante basal V es:

$$V = W \left(\frac{PFA}{g} \right) = (421.71 \text{ lb}) * (0.29)$$

$$V = 122.30 \text{ lb} \cong 0.12 \text{ kip}$$

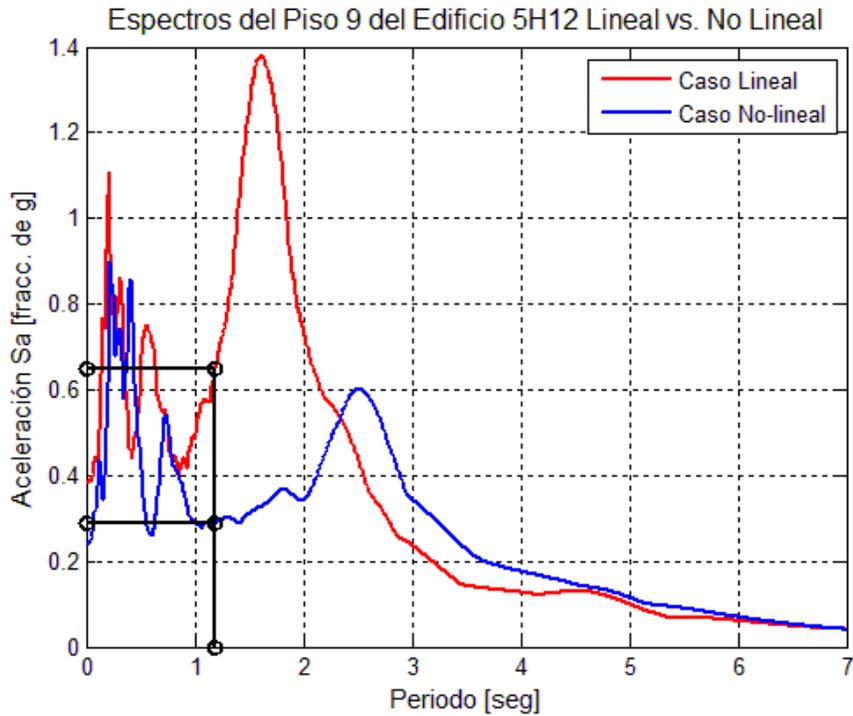


Figura 4.24 Espectro de respuesta de piso para un sistema de un grado de libertad localizado en el piso 9 del edificio 5H12 con una razón de amortiguamiento viscoso ξ de 5%.

Como resultado de obtener la aceleración espectral del análisis lineal resultó en una sobreestimación de la cortante basal de más de 124% cuando se compara con la respuesta exacta. En la Figura 4.24 se puede apreciar la gran diferencia que hay entre ambos espectros en ese periodo. Por ende, no es viable la utilización del espectro de piso generado de un análisis lineal para el diseño de los soportes de un elemento no estructural en este edificio.

5 RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Resumen

El enfoque principal de este estudio fue contribuir al mejor entendimiento de la demanda debido a sismos fuertes en elementos no estructurales. En especial se consideró la aceleración absoluta producida en equipos sensibles a la aceleración, como por ejemplo equipos en cuartos de máquinas. Para llevar a cabo este estudio se diseñaron y se modelaron cinco edificios en dos dimensiones en el programa SAP2000. Estas estructuras varían en sus dimensiones, tanto de altura como en los tamaños de los tramos. Cada edificio fue sometido a un registro sísmico que se procesó para que sea compatible con el espectro de diseño de la ciudad donde se localiza: San Juan, Puerto Rico. Luego de realizar el análisis en el tiempo lineal y no lineal, se compararon las aceleraciones absolutas máximas con las aceleraciones absolutas que se obtienen de las recomendaciones del estándar ASCE 7-05 para determinar si es viable la utilización de las mismas. También se comparó la distribución de aceleraciones absolutas máximas de cada piso del análisis no lineal con las del caso lineal variando la razón de amortiguamiento ξ para ver si se encontraba un patrón. El objetivo era averiguar si se podía aproximar el comportamiento del caso no lineal mediante uno lineal pero con el amortiguamiento incrementado. Por otro lado, utilizando las series de tiempo de las aceleraciones en los pisos de los edificios se generaron los espectros de piso de ambos casos (lineal y no lineal) para luego obtener la cortante basal de un elemento no estructural a partir del mismo. También se investigó el origen de los picos en los espectros de piso utilizando la Función de Transferencia de cada edificio.

5.2 Conclusiones

A base de los resultados obtenidos en el transcurso de esta investigación y reportados en los capítulos anteriores, se concluye lo siguiente:

5.2.1 Aceleraciones absolutas de piso

- Se comprobó que la distribución de las aceleraciones absolutas máximas de piso son muy variables dependiendo del edificio considerado. Los cinco edificios estudiados mostraron comportamientos distintos, como se puede observar en los gráficos del Capítulo 4. No existe un patrón de proporcionalidad entre los valores, incluso aun teniendo el mismo sistema estructural (pórticos resistentes a momento). Se comprobó que no necesariamente a medida que aumente la altura del edificio se obtienen aceleraciones mayores como lo proponen las fórmulas de los

códigos. Puede obtenerse una aceleración máxima mayor en un piso inferior a otro. Este comportamiento se logró observar en todos los edificios tanto en los casos lineales como en los no lineales.

- Según se había propuesto en los objetivos de este estudio, se varió el valor de la razón de amortiguamiento ξ para ver si era posible encontrar un valor que hiciera factible considerar la no linealidad de la estructura realizando un análisis lineal. Los resultados demostraron que no es posible encontrar un patrón entre las respuestas lineales y no lineales con sólo variar el amortiguamiento. Por ende, no es viable estimar las aceleraciones absolutas de piso no lineales, aproximándolas con un análisis lineal adoptando un valor de amortiguamiento constante ξ . Se comprobó además que la utilización de un ξ de 0.05 es una buena aproximación, aunque sobreestima en la mayoría de los casos la respuesta exacta (no lineal).
- En cuanto a la utilización de las recomendaciones del estándar ASCE 7-05 para el cómputo de las aceleraciones absolutas máximas, se encontró que estas sobreestiman de gran manera sus valores tanto para el caso lineal como para el no lineal. También estas recomendaciones consideran que la variación en altura de las aceleraciones de piso es lineal y según se ha comprobado en los casos aquí estudiados, la distribución de aceleraciones absolutas tiene un patrón más complejo y difícil de predecir. Por otro lado, estas recomendaciones no consideran el nivel de inelasticidad de la estructura. Las mismas ecuaciones se utilizan para un edificio rígido (por ejemplo, de paredes estructurales) y uno más flexible (como un pórtico resistente a momentos) que responden de manera distinta a movimientos sísmicos.

5.2.2 Espectros de respuestas de piso

- Cuando se compara un espectro de piso generado mediante un análisis lineal con el que se obtiene de un análisis no lineal, ambos se solapan en la parte descendiente (para periodos altos). Esto ocurrió en todos los espectros de piso calculados en este estudio luego del periodo que coincide con el periodo fundamental de la estructura primaria. Por ende, para realizar un análisis dinámico de un equipo flexible donde sus periodos sean mayores al primer modo del edificio, es viable utilizar un espectro de piso generado de un análisis lineal para calcular la cortante basal, lo cual simplifica el proceso.
- Observando las funciones de transferencia (FT) obtenidas usando los espectros de Fourier de las aceleraciones de los edificios, se encontró que los picos en los espectros de piso se generan en los periodos naturales del sistema primario, incluso en los modos superiores. Este comportamiento se observó para el caso lineal y para el no lineal.

- Examinando las funciones de transferencia para el caso no lineal, se encontró que los modos superiores son más importantes en el comportamiento dinámico del edificio, a diferencia del caso lineal. Este fenómeno se puede comprobar comparando los gráficos de las FT lineales y no lineales de cada edificio: los picos en las FT obtenidas de un análisis no lineal son de mayor magnitud que los de las FT lineales para el segundo modo en adelante. En el primer modo, el pico del primer modo en el caso lineal es mayor al del no lineal.
- El comportamiento de los picos de un espectro de piso es distinto para cada uno de los pisos de un edificio, ya que depende de la influencia de los modos del edificio en la aceleración absoluta en ese piso a causa del sismo.
- En los espectros de piso no siempre la respuesta que se obtiene de un análisis lineal de la estructura presenta magnitudes mayores. En algunos casos es posible obtener magnitudes mayores en un espectro de piso generado a partir de un análisis no lineal. En este estudio se obtuvieron resultados que comprueban ambos casos.

5.3 Recomendaciones

Para corroborar la eficiencia de los resultados obtenidos en este estudio, se mencionan algunas recomendaciones para estudios futuros:

- Se recomienda realizar un estudio similar al presentado en esta tesis pero para edificios con otro sistema resistente a las cargas laterales, como por ejemplo edificios con paredes de corte.
- Como diversos programas usan distintos modelos para representar el comportamiento inelástico de una estructura, es recomendable realizar el análisis no lineal con otro "software", como por ejemplo *OpenSees*.
- Además de utilizar un registro sísmico compatible con el espectro de diseño para la zona donde se localiza la estructura, sería conveniente utilizar varios registros de terremotos reales para estudiar las aceleraciones absolutas y los espectros de piso.
- En otro tema relacionado al terremoto a utilizar en un futuro estudio, se recomienda considerar un sismo cuyo espectro de Fourier sea de banda ancha ("broadband"), vale decir uno en el cual haya una contribución de las ondas componentes del sismo en un rango más amplio de frecuencias. En este estudio se utilizó uno que puede considerarse como de banda estrecha ("narrowband"), o sea con un contenido de frecuencias relativamente limitado.

6 REFERENCIAS

Adam, C. and Fotiu, P. A. (2000). "Dynamic response of earthquake excited inelastic primary-secondary systems", *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.

American Concrete Institute. (2011). *ACI-318: Building Code Requirements for Structural Concrete*, ACI, Farmington Hills, MI.

ASCE/Structural Engineering Institute (SEI). (2005). *Minimum design loads for buildings and other structures*, ASCE/SEI 7-05, Reston, VA.

Building Seismic Safety Council. (1990). *FEMA 150: Seismic Considerations: Health Care Facilities*, Washington, DC.

Chaudhuri, S.R. and Villaverde, R. (2008). "Effect of building non-linearity on seismic response of non-structural components: a parametric study," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 134, No. 4, pp. 661-670.

Computers and Structures (CSI). (2013). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS and SAFE*, Computers and Structures Inc., Berkeley, CA.

Dowell, R. K., Seible, F. and Wilson, E. L. (1998). "Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members", *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 5, pp. 607-617.

International Code Council (2009). *International Building Code*, Washington, DC.

Irizarry, J. (1999). "Design Earthquakes and Design Spectra for Puerto Rico's Main Cities Based on Worldwide Strong Motion Records", M.Sc. thesis, Department of Civil Engineering and Surveying, University of Puerto Rico, Mayagüez, PR.

Lepage, A., Shoemaker, J. M. and Memari, A. M. (2012). "Accelerations of Nonstructural Components during Nonlinear Seismic Response of Multistory Structures", *Journal of Architectural Engineering*, Vol. 18, No. 4, pp. 285-297.

Moehle, J. P. (1992). "Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes". *Earthquake Spectra*, Vol. 8, No. 3, pp. 403-428.

Montejo, L. A. and Suárez, L. E. (2013). "An improved CWT-based Algorithm for Generation of Spectrum-Compatible Records", *International Journal of Advanced Structural Engineering*, Vol. 5, No. 26, pp. 1-7.

Montejo, L. A. and Kowalsky, J. (2007). "CUMBIA: Set of Codes for the Analysis of Reinforced Concrete Members", CFL Technical Report No. IS-07-01. Department of Civil, Construction and Environmental Engineering, North Carolina State University, Raleigh, NC.

Sankaranarayanan, R. and Medina, R. (2007). "Acceleration response modification factors for nonstructural components attached to inelastic moment-resisting frame structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 36, pp. 2189-2210.

- Sharma, A., Eligehausen, R. and Reddy, G. R. (2013). "Pivot Hysteresis Model Parameters for Reinforced Concrete Columns, Joints and Structures", *ACI Structural Journal*, Vol. 110, No. 2, pp. 217-227.
- Singh, M. P., Chang, T. S., Suárez, L. E. (1996). "Floor Response Spectrum Amplification due to Yielding of Supporting Structure", Proceedings, *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, No. 1444, Acapulco, México.
- Suárez, L.E. (2014). "Análisis de Estructuras con Cargas Dinámicas: Tomo I", CreateSpace - On-Demand Publishing LLC, Amazon.com, 494 p.
- Suárez, L.E. (2008). "Dinámica de Suelos y Fundaciones", Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, PR.
- Suárez, L. E. and Montejó, L. A. (2005). "Generation of Artificial Earthquakes via the Wavelet Transform", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 42, No. 21-22, pp. 5905-5919.
- Suárez, L. E. and Singh, M. P. (1989). "Floor Spectra with Equipment-Structure Equipment Interaction Effects", *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 115, No. 2, pp. 247-264.
- Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A. (2002). Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, Vol. 32, pp. 491-514.
- Wieser, J., Pekcan, G., Zaghi, A. E., Itani, A. and Maragakis, (2013). "Floor Accelerations in Yielding Special Moment Resisting Frame Structures", *Earthquake Spectra*, Vol. 9, No. 3, pp. 987-1002.

7 APÉNDICES

APÉNDICE A: PLANOS Y DETALLES ESTRUCTURALES DE LOS PÓRTICOS

Este apéndice incluye las dimensiones de cada uno de los pórticos de los edificios utilizados para este estudio. También se incluyen los detalles estructurales de cada sección de viga y columna, los cuales cumplen con los requisitos de ductilidad requeridos por el código ACI-318 (American Concrete Institute, 2011).

Edificio 1H3

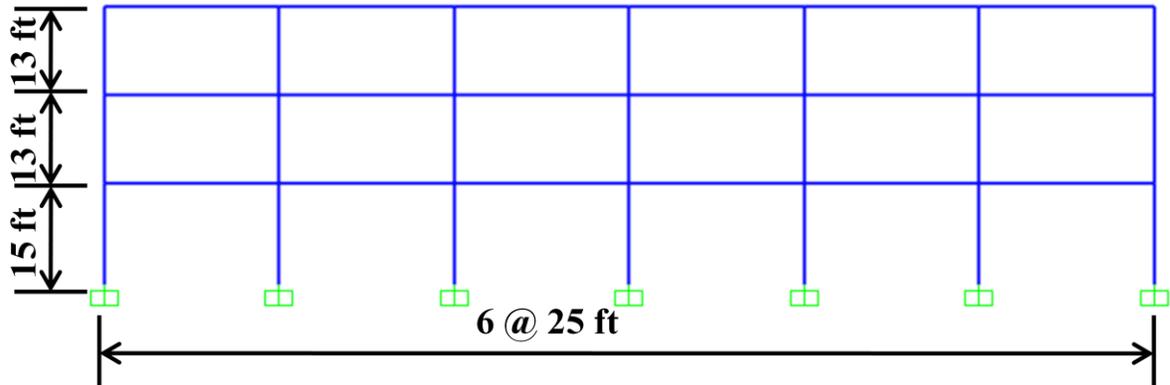


Figura A 1. Pórtico 2H5 con sus respectivas dimensiones

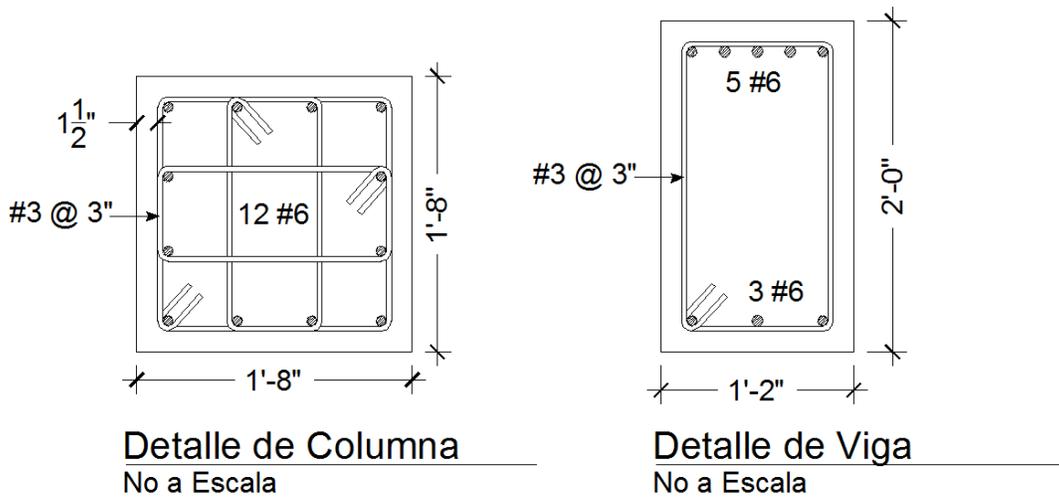


Figura A 2. Detalles estructurales para los elementos de vigas y columnas para el edificio 2H5

Edificio 2H5

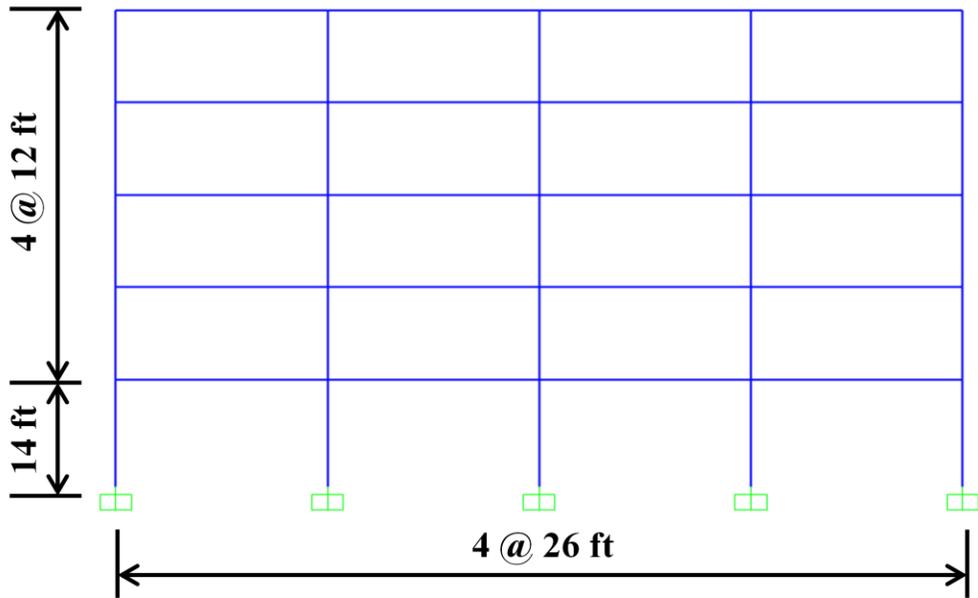
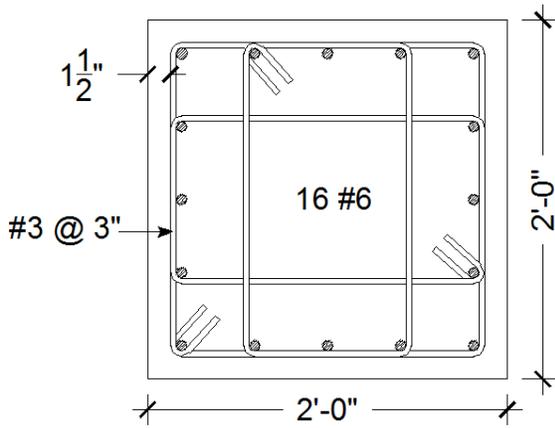
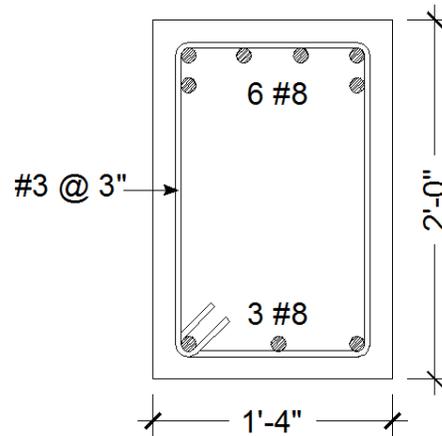


Figura A 3. Pórtico 2H5 con sus respectivas dimensiones



Detalle de Columna
No a Escala



Detalle de Viga
No a Escala

Figura A 4. Detalles estructurales para los elementos de vigas y columnas para el edificio 2H5

