



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN
INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERÍA

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE CONTENIDOS
DE EDIFICIOS

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

DOCTOR EN INGENIERIA

INGENIERIA CIVIL - ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

CESAR AUGUSTO ARREDONDO VÉLEZ



TUTOR:
DR. EDUARDO REINOSO ANGULO

2006



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO
Secretario: DR. MARIO GUSTAVO ORDAZ SCHROEDER
1^{er.} Vocal: DR. EDUARDO REINOSO ANGULO
2^{do.} Vocal: DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ
3^{er.} Vocal: DR. MARIO E. RODRÍGUEZ RODRÍGUEZ
1^{er.} Suplente: DR. AMADOR TERÁN GILMORE
2^{do.} Suplente: DR. EDUARDO MIRANDA MIJARES

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. EDUARDO REINOSO ANGULO

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'E. Reinoso', with a stylized flourish above it.

FIRMA



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	4
APORTACIONES	6
RESUMEN	8
ABSTRACT	9
1. ESTIMACIÓN DE DEMANDAS DE ACELERACIÓN EN EDIFICIOS INSTRUMENTADOS	10
1.1 Modelo simplificado	11
1.2 Parámetros considerados	12
1.3 Edificios instrumentados y eventos registrados	12
1.4 Algunos resultados para Ciudad de México	14
1.4.1 Edificio REF (12 niveles)	16
1.4.2 Edificio JAL (14 niveles)	19
1.4.3 Edificio PC (17 niveles)	22
1.4.4 Edificio SEC3 (3 niveles)	26
1.4.5 Edificio MJ (6 niveles)	29
1.4.6 Otros edificios instrumentados	31
1.5 Algunos resultados para Estados Unidos	33
2. RESPUESTA DINÁMICA DE CONTENIDOS	37
2.1 Modelo simplificado de cuerpos rígidos	37
2.2 Influencia de la frecuencia e intensidades pico de la excitación	40
2.2.1 Balanceo y volteo	41
2.2.2 Deslizamiento puro	44
3. CONTENIDOS LOCALIZADOS DENTRO DE EDIFICIOS	47
3.1 Sitios, fuentes sísmicas y eventos futuros	48
3.2 Amplificación y efecto de las intensidades pico del suelo en el volteo de cuerpos rígidos	49
3.3 Influencia del mecanismo de falla, período estructural y tipo de estructuración en el volteo de cuerpos rígidos	51
4. CONTENIDOS DE FORMAS ARBITRARIAS Y MASA VARIABLE	56
4.1 Contenidos de formas arbitrarias o masa variable estudiados	57
4.2 Movimientos empleados en el análisis	59
4.3 Tipos de resultados obtenidos	59



4.3.1 Resultados tipo I	61
4.3.2 Resultados tipo II	61
4.3.3 Resultados tipo III	65
4.3.4 Resultados tipo IV	65
4.3.5 Resultados tipo V	68
5. PRUEBAS EXPERIMENTALES EN MESA VIBRADORA	75
5.1 Objetivo general	75
5.2 Objetivos específicos	75
5.3 Especímenes prototipo	75
5.4 Superficies portantes	78
5.5 Equipo de medición: rotaciones, desplazamientos, aceleraciones y cargas	79
5.6 Parámetros requeridos para el modelo	82
5.6.1 Coeficiente de restitución	82
5.6.2 Coeficientes de fricción estáticos y cinemáticos	82
5.7 Historias de aceleración	85
5.8 Alternativa: aplicación del análisis dimensional	88
5.8.1 Marco teórico	88
5.8.2 Teorema “ π ” de Buckingham	89
5.8.3 Teoría de modelos y semejanza	89
5.9 Grupos de pruebas experimentales	91
5.10 Resultados y comparaciones con el modelo analítico	92
6. PROGRAMA DE COMPUTADORA PARA ESTUDIAR EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE CONTENIDOS	98
6.1 Estructuración del programa	98
6.2 Tipos de análisis	99
6.3 Algunos resultados obtenidos con el programa	100
ACTIVIDADES EN PROCESO	103
ACTIVIDADES A FUTURO	104
CONCLUSIONES	105
APÉNDICE	
I. Publicaciones para revistas arbitradas	110
I-1 Influence of frequency content and peak intensities in the rocking seismic response of rigid bodies , Cesar Arredondo and Eduardo Reinoso, submitted on <i>Journal of Earthquake Engineering</i> .	111
I-2 Influence of frequency content and peak intensities in the sliding displacement and fragility curves of rigid bodies , Cesar Arredondo and Eduardo Reinoso, to be submitted on <i>Journal of Earthquake Engineering</i> .	136