Edificio 3H7

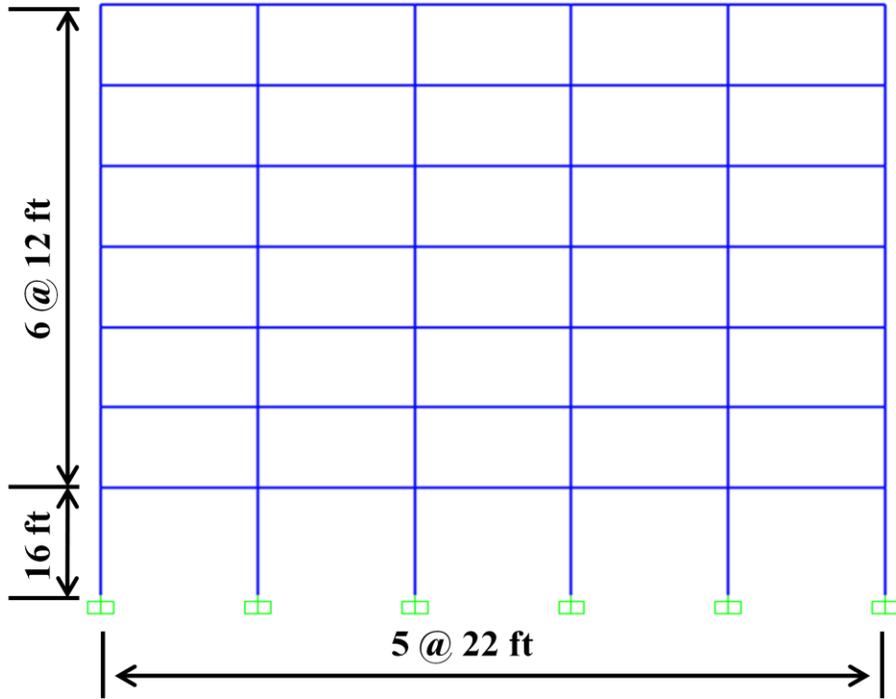
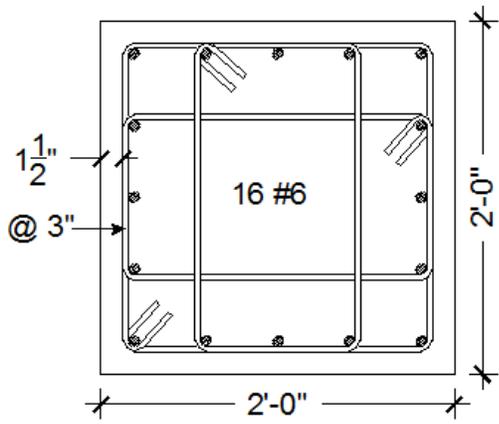
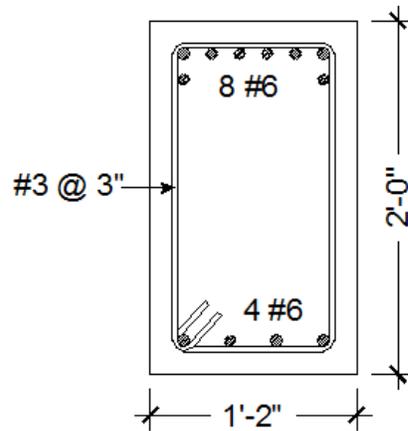


Figura A 5. Pórtico 3H7 con sus respectivas dimensiones



Detalle de Columna
No a Escala



Detalle de Viga
No a Escala

Figura A 6. Detalles estructurales para los elementos de vigas y columnas para el edificio 3H7

Edificio 4H9

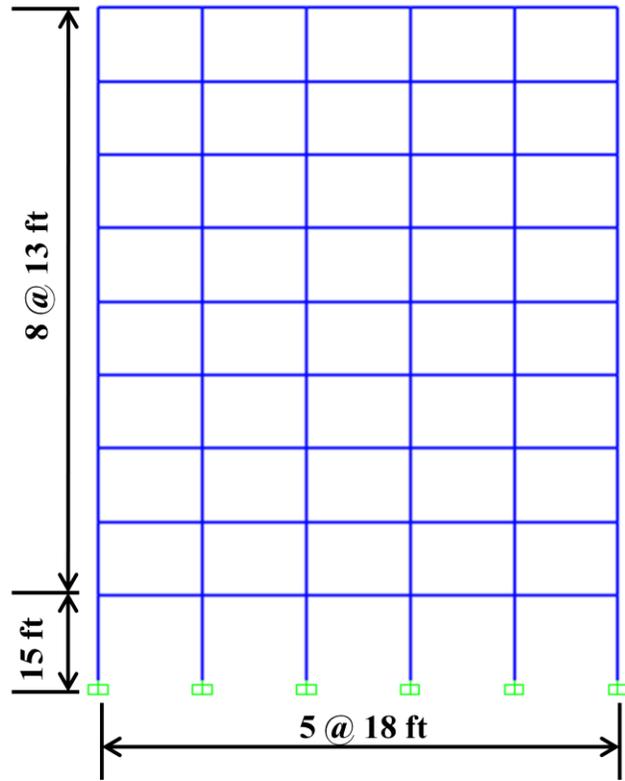


Figura A 7. Pórtico 4H9 con sus respectivas dimensiones

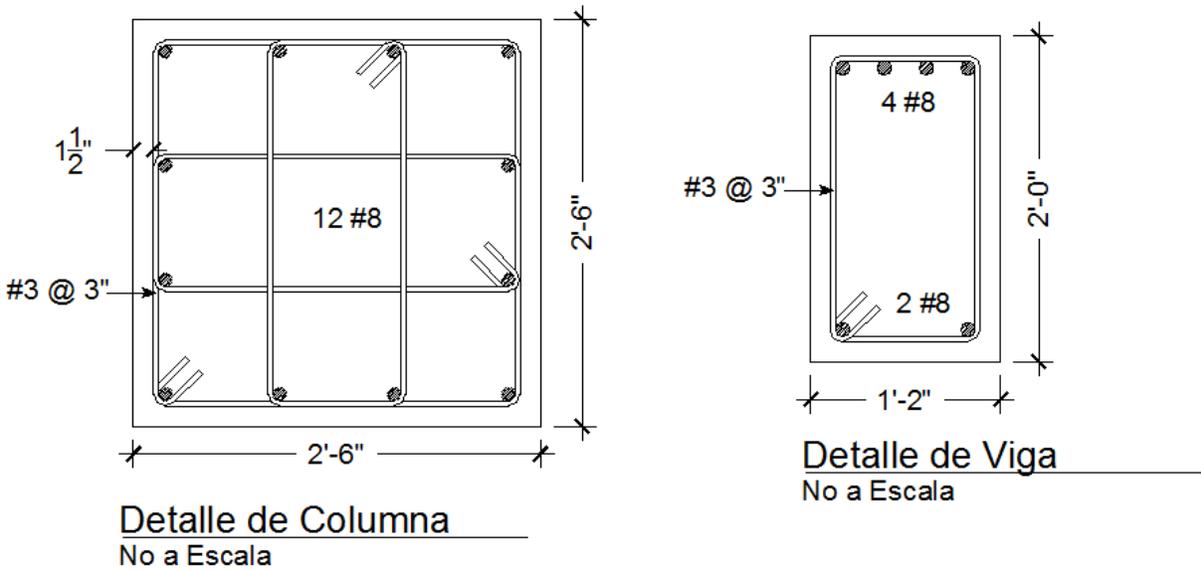


Figura A 8. Detalles estructurales para los elementos de vigas y columnas para el edificio 4H9

Edificio 5H12

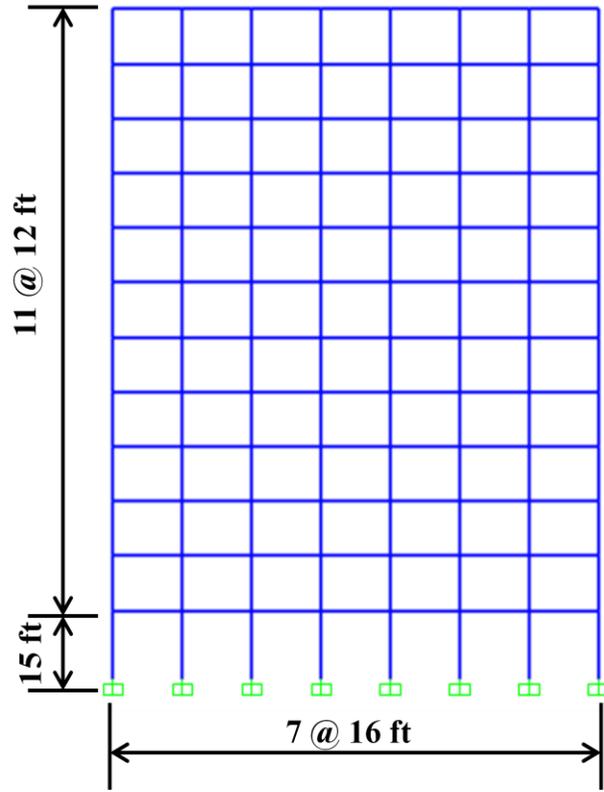


Figura A 9. Pórtico 5H12 con sus respectivas dimensiones

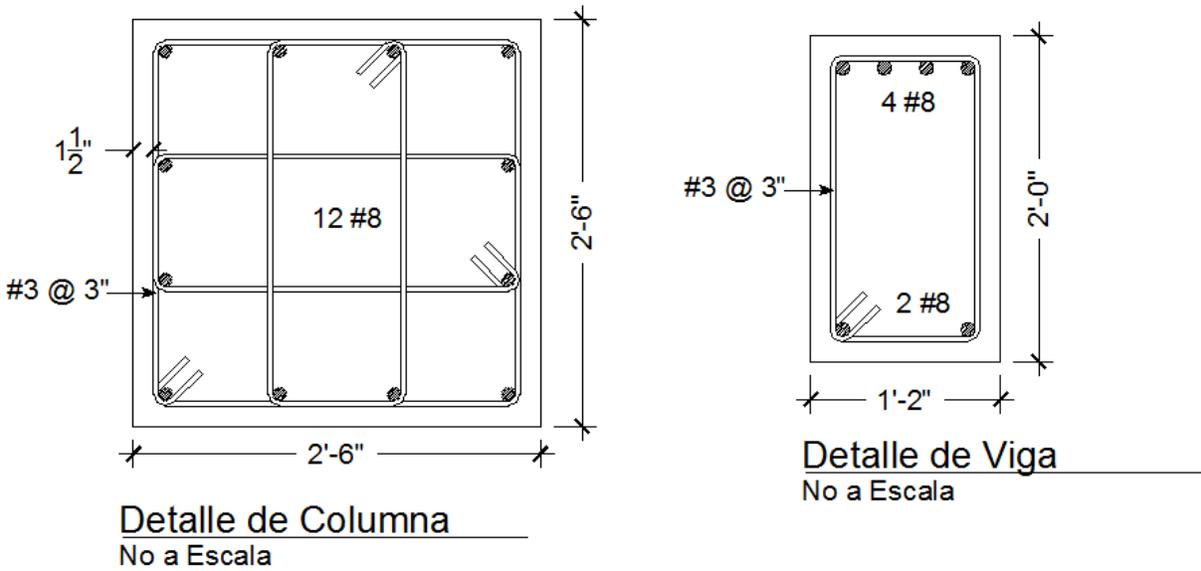


Figura A 10. Detalles estructurales para los elementos de vigas y columnas para el edificio 5H12

APÉNDICE B: ACELERACIONES ABSOLUTAS Y ESPECTROS DE PISO

En este apéndice se incluyen los gráficos de la respuesta de la aceleración absoluta de los pisos seleccionados de los edificios, luego de ser sometidos a excitación en su base. También, se incluyen los espectros de respuestas de piso resultantes para cada uno de los casos. Estos gráficos son los obtenidos de los edificios lineales y no lineales.

Edificio 1H3

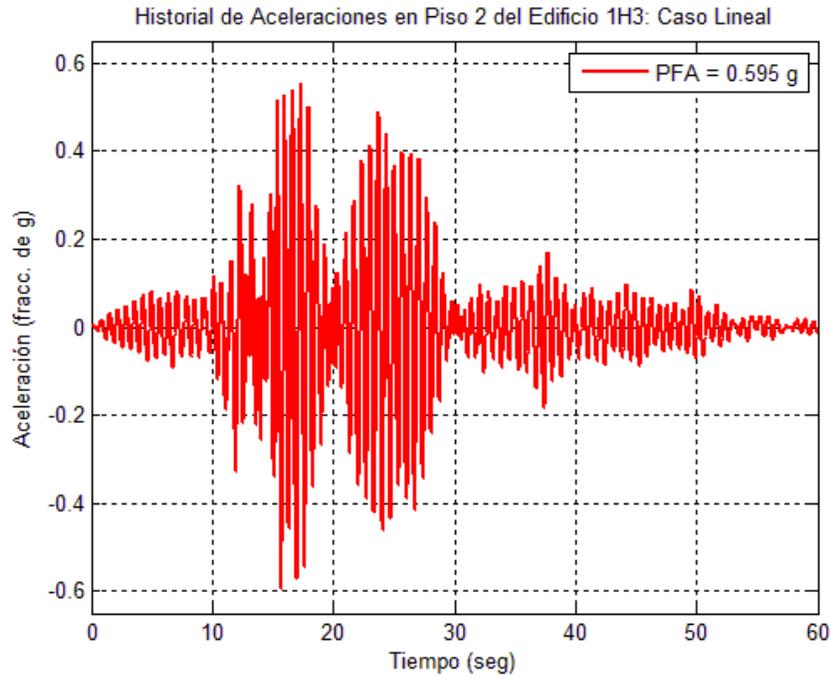


Figura B 1 Registro de la aceleración absoluta en el piso 2 del edificio 1H3 para el análisis lineal.

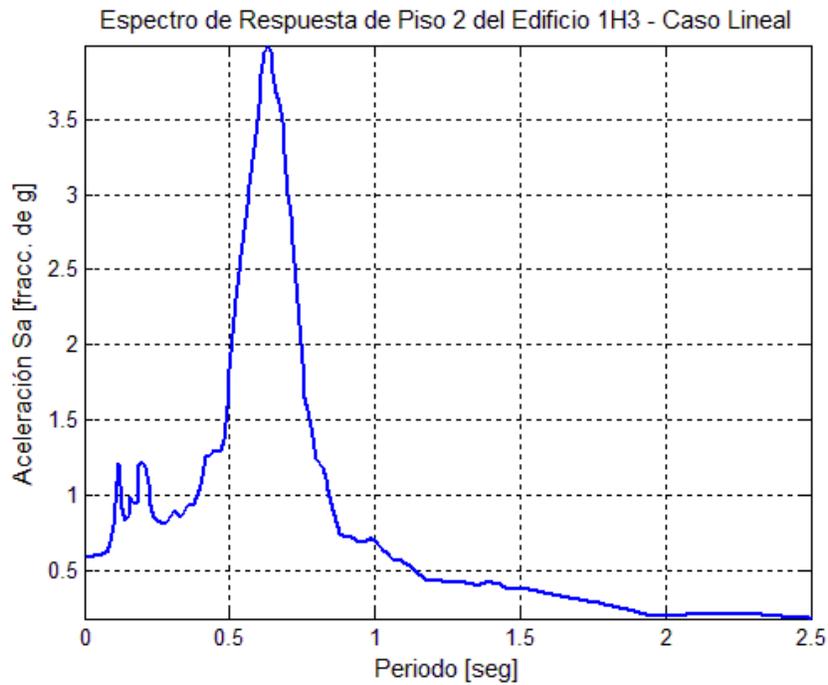


Figura B 2 Espectro de respuesta de piso 2 del edificio 1H3 como resultado del análisis lineal.

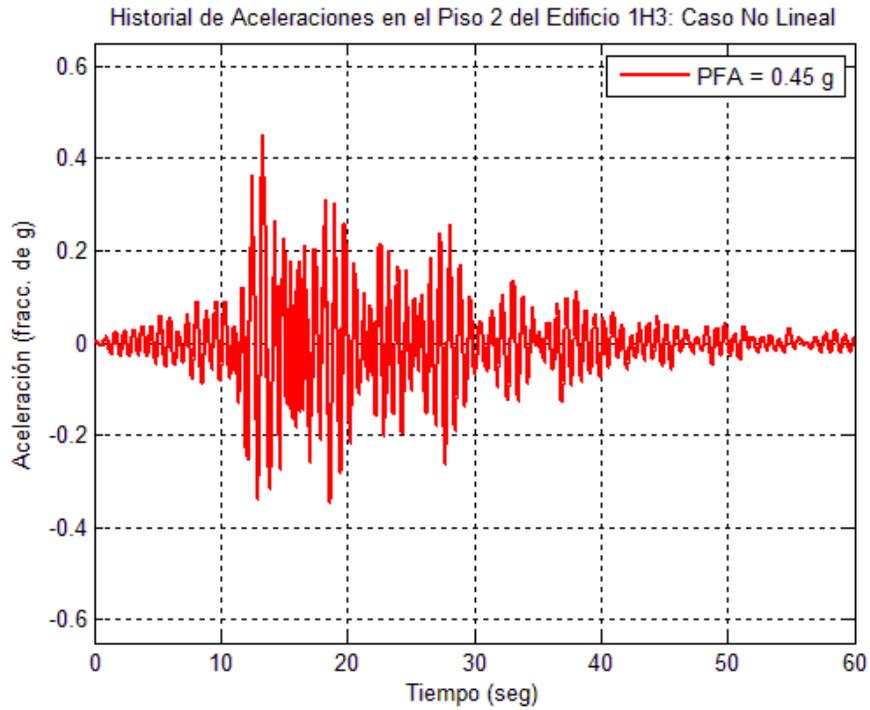


Figura B 3 Registro de la aceleración absoluta en el piso 2 del edificio 1H3 para el análisis no lineal

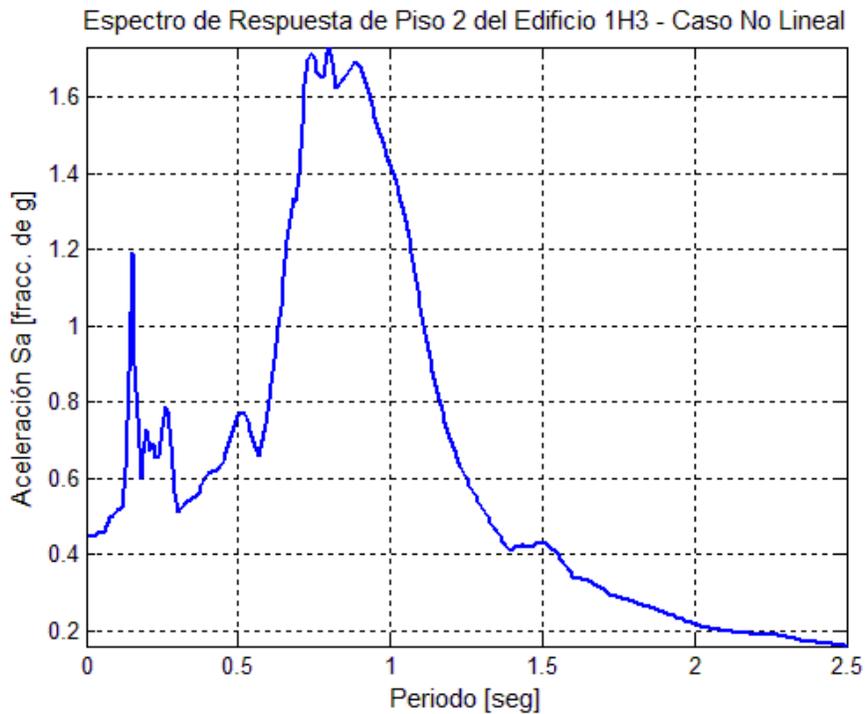


Figura B 4 Espectro de respuesta de piso 2 del edificio 1H3 como resultado del análisis no lineal.

Historial de Aceleraciones en el Piso 2 del Edificio 1H3: Caso No Lineal con PGA = 0.15 g

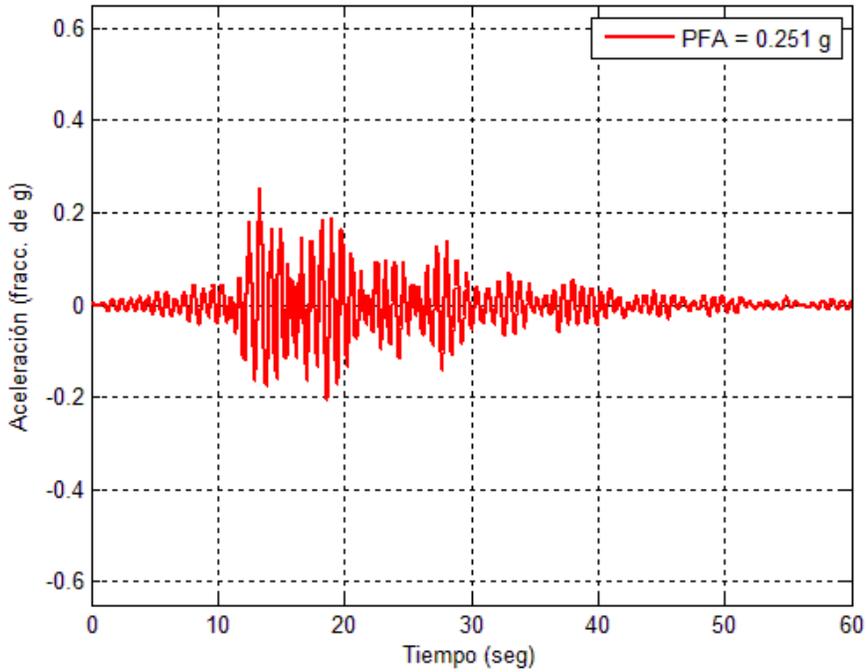


Figura B 5 Registro de la aceleración absoluta en el piso 2 del edificio 1H3 para el análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.15g

Espectro de Respuesta de Piso 2 del Edificio 1H3 - Caso No Lineal, PGA = 0.15 g

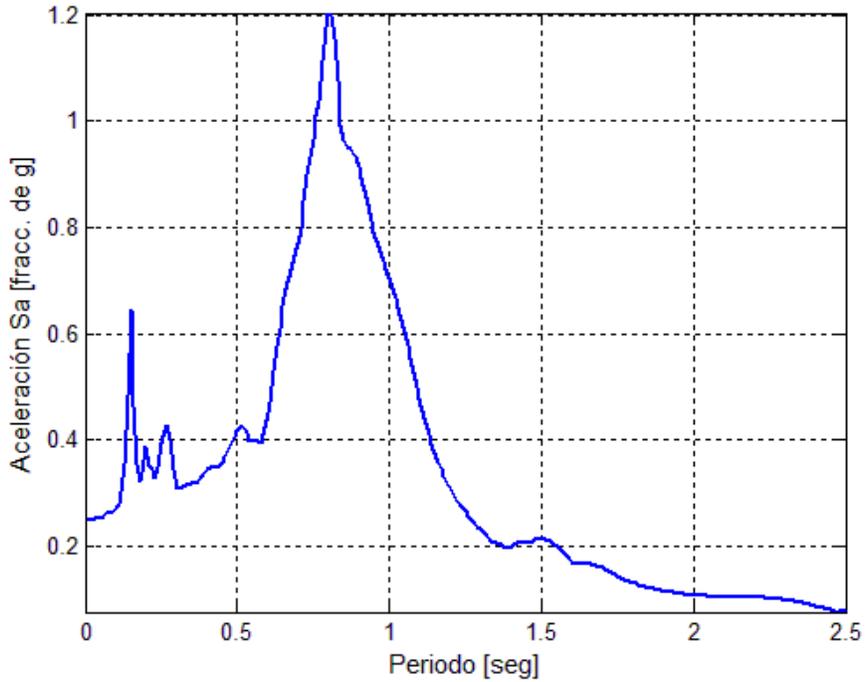


Figura B 6 Espectro de respuesta de piso 2 del edificio 1H3 como resultado del análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.15g

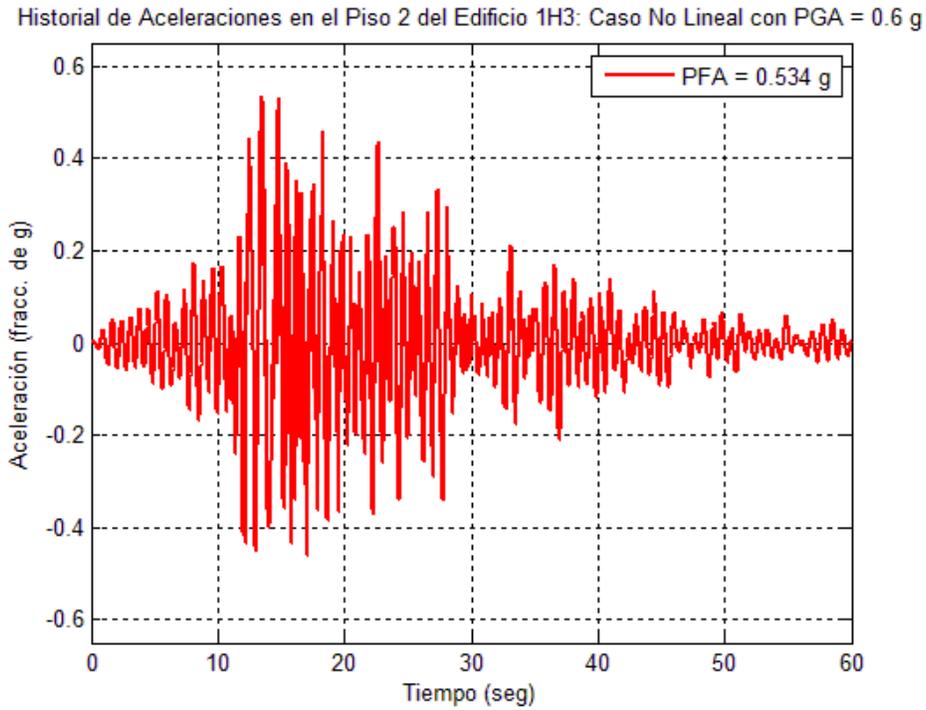


Figura B 7 Registro de la aceleración absoluta en el piso 2 del edificio 1H3 para el análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.6g

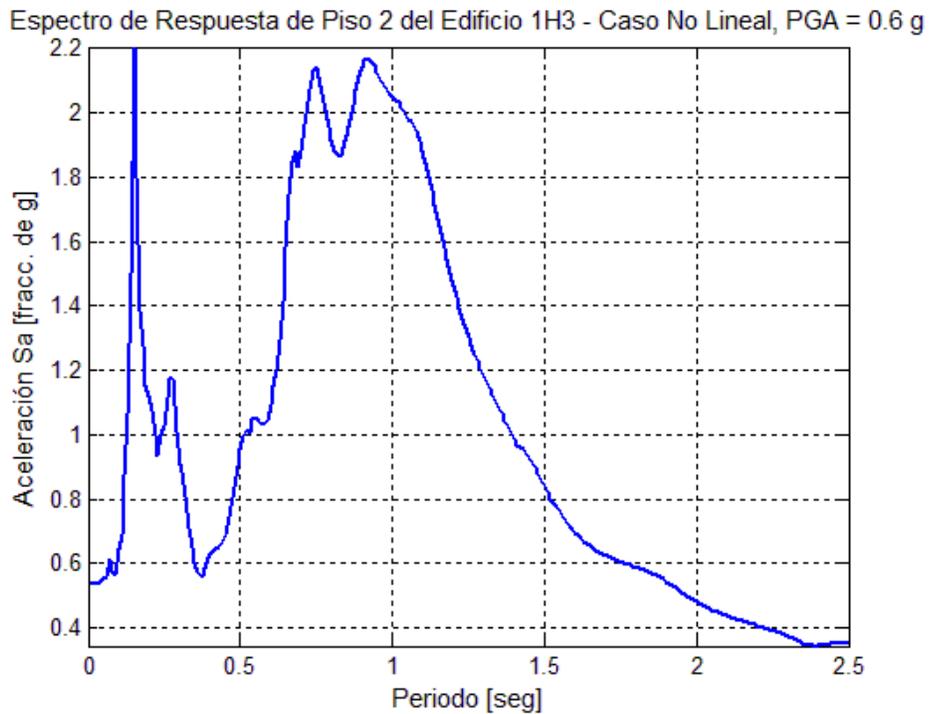


Figura B 8 Espectro de respuesta de piso 2 del edificio 1H3 como resultado del análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.6g

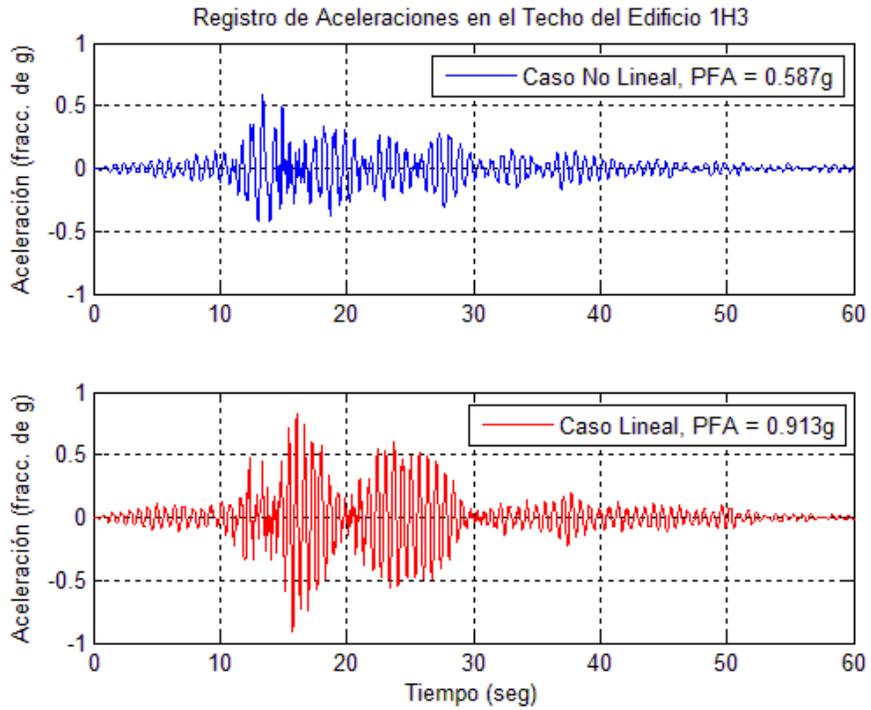


Figura B 9 Historial de aceleraciones absolutas obtenidas en el techo del edificio 1H3 modelado de forma lineal y no lineal.

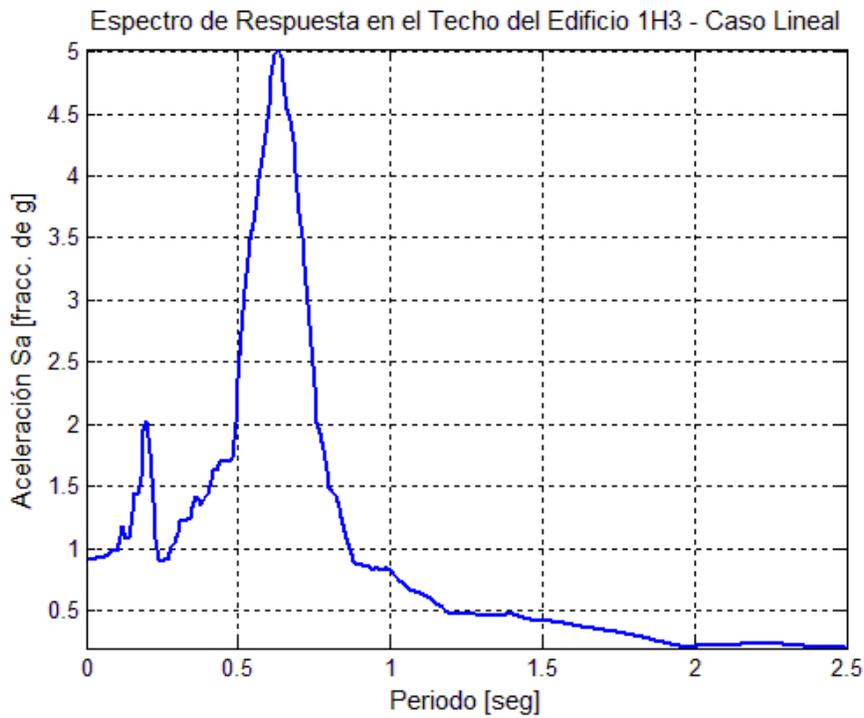


Figura B 10 Espectro de respuesta en el techo del edificio 1H3 como resultado del análisis lineal

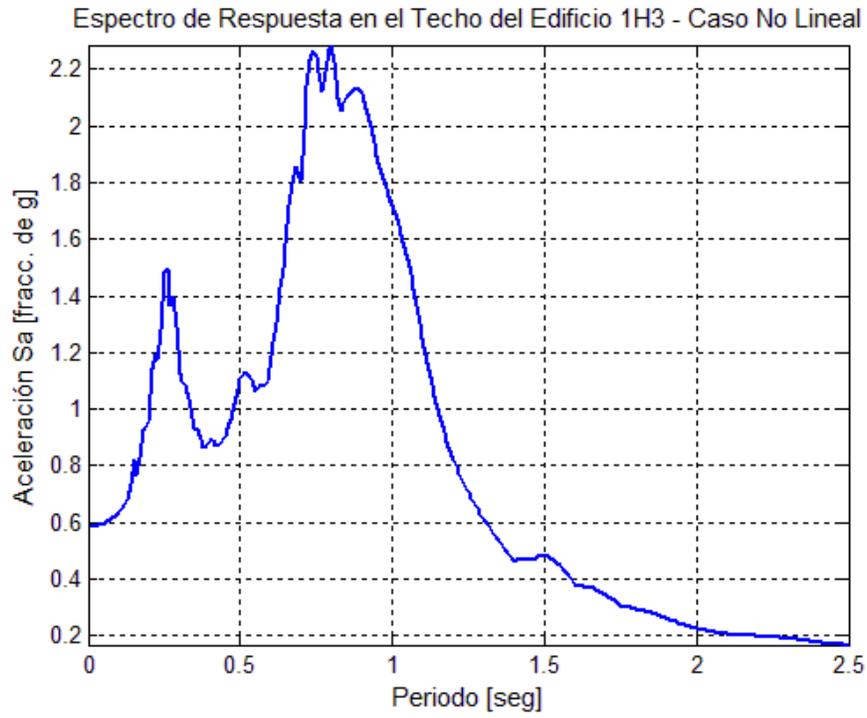


Figura B 11 Espectro de respuesta en el techo del edificio 1H3 como resultado del análisis no lineal

Edificio 2H5

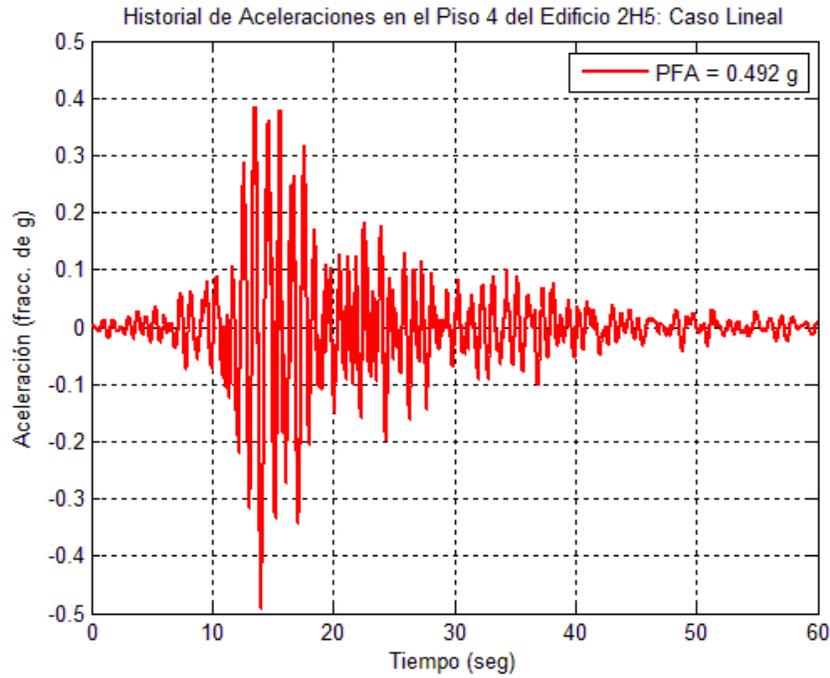


Figura B 12 Registro de la aceleración absoluta en el piso 4 del edificio 2H5 para el análisis lineal

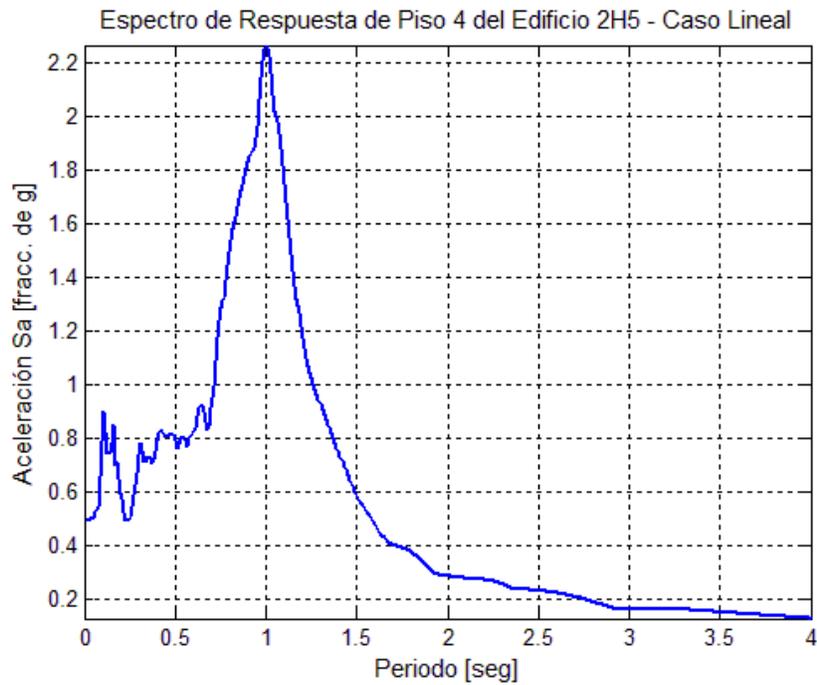


Figura B 13 Espectro de respuesta de piso 4 del edificio 2H5 como resultado del análisis lineal

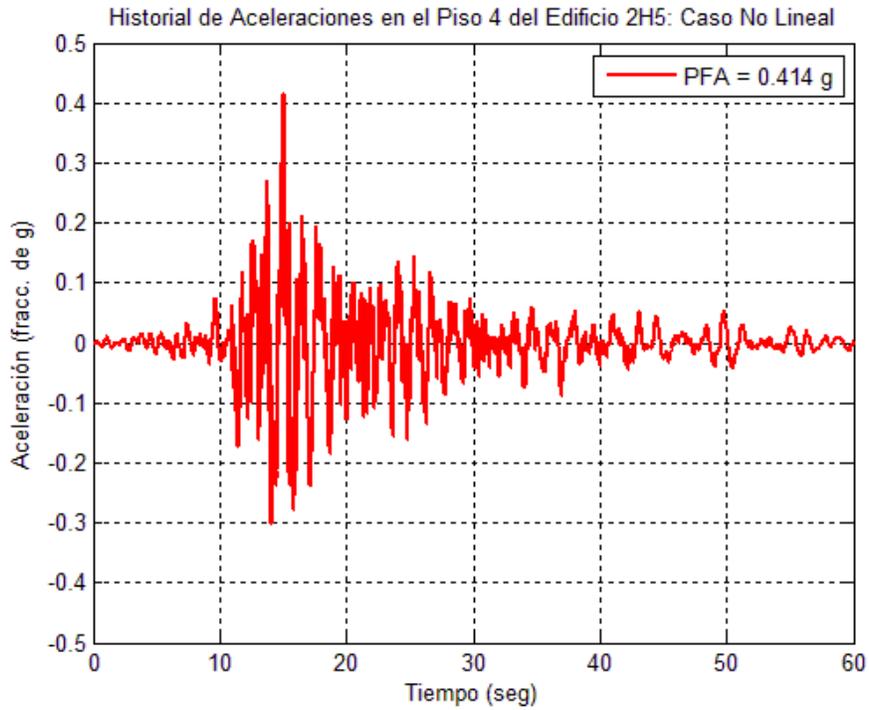


Figura B 14 Registro de la aceleración absoluta en el piso 4 del edificio 2H5 para el análisis no lineal

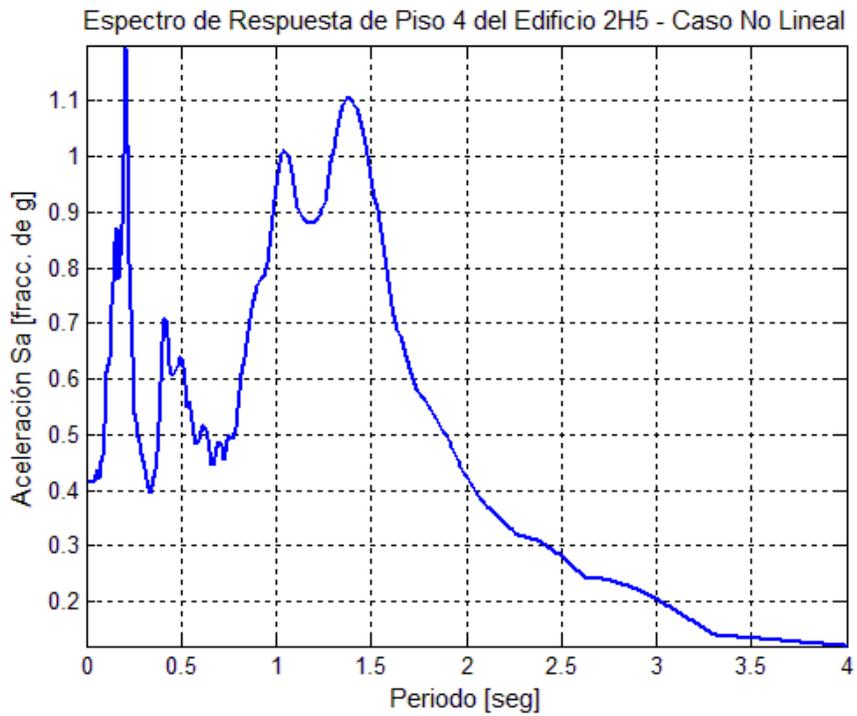


Figura B 15 Espectro de respuesta de piso 4 del edificio 2H5 como resultado del análisis no lineal.