I-3 Rocking behavior of contents in buildings in Mexico city subjected to subduction or intermediate depth earthquakes, Cesar Arredondo, Miguel Jaimes and Eduardo Reinoso, to be submitted on Earthquake Engineering and Structural Dynamics.

163

REFERENCIAS

203



INTRODUCCIÓN Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La excitación de elementos no estructurales (mobiliario, algunos tanques, equipos eléctricos y mecánicos, entre otros) es en general mayor que el movimiento en su base, por lo cual puede decirse, en muchos casos, que la seguridad de los mismos se encuentra más comprometida que la de la estructura misma. A pesar de lo anterior, en el diseño sísmico de estructuras se concede generalmente poca importancia a estos elementos, al punto de que muchos códigos no incluyen normas de diseño al respecto. Quizás debido a ello, la experiencia en sismos recientes muestra un buen comportamiento de la estructura diseñada de acuerdo a los modernos criterios de sismorresistencia, acompañado infortunadamente por una deficiente respuesta de los elementos no estructurales. Hay evidencias de que: 1) la estructura puede quedar en pie y permanecer inhabilitada por pérdida de operatividad de sus componentes, 2) en muchos casos el daño a los contenidos durante un sismo es total mientras que a la estructura no le pasa nada o 3) la estructura puede dañarse o inclusive caer mientras que los contenidos se recuperan casi al 100%. En el sector de seguros los sistemas para cálculo de pérdidas en contenidos consideran una correlación entre el daño de la estructura y el daño en éstos de 50%. Esta práctica no tiene ninguna base técnica o analítica y en muchos casos puede subestimar o sobrestimar los costos asociados a daños en un edificio con cierto sistema estructural o uso.

Si se tiene en cuenta la seguridad de los ocupantes de una edificación expuestos al riesgo de colapso o desplazamiento excesivo de sus contenidos, su costo de reposición y las pérdidas involucradas en la suspensión de funciones del edificio mismo, puede comprenderse la importancia de considerar su diseño sísmico dentro de un proyecto ingenieril. Un estudio de vulnerabilidad no estructural determina la susceptibilidad a daños que presentan estos elementos ante los sismos más frecuentes que se presentan durante la vida de una estructura. La prioridad y el diseño sísmico de “componentes secundarios” deben considerar dos parámetros:

- 1) la vulnerabilidad al daño del elemento o sistema que se mide en términos de las características de la aceleración del suelo, la respuesta del edificio portante, el tamaño y peso del elemento, su localización en el edificio, las características de la conexión (o falta de ella) entre el componente y la estructura o entre el componente y otro elemento no estructural.
- 2) las consecuencias, como un estimado del efecto de la falla o daño en el componente, en términos de la localización del componente en el edificio (según el servicio o área), la ocupación del edificio o servicio, y el posible impacto sobre las vidas de los ocupantes.

Para lograr una efectiva reducción de la vulnerabilidad de contenidos se suele asumir alguna de las siguientes medidas: remoción (prevenir fuga o derrame de materiales peligrosos almacenados), reubicación (objetos pesados a nivel piso o en estantes), movilidad restringida (cilindros de gas y generadores de electricidad), anclaje (piezas de valor o tamaño considerable como calentadores de agua o calderas), soportes (apropiada elección de su rigidez y geometría), modificación (bajar su centro de masa empleando masas adicionales, colocar otra interfase o superficie entre objeto y soporte para reducir su deslizamiento), aislamiento (gabinetes y estantes con seguros para evitar caída de objetos, adecuado espaciamiento entre objetos y respecto al borde de repisas y estantes donde están localizados), refuerzo (rigidización de algunos cuerpos), entre otras.