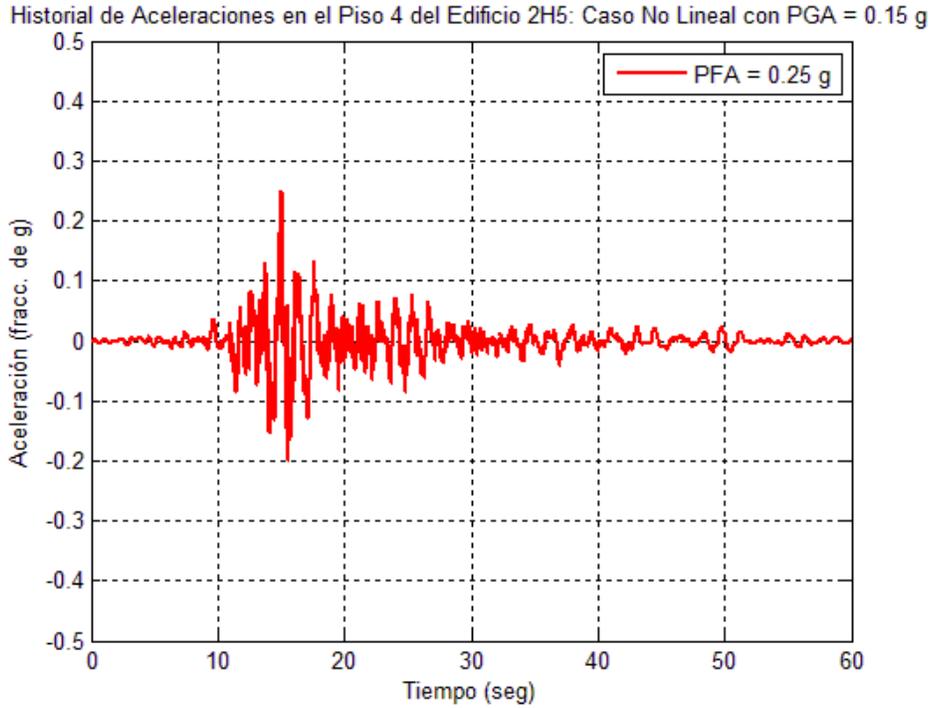


Figura B 16 Registro de la aceleración absoluta en el piso 4 del edificio 2H5 para el análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.15g

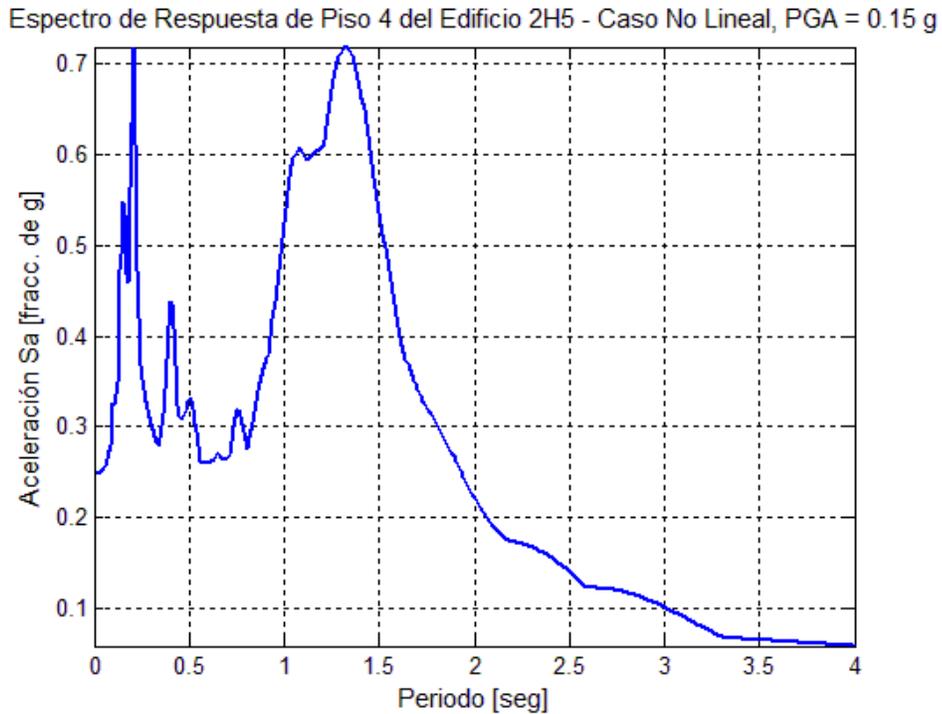


Figura B 17 Espectro de respuesta de piso 4 del edificio 2H5 como resultado del análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.15g

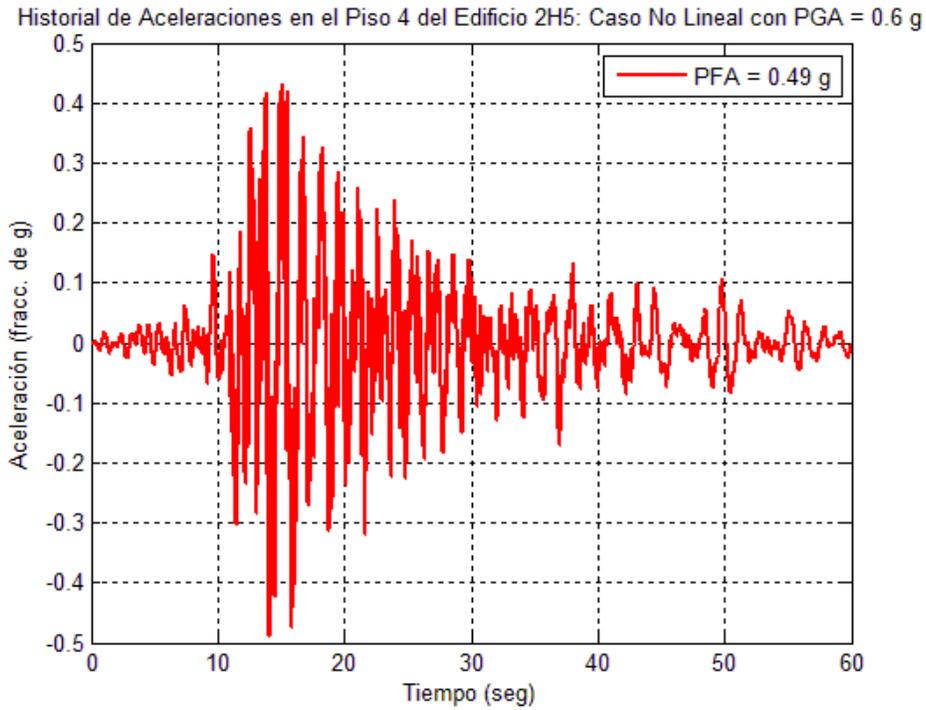


Figura B 18 Registro de la aceleración absoluta en el piso 4 del edificio 2H5 para el análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.6g

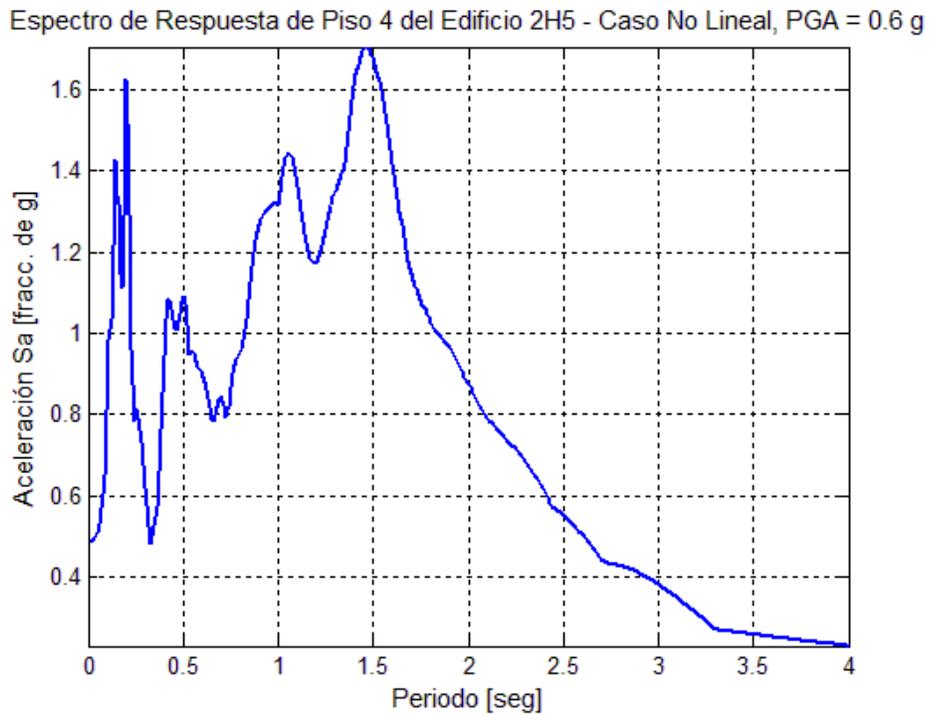


Figura B 19 Espectro de respuesta de piso 4 del edificio 2H5 como resultado del análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.6g

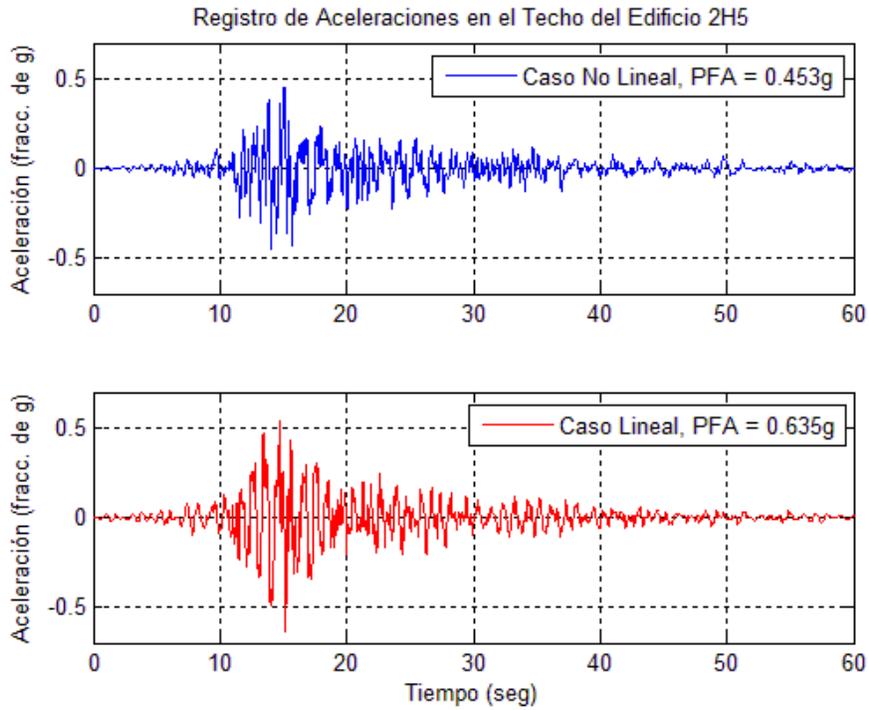


Figura B 20 Historial de aceleraciones absolutas obtenidas en el techo del edificio 2H5 modelado de forma lineal y no lineal.

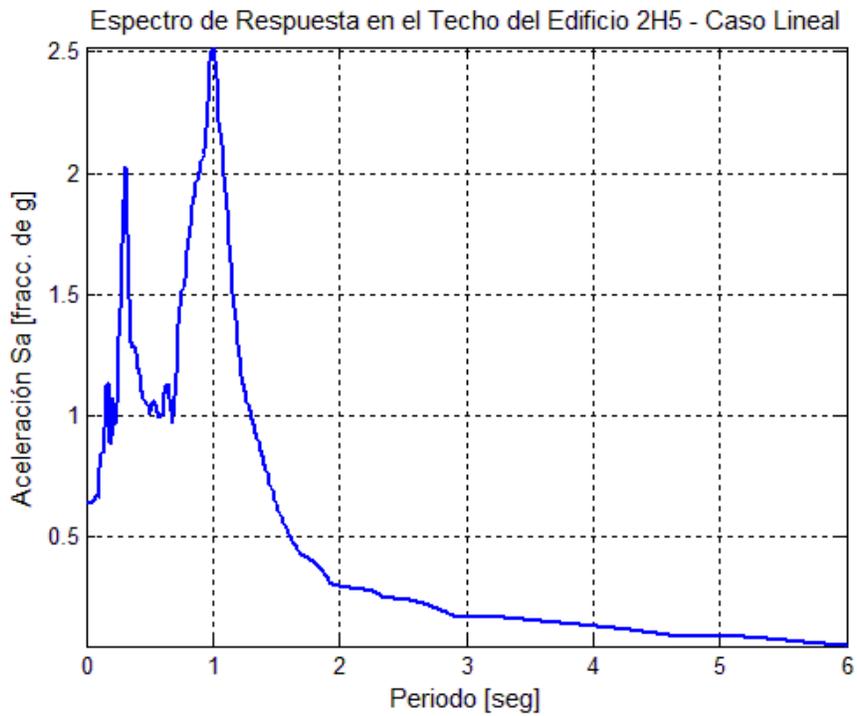


Figura B 21 Espectro de respuesta en el techo del edificio 2H5 como resultado del análisis lineal

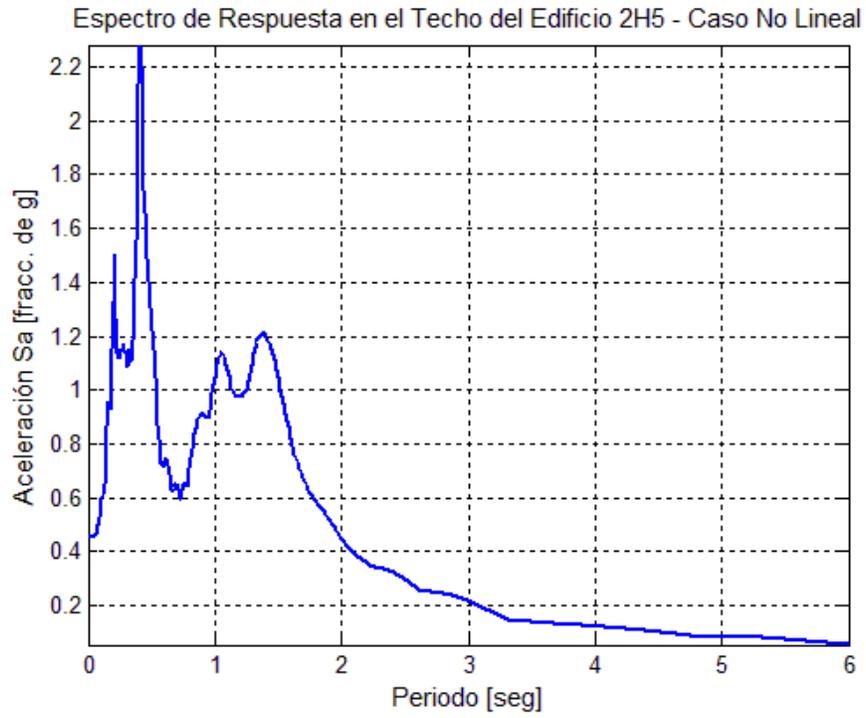


Figura B 22 Espectro de respuesta en el techo del edificio 2H5 como resultado del análisis no lineal

Edificio 3H7

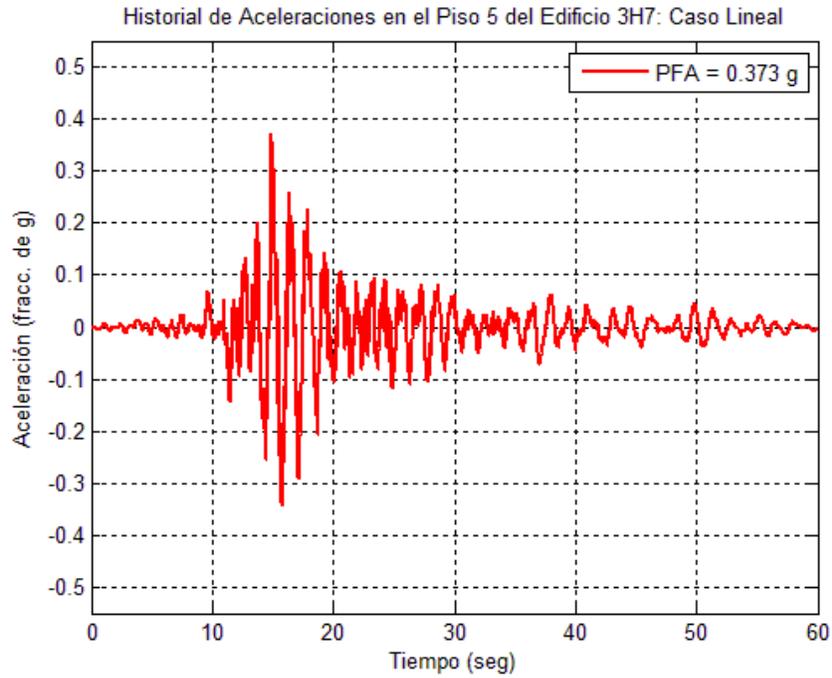


Figura B 23 Registro de la aceleración absoluta en el piso 5 del edificio 3H7 para el análisis lineal

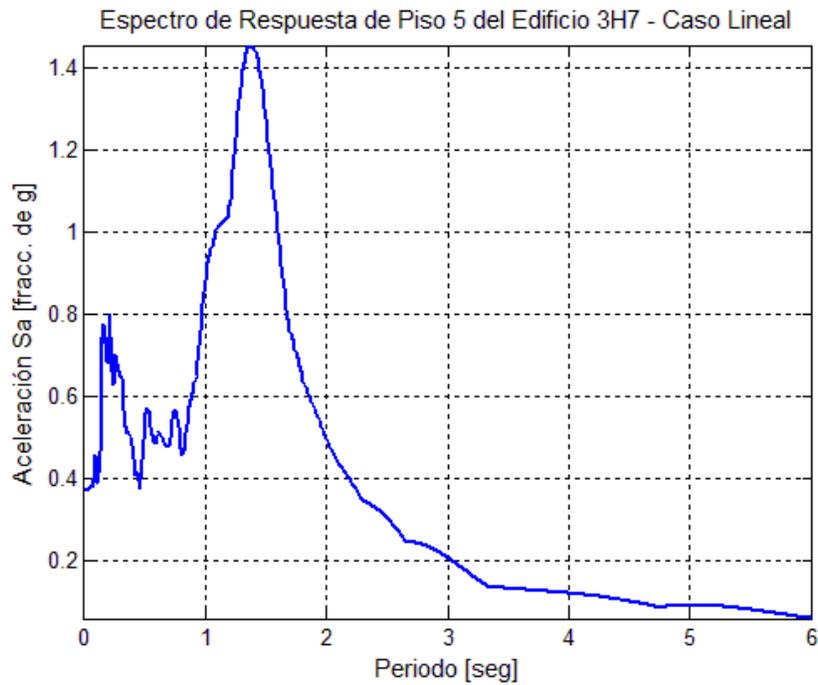


Figura B 24 Espectro de respuesta de piso 5 del edificio 3H7 como resultado del análisis lineal

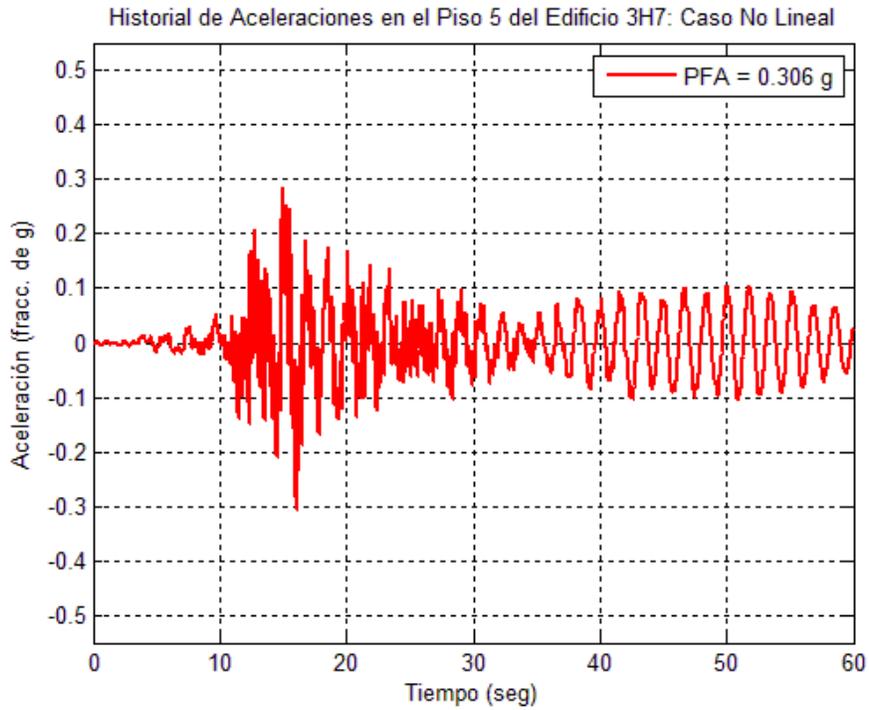


Figura B 25 Registro de la aceleración absoluta en el piso 5 del edificio 3H7 para el análisis no lineal

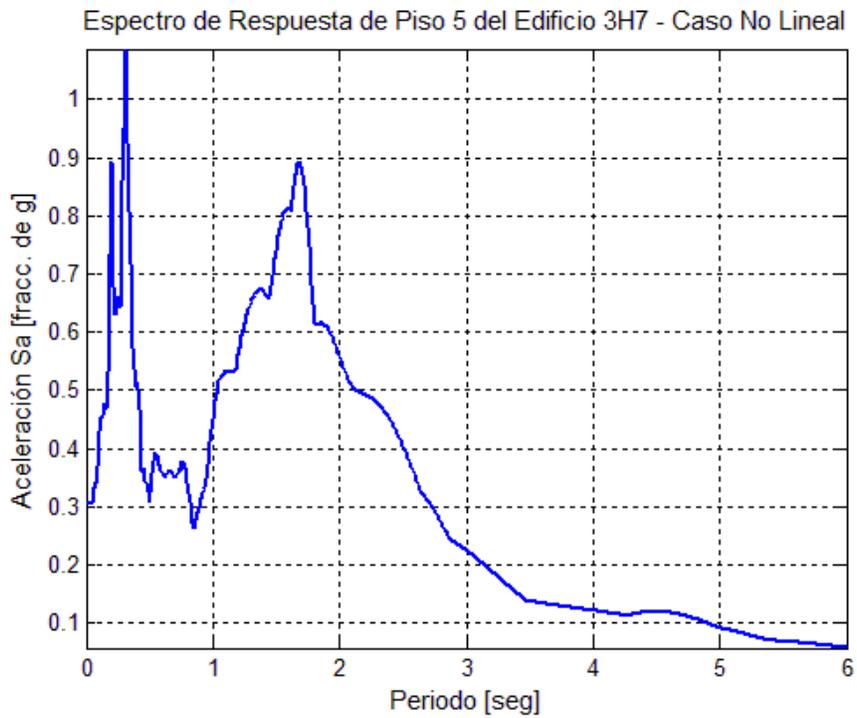


Figura B 26 Espectro de respuesta de piso 5 del edificio 3H7 como resultado del análisis no lineal

Historial de Aceleraciones en el Piso 5 del Edificio 3H7: Caso No Lineal con PGA = 0.15 g

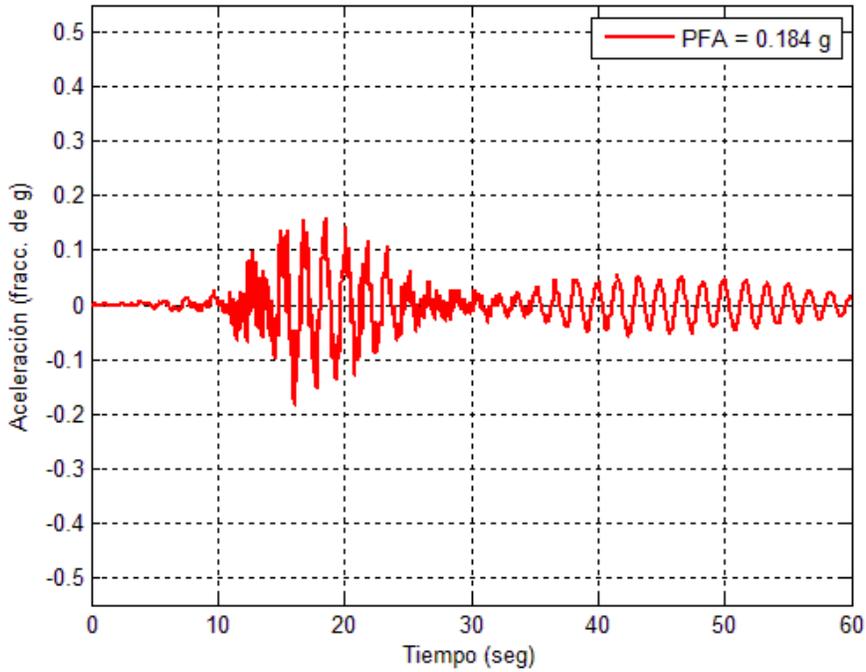


Figura B 27 Registro de la aceleración absoluta en el piso 5 del edificio 3H7 para el análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.15g

Espectro de Respuesta de Piso 5 del Edificio 3H7 - Caso No Lineal, PGA = 0.15 g

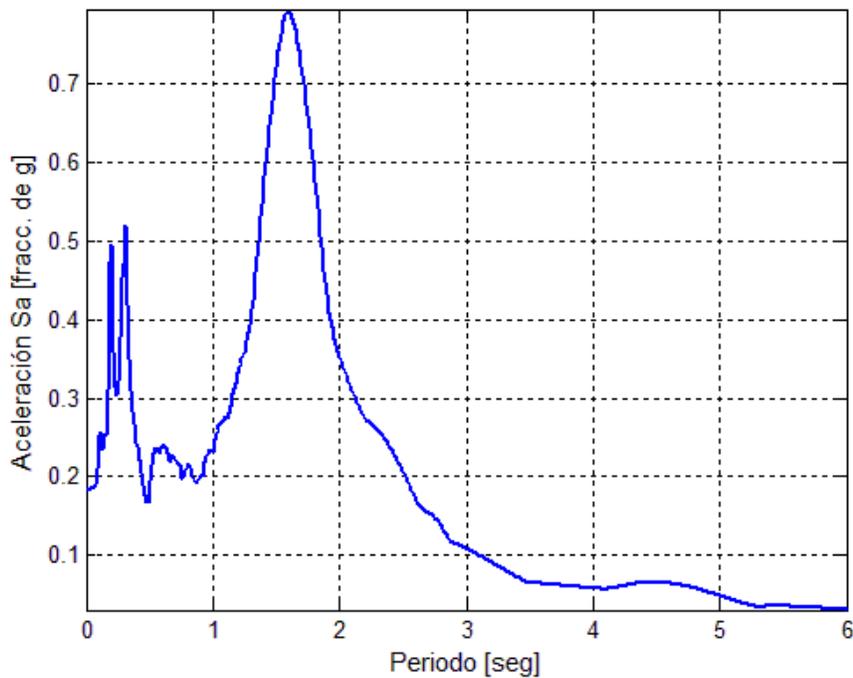


Figura B 28 Espectro de respuesta de piso 5 del edificio 3H7 como resultado del análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.15g

Historial de Aceleraciones en el Piso 5 del Edificio 3H7: Caso No Lineal con PGA = 0.6 g

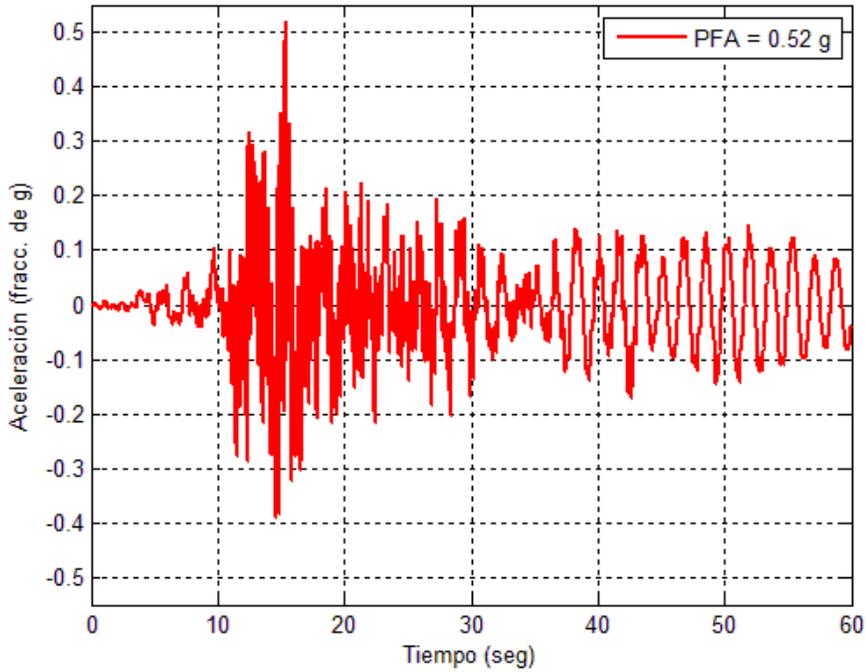


Figura B 29 Registro de la aceleración absoluta en el piso 5 del edificio 3H7 para el análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.6g

Espectro de Respuesta de Piso 5 del Edificio 3H7 - Caso No Lineal, PGA = 0.6 g

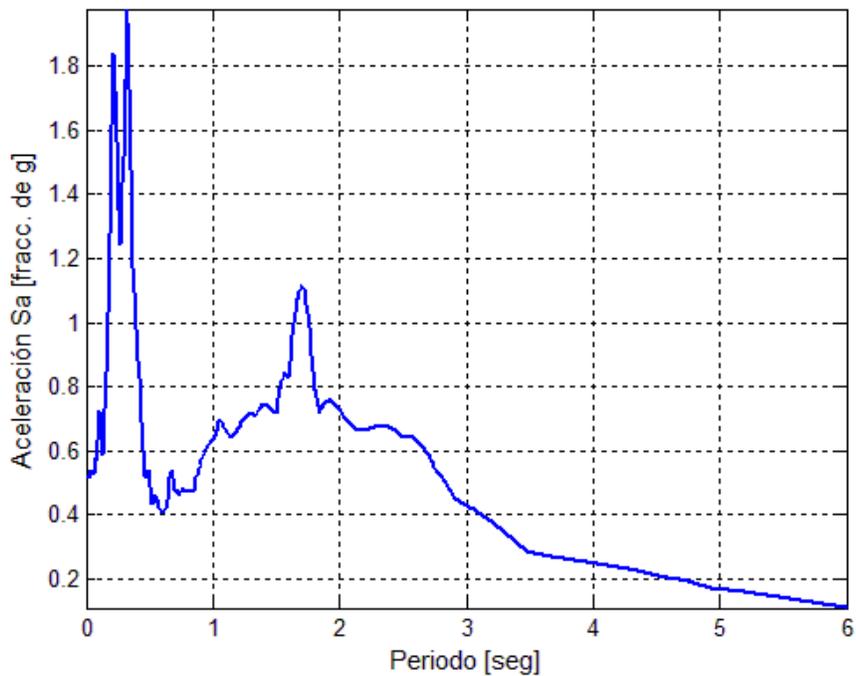


Figura B 30 Espectro de respuesta de piso 5 del edificio 3H7 como resultado del análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.6g

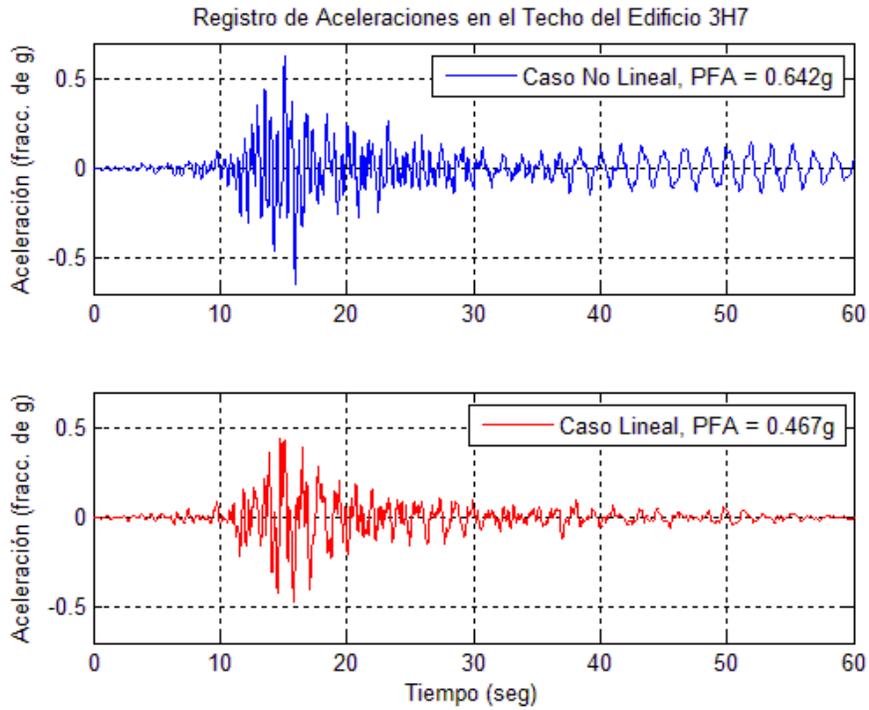


Figura B 31 Historial de aceleraciones absolutas obtenidas en el techo del edificio 3H7 modelado de forma lineal y no lineal.

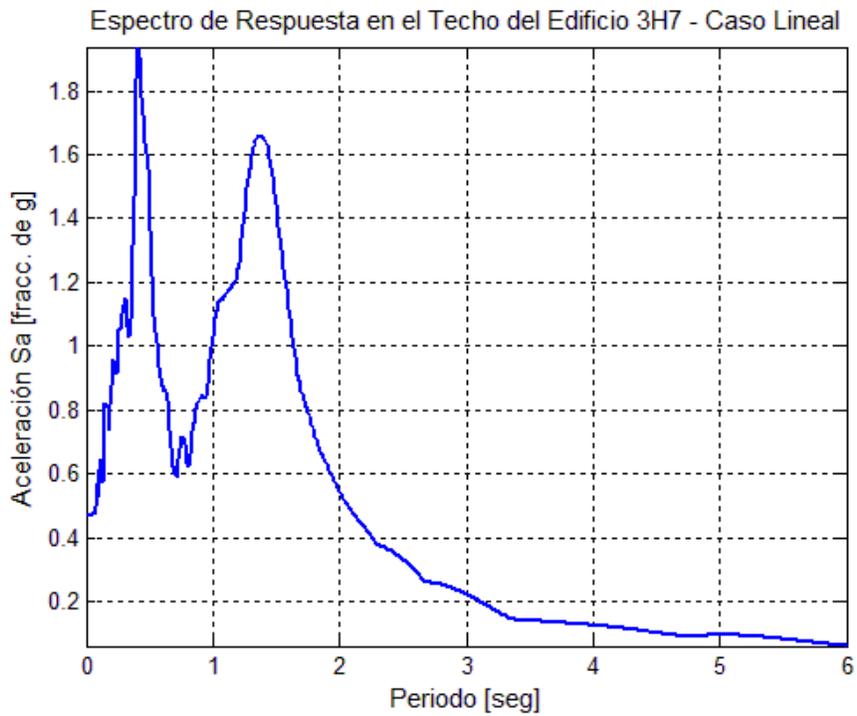


Figura B 32 Espectro de respuesta en el techo del edificio 3H7 como resultado del análisis lineal

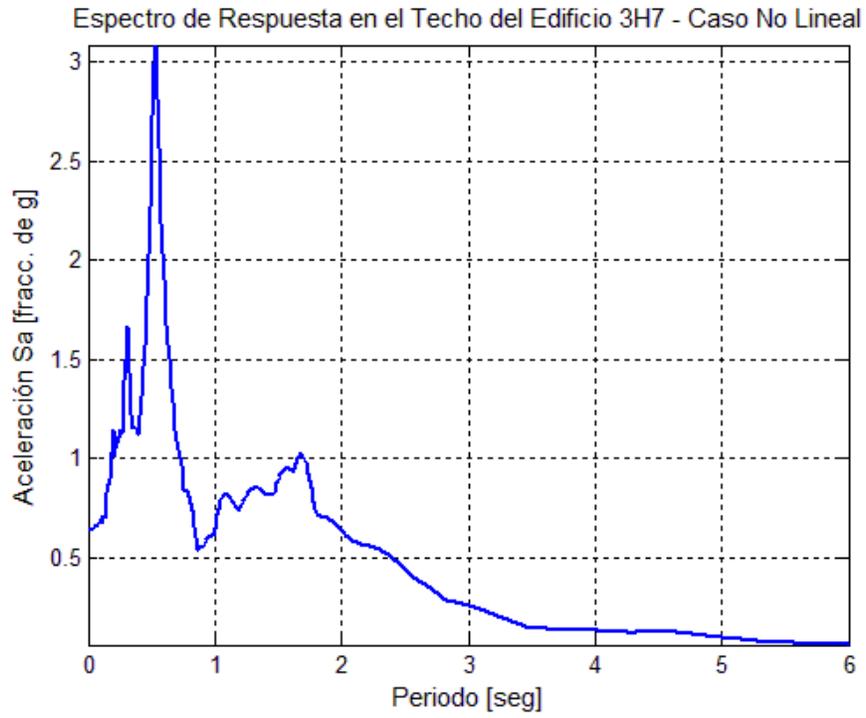


Figura B 33 Espectro de respuesta en el techo del edificio 3H7 como resultado del análisis no lineal

Edificio 4H9

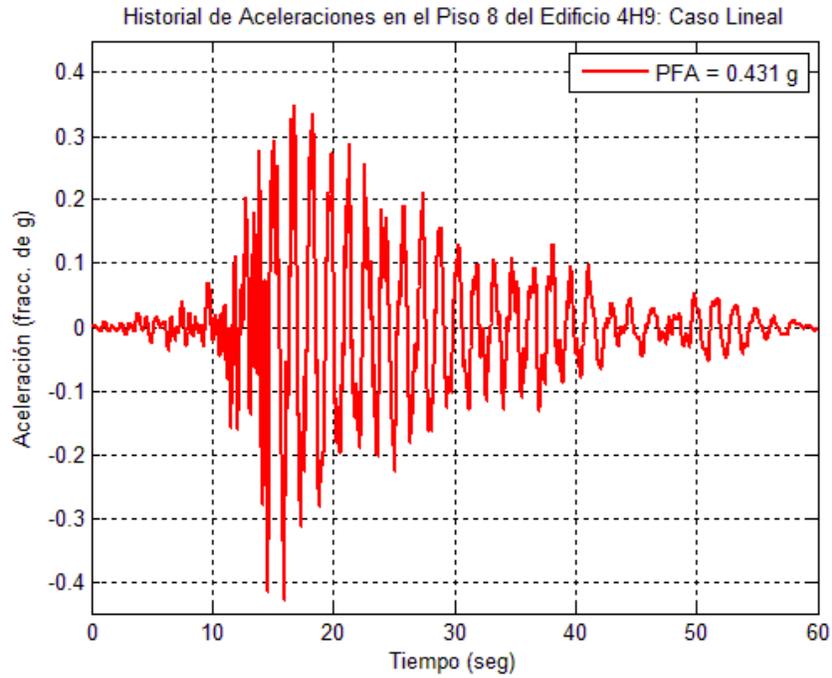


Figura B 34 Registro de la aceleración absoluta en el piso 8 del edificio 4H9 para el análisis lineal

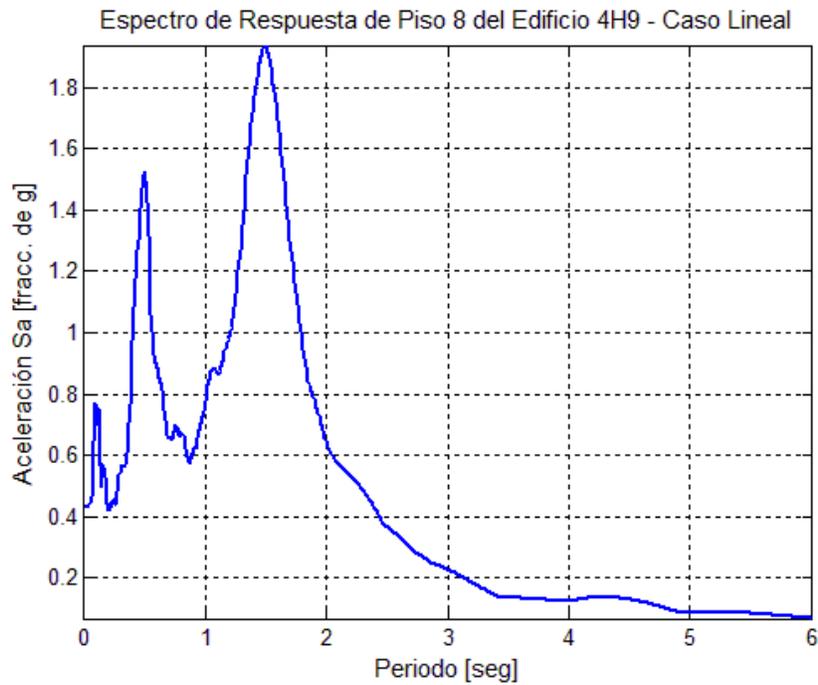


Figura B 35 Espectro de respuesta de piso 8 del edificio 4H9 como resultado del análisis lineal

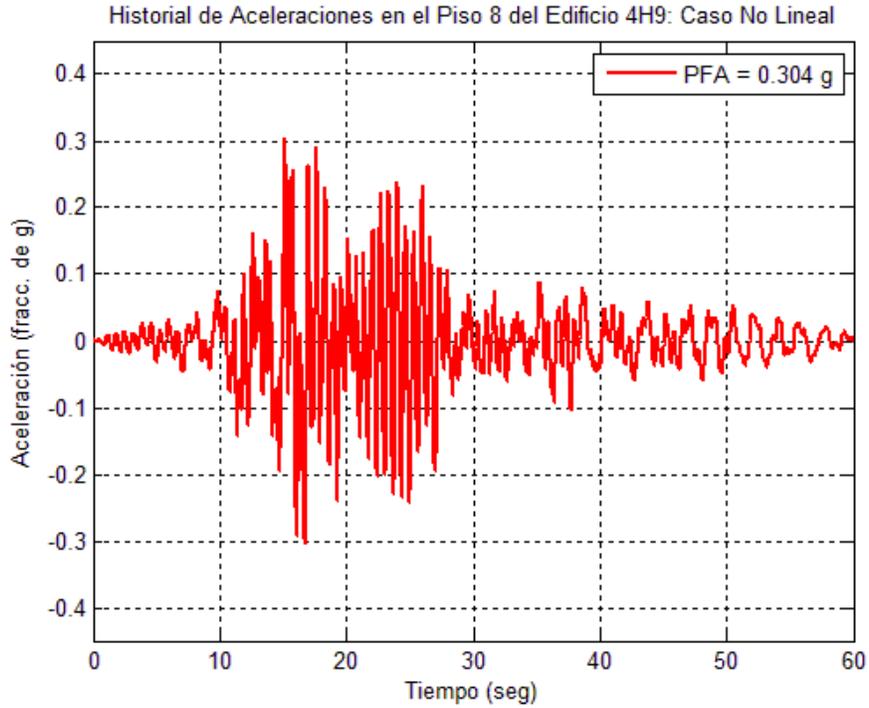


Figura B 36 Registro de la aceleración absoluta en el piso 8 del edificio 4H9 para el análisis no lineal

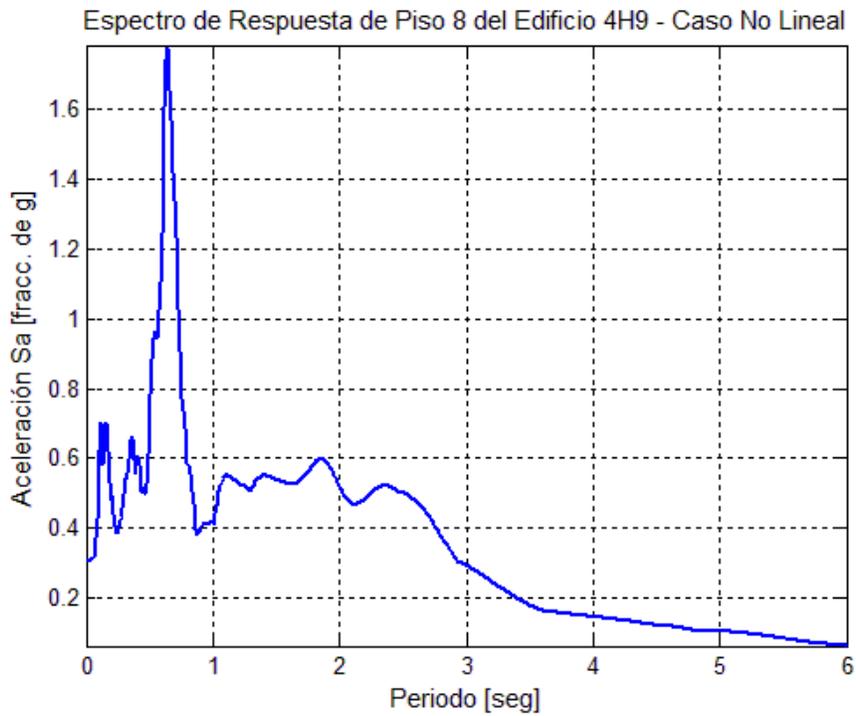


Figura B 37 Espectro de respuesta de piso 8 del edificio 4H9 como resultado del análisis no lineal

Historial de Aceleraciones en el Piso 8 del Edificio 4H9: Caso No Lineal con PGA = 0.15 g

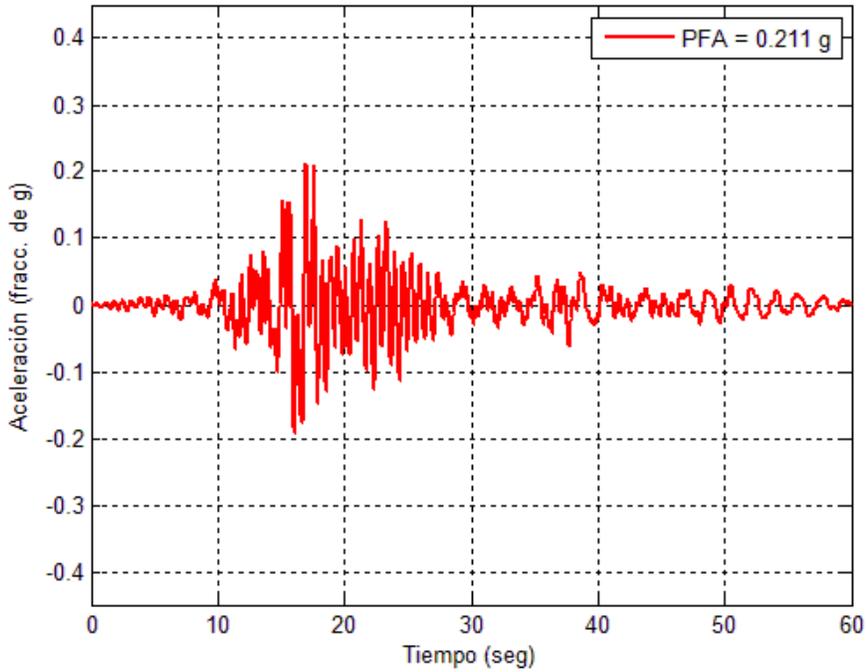


Figura B 38 Registro de la aceleración absoluta en el piso 8 del edificio 4H9 para el análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.15g

Espectro de Respuesta de Piso 8 del Edificio 4H9 - Caso No Lineal, PGA = 0.15 g

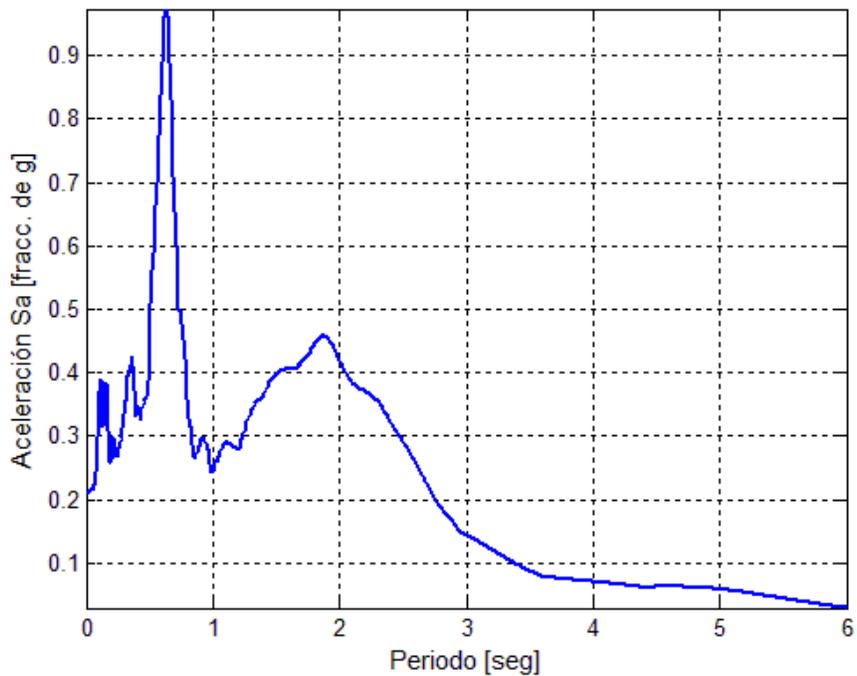


Figura B 39 Espectro de respuesta de piso 8 del edificio 4H9 como resultado del análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.15g

Historial de Aceleraciones en el Piso 8 del Edificio 4H9: Caso No Lineal con PGA = 0.6 g

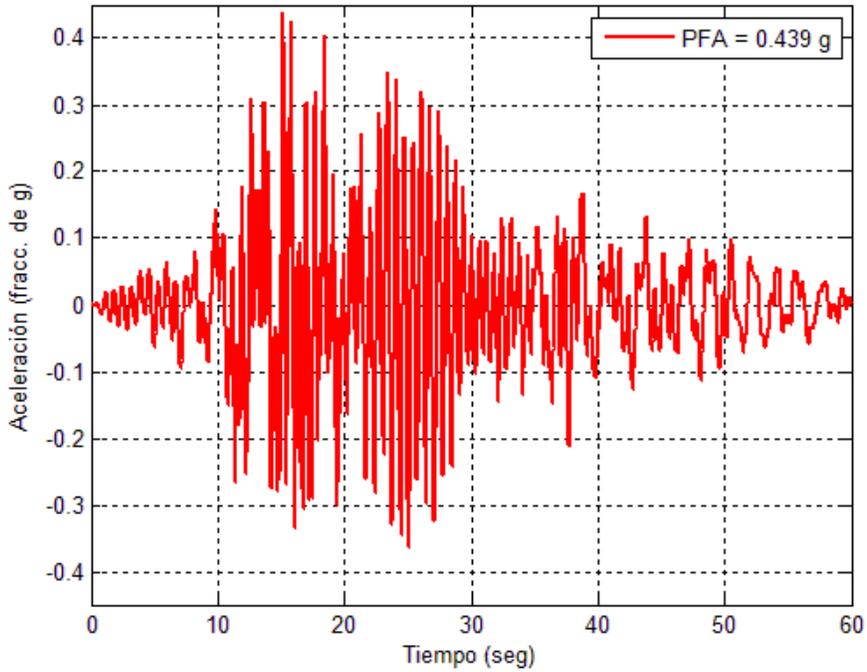


Figura B 40 Registro de la aceleración absoluta en el piso 8 del edificio 4H9 para el análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.6g

Espectro de Respuesta de Piso 8 del Edificio 4H9 - Caso No Lineal, PGA = 0.6 g

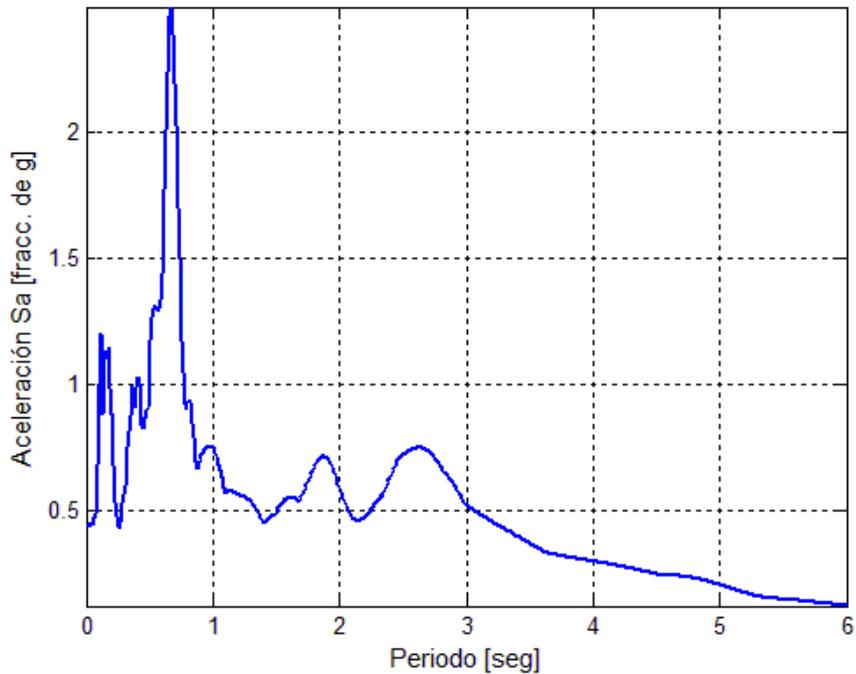


Figura B 41 Espectro de respuesta de piso 8 del edificio 4H9 como resultado del análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.6g

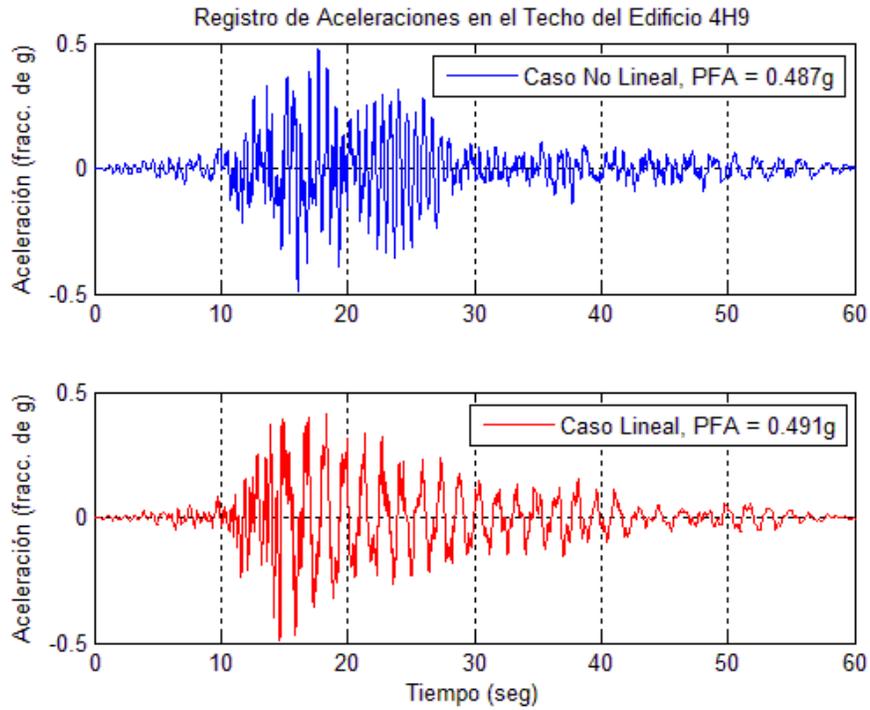


Figura B 42 Historial de aceleraciones absolutas obtenidas en el techo del edificio 4H9 modelado de forma lineal y no lineal.

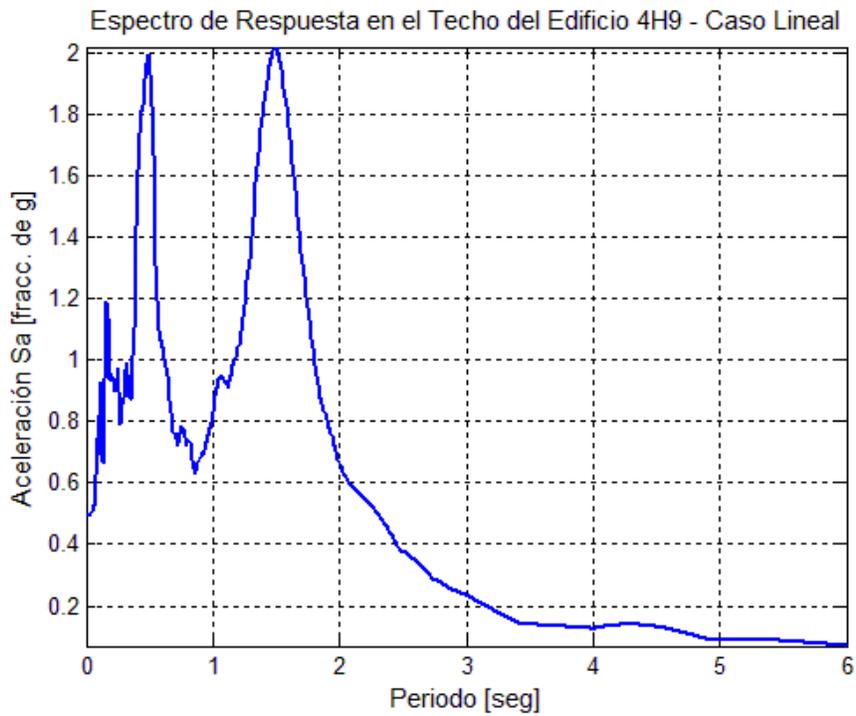


Figura B 43 Espectro de respuesta en el techo del edificio 4H9 como resultado del análisis lineal

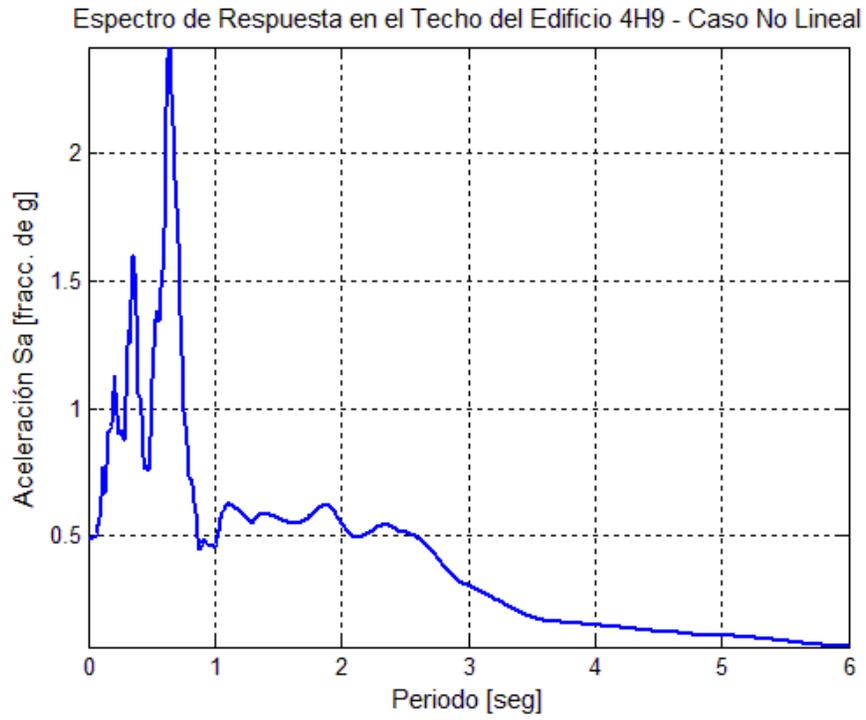


Figura B 44 Espectro de respuesta en el techo del edificio 4H9 como resultado del análisis no lineal

Edificio 5H12

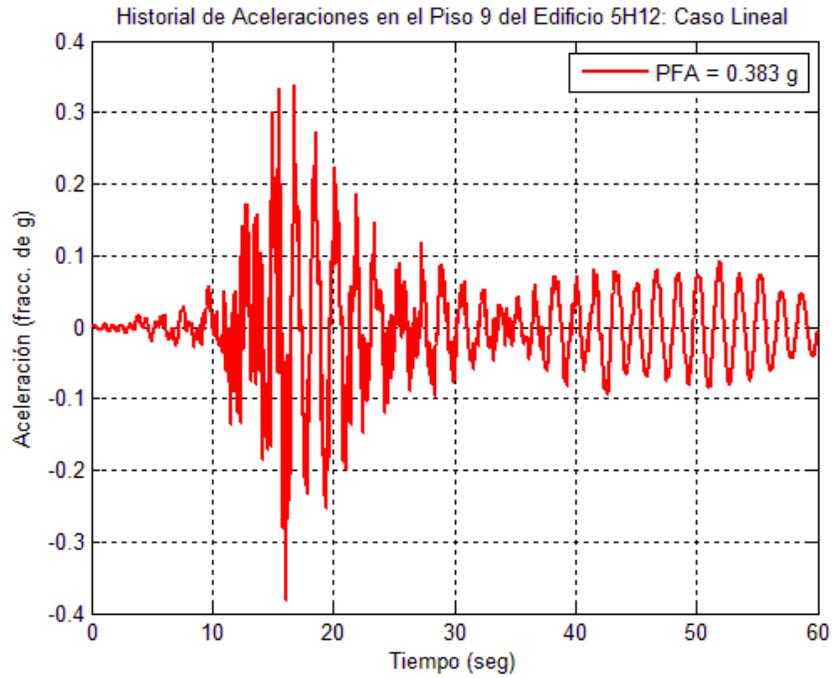


Figura B 45 Registro de la aceleración absoluta en el piso 9 del edificio 5H12 para el análisis lineal

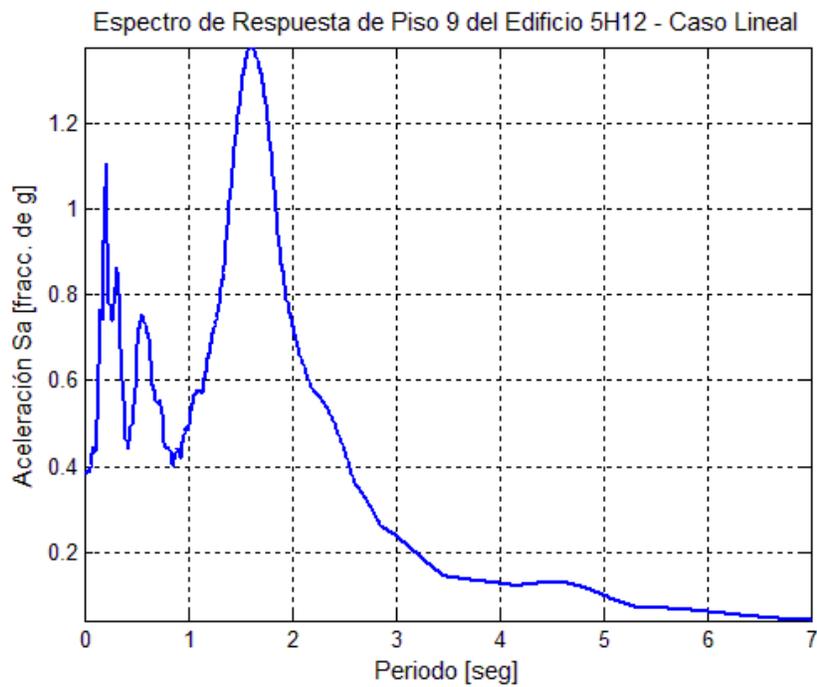


Figura B 46 Espectro de respuesta de piso 9 del edificio 5H12 como resultado del análisis lineal

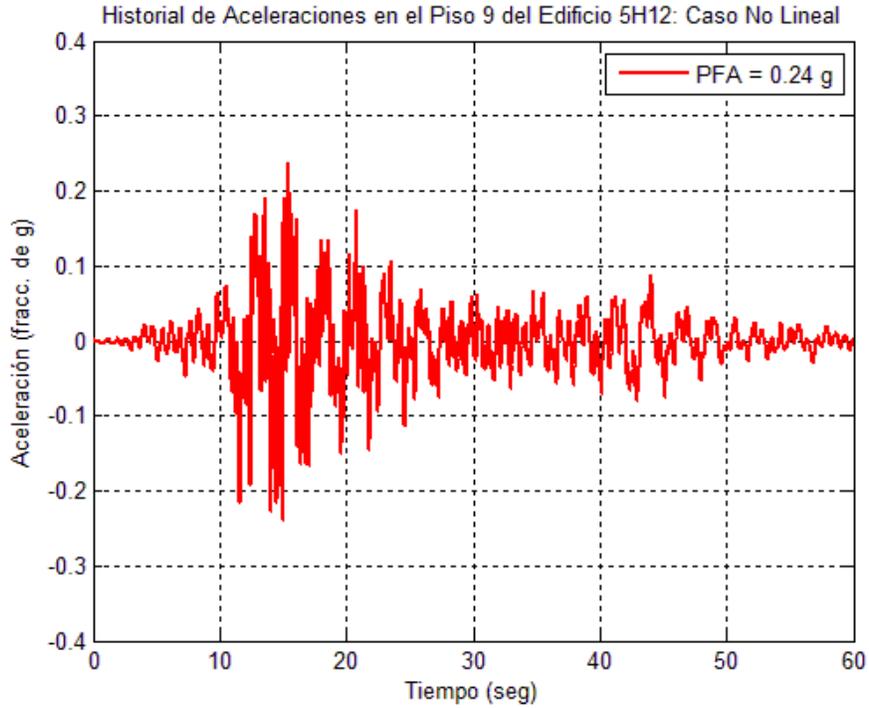


Figura B 47 Registro de la aceleración absoluta en el piso 9 del edificio 5H12 para el análisis no lineal

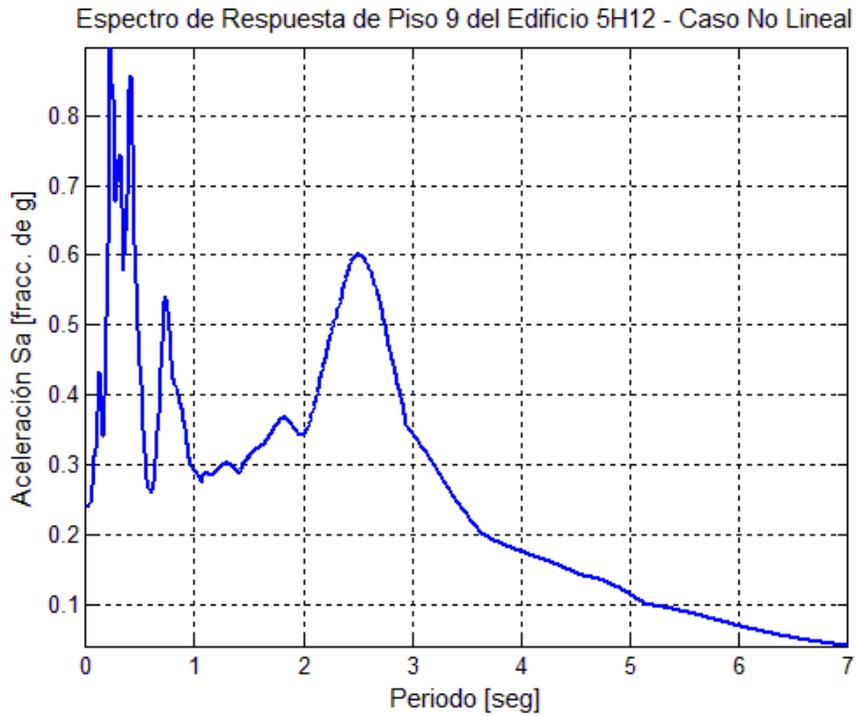


Figura B 48 Espectro de respuesta de piso 9 del edificio 5H12 como resultado del análisis no lineal

Historial de Aceleraciones en el Piso 9 del Edificio 5H12: Caso No Lineal con PGA = 0.15 g

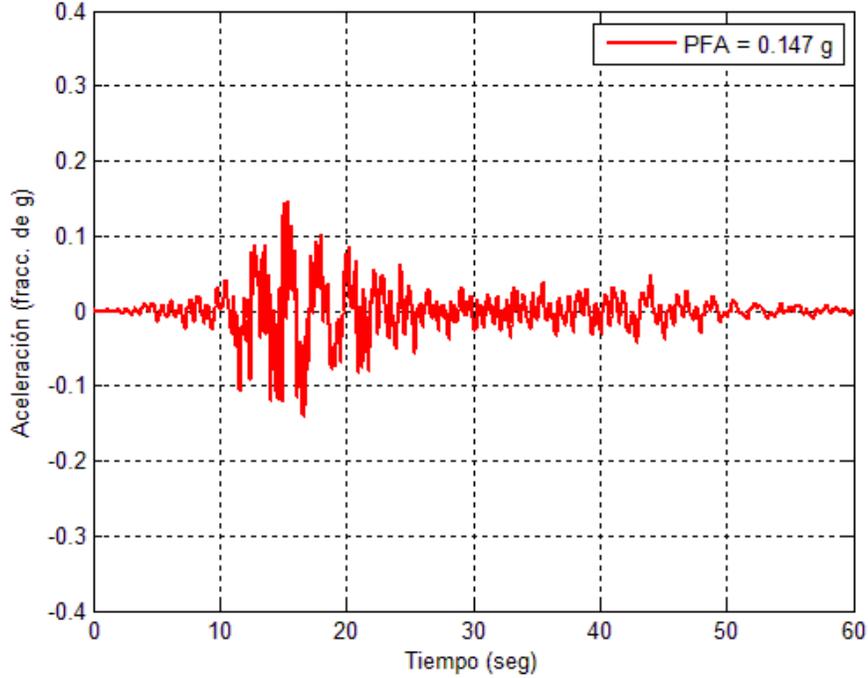


Figura B 49 Registro de la aceleración absoluta en el piso 9 del edificio 5H12 para el análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.15g

Espectro de Respuesta de Piso 9 del Edificio 5H12 - Caso No Lineal, PGA = 0.15 g

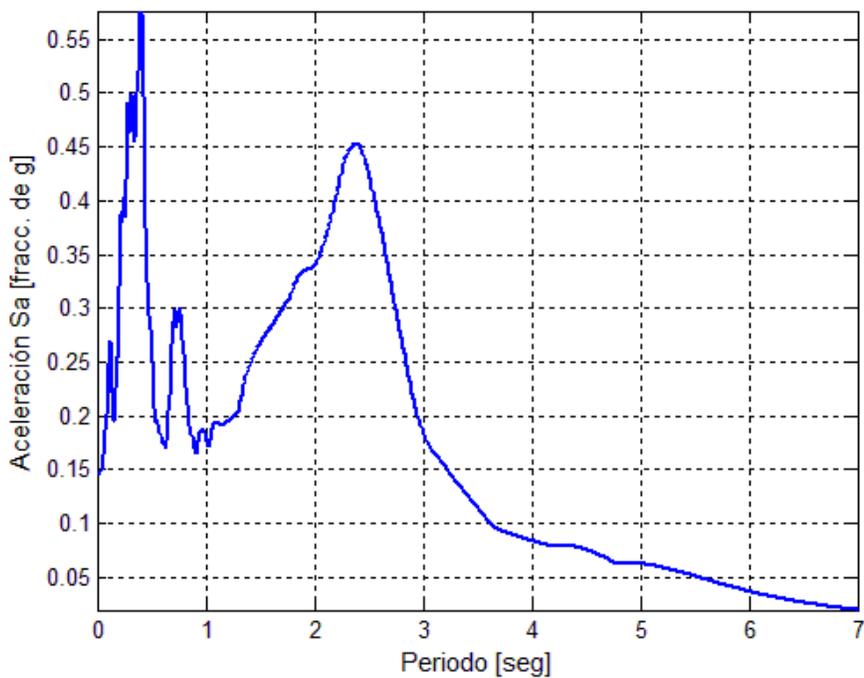


Figura B 50 Espectro de respuesta de piso 9 del edificio 5H12 como resultado del análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.15g

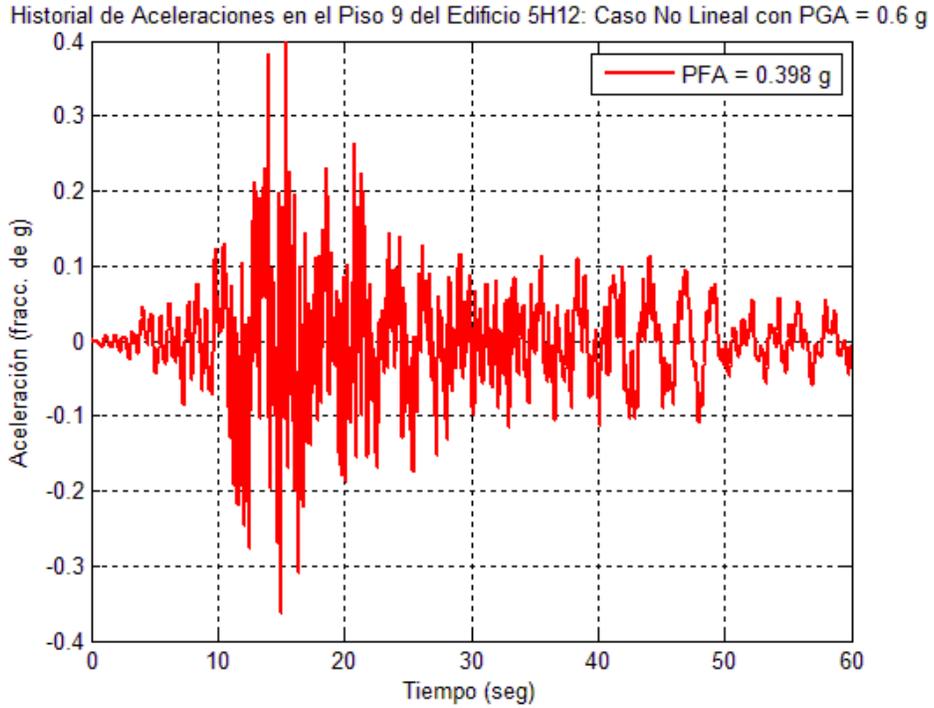


Figura B 51 Registro de la aceleración absoluta en el piso 9 del edificio 5H12 para el análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.6g

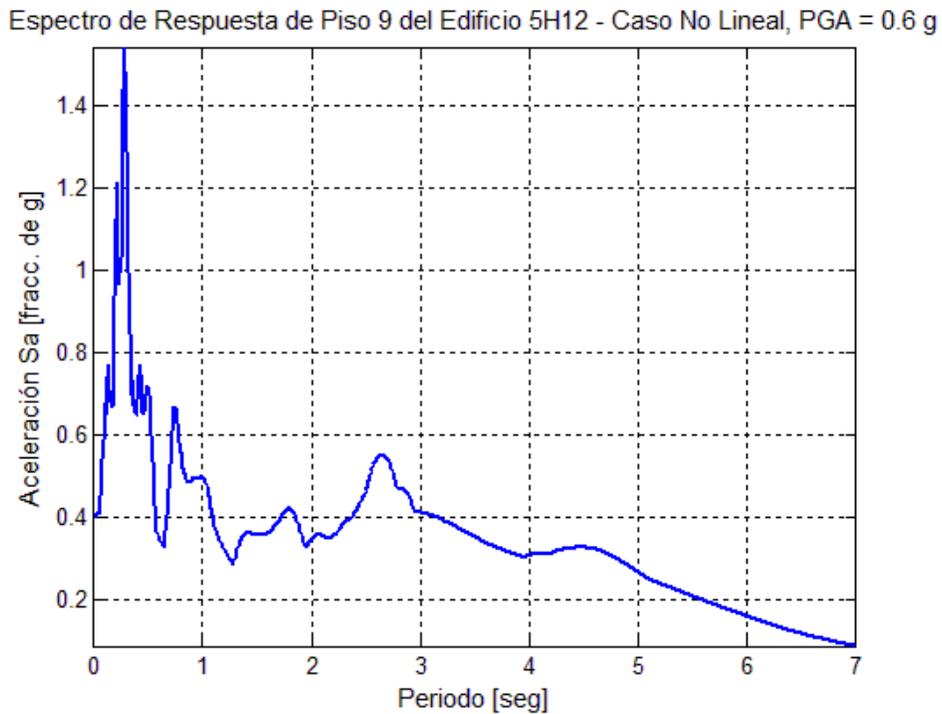


Figura B 52 Espectro de respuesta de piso 9 del edificio 5H12 como resultado del análisis no lineal y el sismo escalado a un PGA de 0.6g

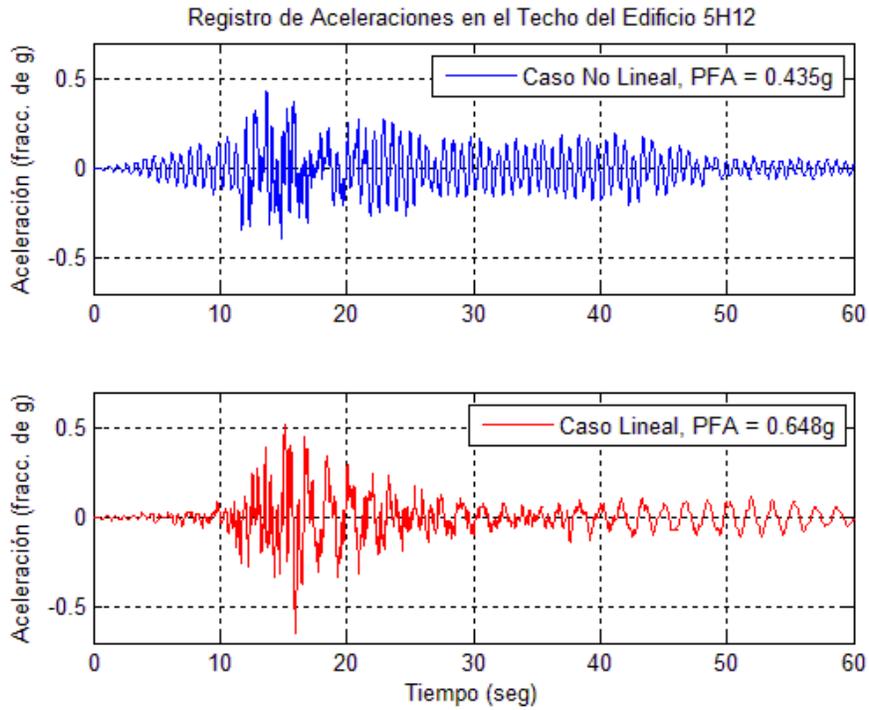


Figura B 53 Historial de aceleraciones absolutas obtenidas en el techo del edificio 5H12 modelado de forma lineal y no lineal.

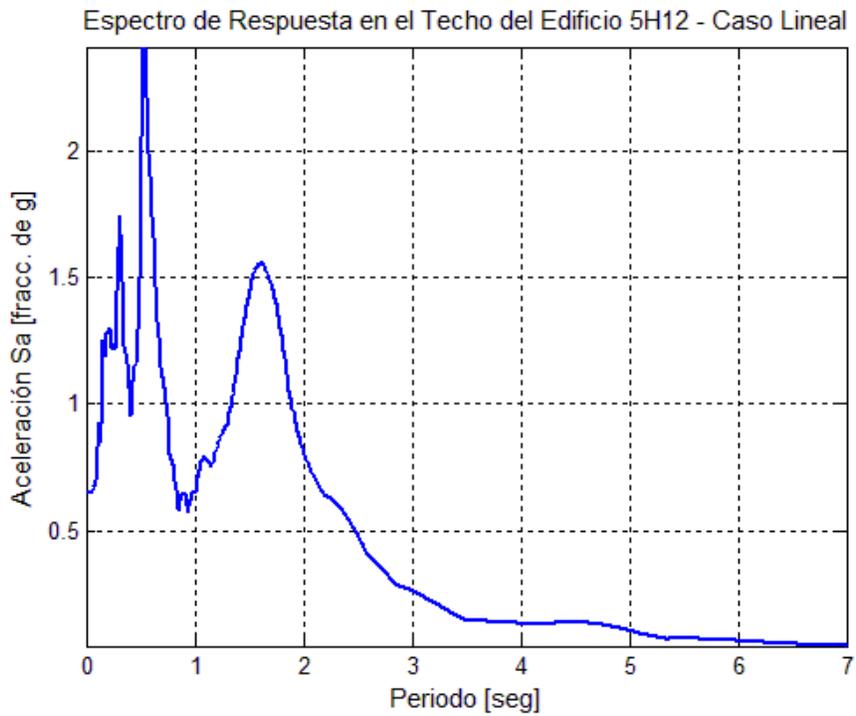


Figura B 54 Espectro de respuesta en el techo del edificio 5H12 como resultado del análisis lineal

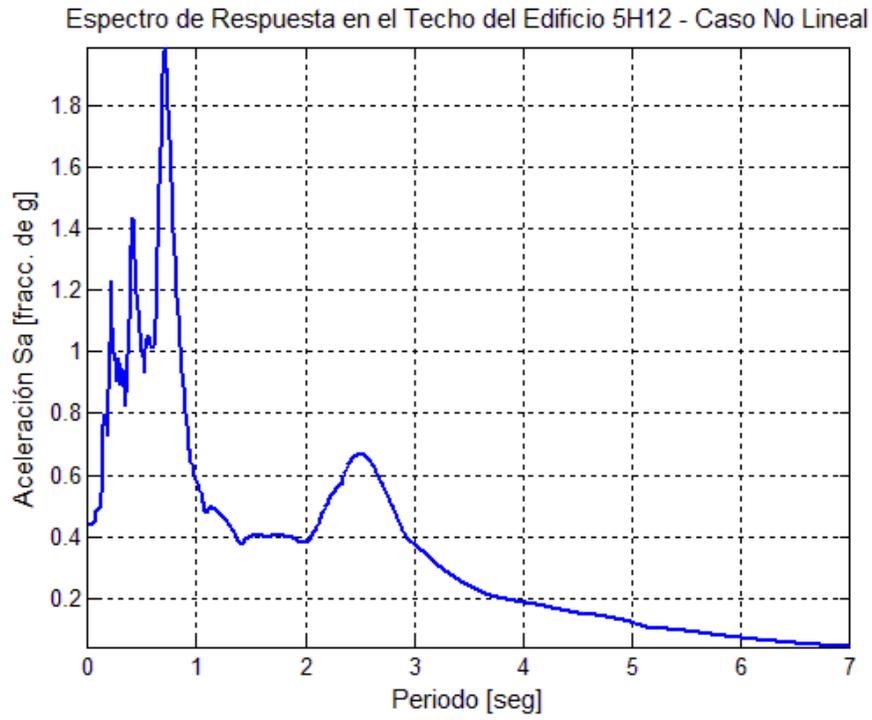


Figura B 55 Espectro de respuesta en el techo del edificio 5H12 como resultado del análisis no lineal

APÉNDICE C: EJEMPLOS DE APLICACIÓN

En este apéndice se muestran ejemplos de aplicación de los métodos propuestos en este estudio utilizando otro terremoto como excitación a los edificios. Se escogieron los edificios 2H5 y 4H9 y estos fueron sometidos a otro terremoto artificial, pero este generado a partir del registro semilla del terremoto El Centro (Imperial Valley), California en 1940. Se compararon las aceleraciones absolutas máximas de piso de los casos lineales y no lineales y se calculó el aumento en los periodos naturales del edificio no lineal comparado con el lineal. Por último, se compararon los espectros de piso.

Edificio 2H5

Se realizó el mismo estudio pero con otro sismo artificial. En este caso se utilizó el registro del terremoto de El Centro (Imperial Valley), California en 1940 para generar el terremoto artificial compatible con el espectro de diseño para la ciudad de San Juan, Puerto Rico. La Figura C 1 muestra el historial de aceleraciones del terremoto artificial resultante, el cual tiene una aceleración máxima (PGA) de 0.271 g.

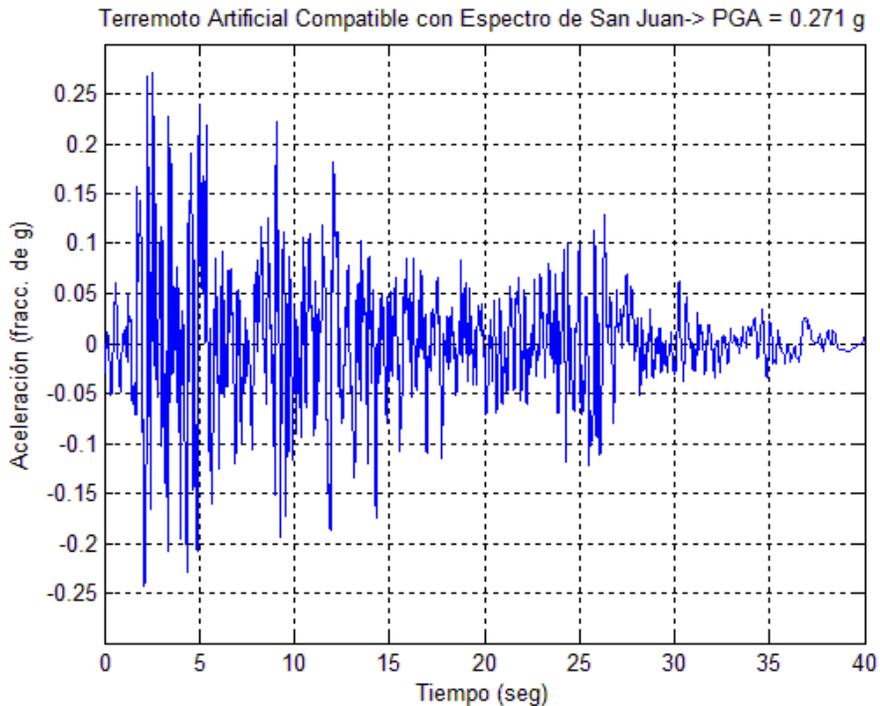


Figura C 1 Terremoto artificial generado en ArtifQuakeLetII utilizando como base el terremoto de El Centro, California 1940.

La Figura C 2 muestra el espectro de respuesta para este sismo artificial comparado con el espectro de diseño de la ciudad de San Juan, Puerto Rico. Por otro lado, la Figura C 3 muestra una comparación del historial de aceleraciones en el techo del edificio 2H5 lineal y no lineal. Como se observa, en el caso no lineal se obtuvo una aceleración máxima menor que la obtenida en el caso no lineal. En este edificio las aceleraciones máximas fueron mayores en el caso lineal en todos los pisos, como se observa en la Figura C 4. En adición, en los primeros dos pisos la aceleración lineal y la no lineal tuvieron valores cercanos, al igual que con la aproximación del estándar ASCE 7-05. Por otro lado, para los demás pisos del edificio se encontraron diferencias en las aceleraciones de hasta 50% entre el caso lineal y el no lineal.

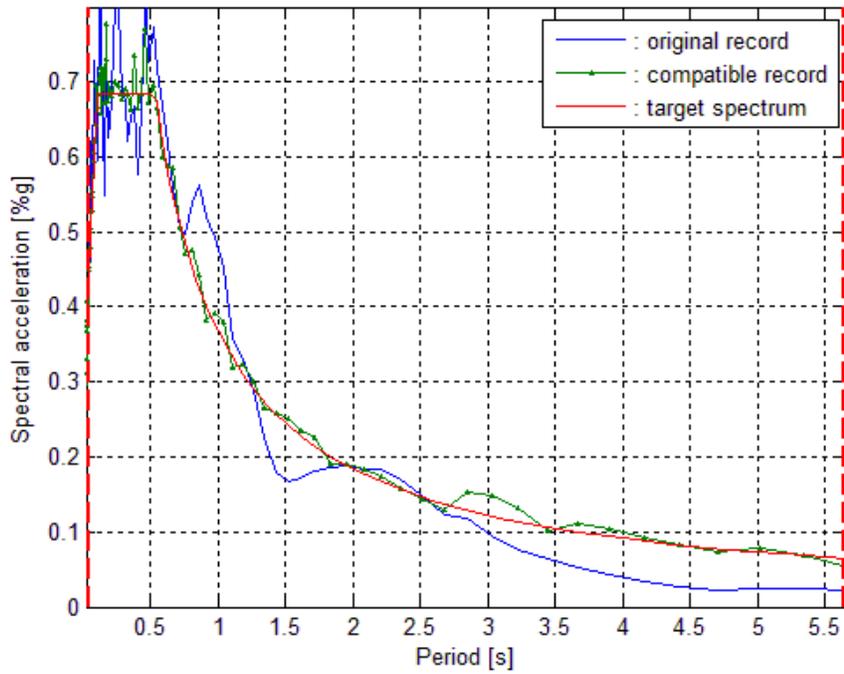


Figura C 2 Espectros de aceleraciones obtenidas de ArtifQuakeLetII.

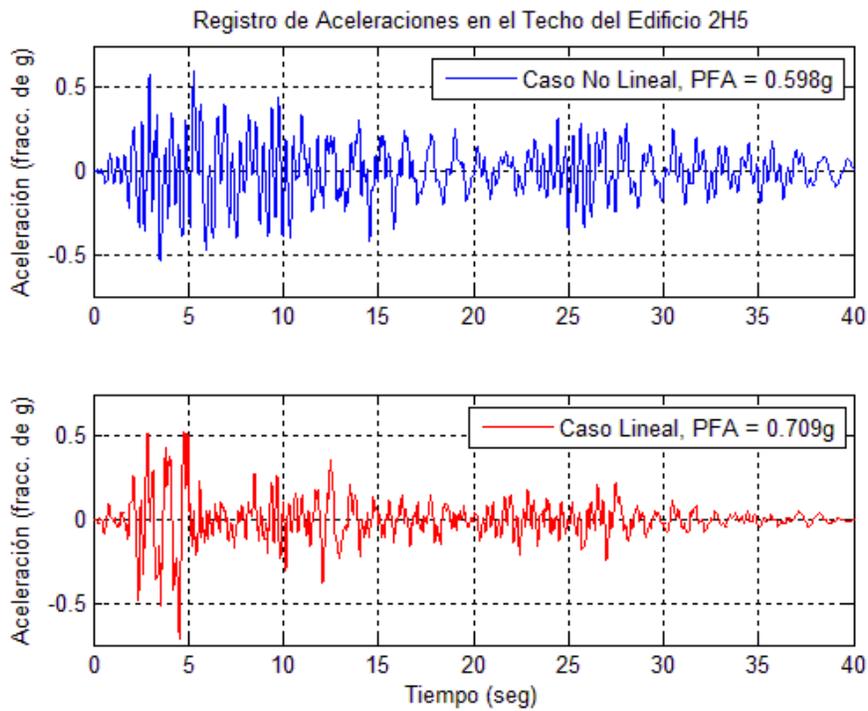


Figura C 3 Historial de aceleraciones en el techo del edificio 2H5 lineal y no lineal.

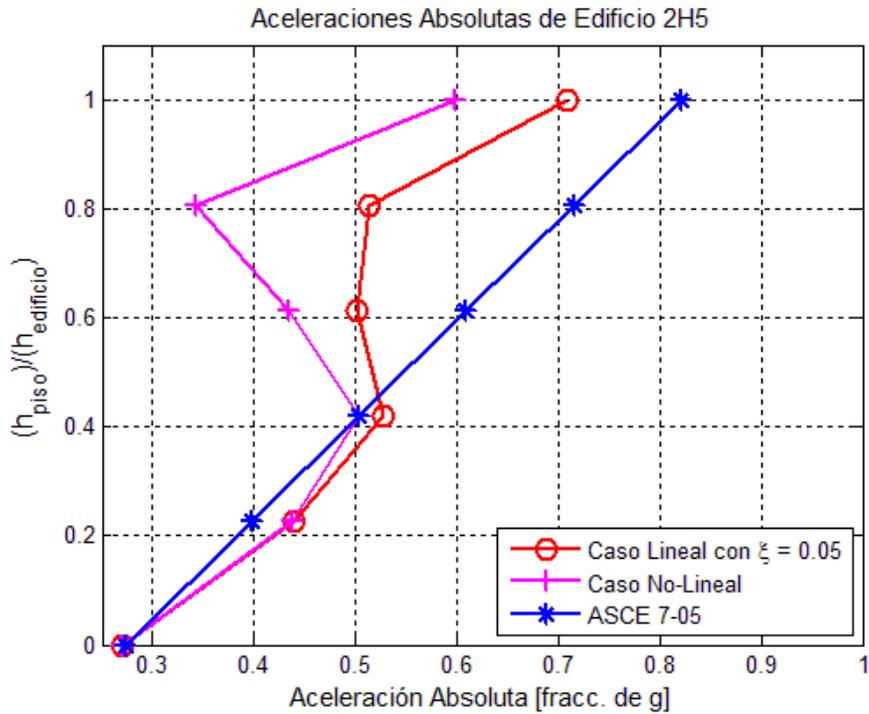


Figura C 4 Aceleraciones absolutas máximas en los pisos del edificio 2H5 lineal (roja), no lineal (magenta) y con las recomendaciones del ASCE 7-05 (azul).

Al igual que lo que se realizó en esta investigación, se generaron los gráficos de la Función de Transferencia lineal y no lineal del edificio para así encontrar las frecuencias o periodos principales del mismo. La Figura C 5 muestra los resultados obtenidos, los cuales se resumen en la Tabla C 1. En esta tabla se indica que los periodos no lineales resultaron aproximadamente en un 30% mayor que los periodos del edificio lineal.

Tabla C 1 Periodos naturales principales del edificio 2H5 Lineal y No Lineal

Modo	Periodos, T_i (segundos)		% diferencia
	Lineal	No Lineal	
1	1.003	1.294	29.03%
2	0.309	0.397	28.72%
3	0.167	0.217	29.73%
4	0.106	0.138	30.01%

También, se generaron los espectros de pisos (del techo) para el edificio lineal y el no lineal, los cuales se muestran en la Figura C 6. En el caso lineal (línea roja) los picos se generaron en los periodos que coinciden con el primer y segundo modo del edificio lineal, mientras que para el caso no lineal (línea azul) los picos se generaron en los periodos que coinciden con los primeros tres modos del edificio no lineal.

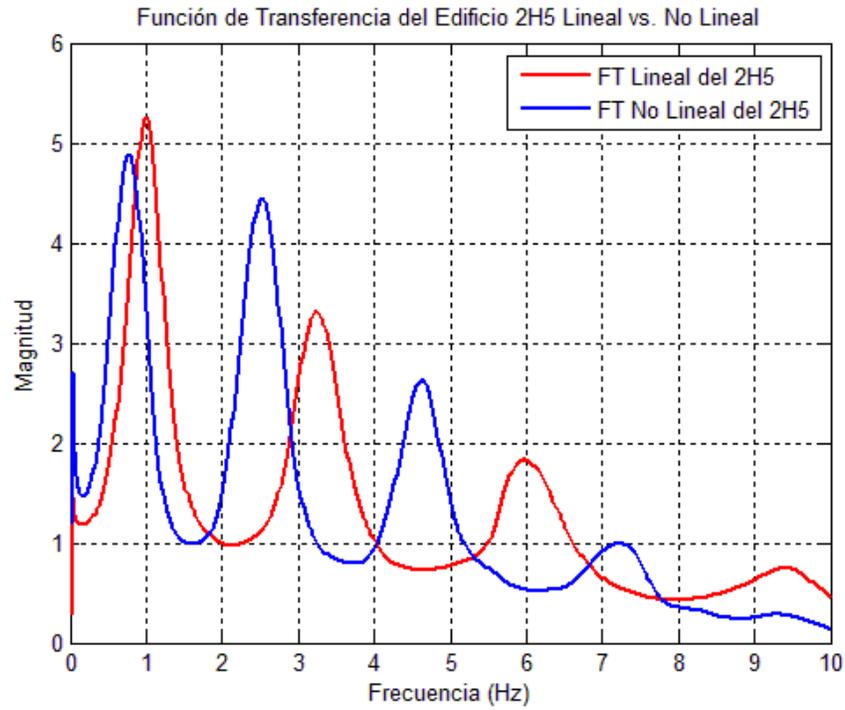


Figura C 5 Función de Transferencia para el edificio 2H5 Lineal (Rojo) y No Lineal (Azul).

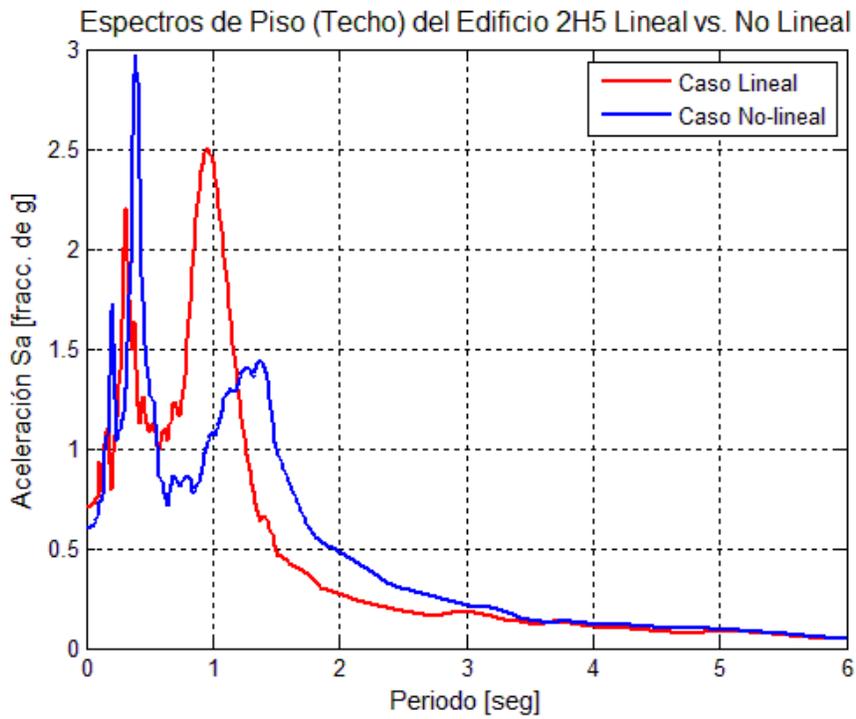


Figura C 6 Espectros de respuesta en techo del edificio 2H5 Lineal y No Lineal.

Edificio 4H9

Se utilizó el mismo terremoto artificial para el análisis lineal y no lineal del edificio 4H9, en el cual los resultados se muestran a continuación. En la Figura C 7 se muestra el historial de aceleraciones en el techo del edificio lineal y no lineal, el cual obtuvo una aceleración mayor en el techo del edificio no lineal (0.577 g). Este comportamiento se puede apreciar también en la Figura C 8, en donde el análisis no lineal generó aceleraciones máximas de piso mayores en el caso no lineal en los pisos 2, 3, 4, 6 y 9. Aquí se comprueba el hecho de que la distribución de las aceleraciones máximas de piso varían por cada estructura, ya que ocurre lo contrario al edificio 2H5, donde las aceleraciones del caso no lineal fueron menores en todos los pisos.

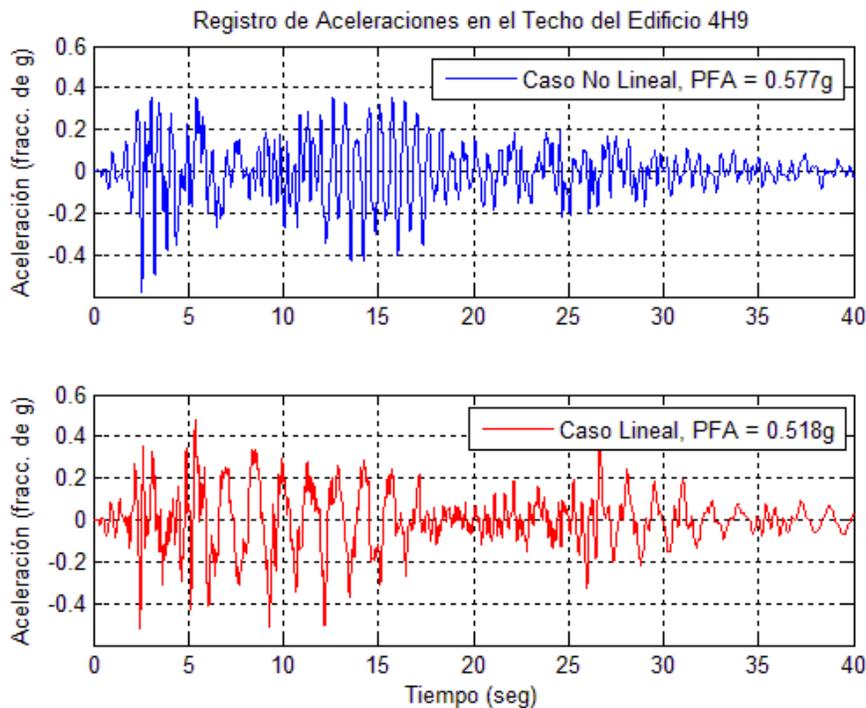


Figura C 7 Historial de aceleraciones en el techo del edificio 4H9 lineal y no lineal.

Por otro lado, los periodos naturales de este edificio se obtuvieron de la Función de Transferencia lineal y no lineal que se muestra en la Figura C 9 y los cuales se resumen en la Tabla C 2. Cuando se comparan estos resultados con los de la Tabla 4.1 de este escrito, se comprueba que los resultados fueron semejantes aún cuando se utilizó un sismo distinto como excitación en la base de la estructura primaria. Esto valida los resultados del estudio.

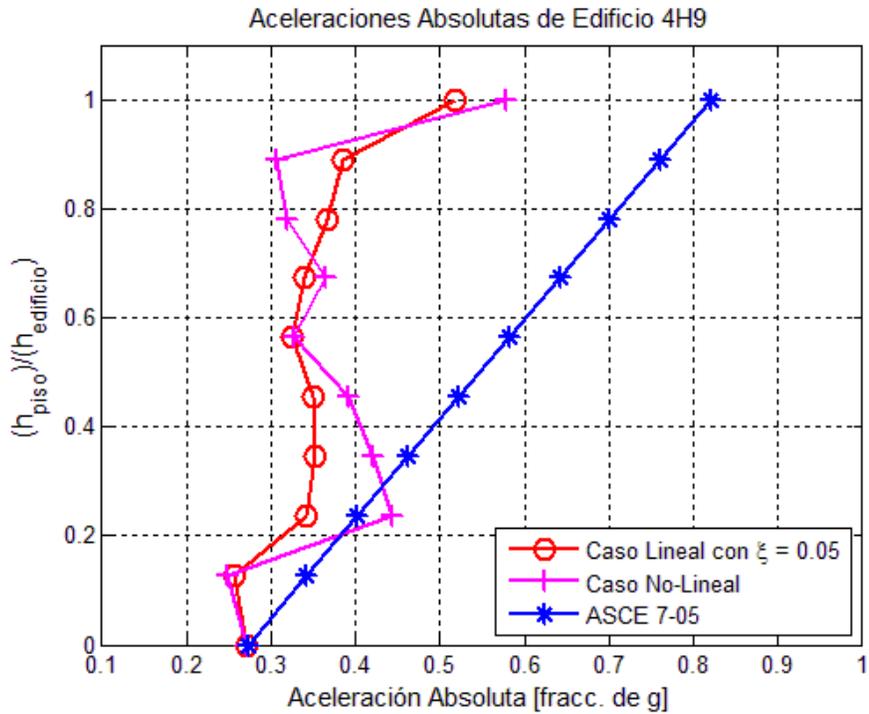


Figura C 8 Aceleraciones absolutas máximas en los pisos del edificio 4H9 lineal (roja), no lineal (magenta) y con las recomendaciones del ASCE 7-05 (azul).

Tabla C 2 Periodos naturales principales del edificio 2H5 Lineal y No Lineal

Modo	Periodos, T_i (segundos)		% diferencia
	Lineal	No Lineal	
1	1.486	2.229	49.99%
2	0.472	0.627	32.85%
3	0.259	0.346	33.62%
4	0.167	0.229	37.14%
5	0.115	0.166	44.40%

También, se generaron los espectros de pisos (del techo) para el edificio lineal y el no lineal, los cuales se muestran en la Figura C 10. En el caso lineal (línea roja) los picos se generaron en los periodos que coinciden con el primer y segundo modo del edificio lineal, mientras que para el caso no lineal (línea azul) los picos se generaron en los periodos que coinciden con los primeros tres modos del edificio no lineal. Este comportamiento se observó en todos los edificios de esta investigación.

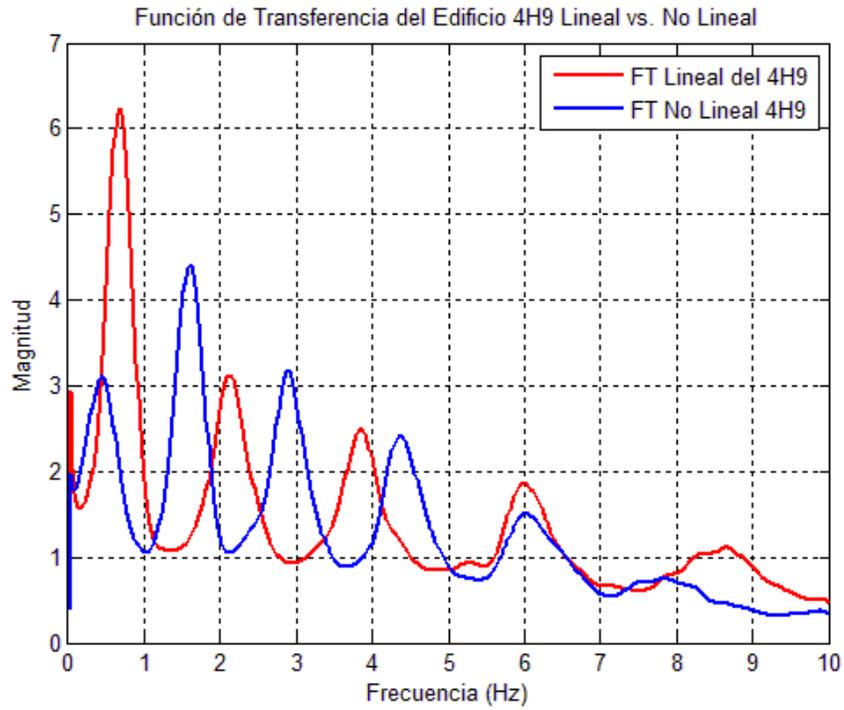


Figura C 9 Función de Transferencia para el edificio 4H9 Lineal (Rojo) y No Lineal (Azul).

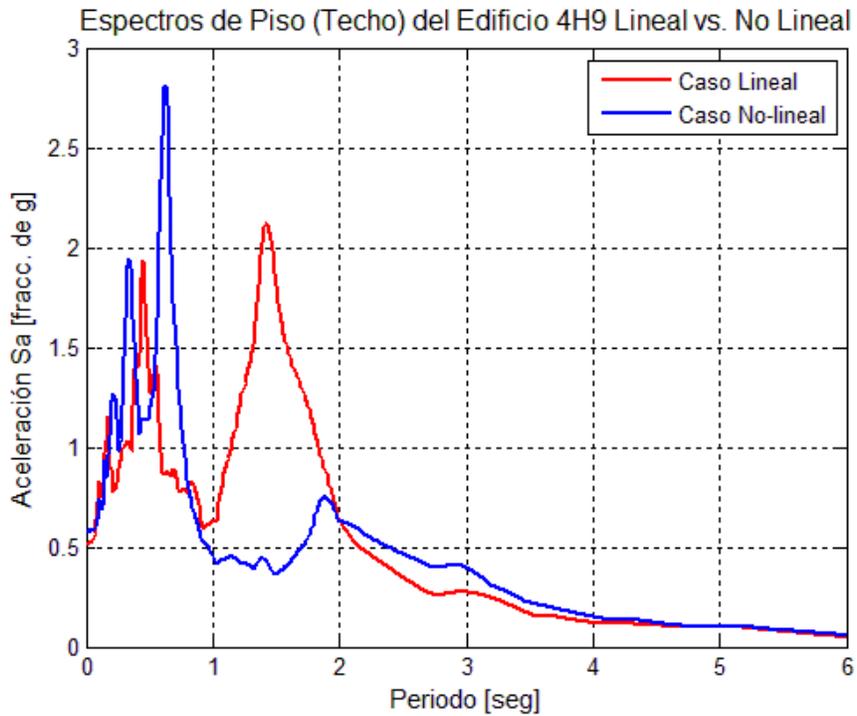


Figura C 10. Espectros de respuesta en techo del edificio 4H9 Lineal y No Lineal.

En resumen, se comprobó nuevamente que la distribución de aceleraciones máximas de piso varían para cada estructura, ya que cada una posee propiedades dinámicas distintas, y por consiguiente, la excitación en la base o el terremoto se va a propagar en el edificio dependiendo de estas propiedades. Por otro lado, se comprobó que los picos en los espectros de pisos se generan en los periodos que coinciden con los periodos naturales de los primeros modos del edificio, ya sea lineal o no lineal. En el caso lineal el pico de magnitud mayor se genera en el periodo fundamental de la estructura primaria, mientras que en el caso no lineal se pueden generar en el segundo o tercer modo, por lo que se debe considerar este comportamiento a la hora de calcular la carga de diseño para los soportes de un elemento no estructural. También, se comprobó que cuando se realiza un análisis no lineal se obtienen periodos naturales de la estructura mayores que los del caso lineal, alcanzando diferencias mayores a 25%.

Por último, con la realización de las Funciones de Transferencia se comprobó que para el análisis no lineal los modos superiores del edificio contribuyen más en el comportamiento dinámico de la estructura en comparación con el caso lineal, en donde el primer modo tiene la mayor contribución.