Hay varias razones por las cuales los contenidos juegan un papel muy importante en el diseño de estructuras considerando su comportamiento: 1) con pocas excepciones, en la mayoría de los hospitales, edificios industriales, almacenes y oficinas, entre otros, los contenidos representan la mayor parte del costo total de la inversión y por lo tanto gran parte de las pérdidas potenciales para propietarios y ocupantes estarán asociadas a ellos y 2) los daños en la mayoría de los contenidos en edificios, están relacionados a niveles de intensidad y deformación más pequeños que los requeridos para iniciar el daño estructural. Por lo tanto, los objetos que se relacionan directamente con el propósito y función de una estructura, son los que más fácilmente se ven afectados o destruidos por los sismos; sin embargo estos también son los más fáciles y, en general, los menos costosos de modificar a fin de evitar su avería o destrucción.

El estudio del comportamiento dinámico y la estimación del daño por sismo de contenidos ha adquirido mucha importancia en años recientes debido a que las pérdidas han alcanzado valores muy grandes, especialmente para estructuras que almacenan equipo costoso e indispensable como oficinas, hospitales, bodegas y naves industriales. Eventos recientes han mostrado que aun sismos de magnitud moderada son capaces de producir importantes pérdidas asociadas a reparaciones o reemplazo de contenidos cuando aquellos ocurren cerca de grandes áreas urbanas o cuando el movimiento del suelo se amplifica en niveles superiores de los edificios. Es necesario entender los posibles modos de respuesta de componentes no estructurales ante un movimiento con ciertas características y tomar así las medidas necesarias para protegerlos.

En este trabajo se estudia el comportamiento de contenidos que no tienen interacción directa por deformación con la estructura, es decir, bloques simplemente apoyados o débilmente anclados que se encuentran localizados en campo libre o en diferentes niveles de un edificio. En estos casos el elemento no estructural es considerado como sensible a intensidades pico y contenidos de frecuencia de la excitación, ya que a medida que se ubique en pisos más altos, debido al comportamiento y el desplazamiento estructural, mayor será la aceleración y la velocidad, y por lo tanto mayor será la fuerza a la que se verá sometido ante la vibración sísmica. Así mismo el contenido de frecuencias del movimiento en la base del edificio se verá filtrado a lo largo del edificio, afectando a ciertos contenidos en particular. Para cumplir con los objetivos de este trabajo un método simplificado que modela la respuesta de estructuras fue calibrado usando registros de edificios instrumentados y fue desarrollado un programa de computadora para estimar modos de respuesta y condiciones límites en contenidos. A continuación se describen algunas de las principales aportaciones de este trabajo y se hace, por capítulo, un breve descripción de la metodología empleada, de los resultados obtenidos y de sus posibles aplicaciones.



APORTACIONES

En el CAPÍTULO 1 fue probado un modelo simplificado propuesto por Miranda y Taghavi (2005) para estimar demandas de aceleración lateral en edificios sujetos a sismos usando los registros de aceleración de edificios instrumentados localizados tanto en Estados Unidos como en México. Los sismos estudiados incluyen los de Loma Prieta y Northridge, entre otros, para California, y más de 20 sismos de distintos orígenes y magnitudes que han afectado a la Ciudad de México durante los últimos 15 años. Alrededor de 70 edificios de California y 7 de Ciudad de México han sido analizados. Se llevó a cabo un estudio paramétrico del modelo, para definir algunas tendencias en propiedades dinámicas (amortiguamiento y período fundamental) y delimitar el comportamiento (flexión o cortante) de estos edificios dependiendo de su estructuración. La relevancia de este punto no es solo para conocer las fuerzas que actúan sobre elementos no estructurales (arquitectónicos, instalaciones básicas y contenidos); permite tener una idea de la relación que existe entre rigidización estructural y el daño en los mismos. Los resultados mostraron, entre otras cosas, que el modelo es capaz de reproducir muy bien tanto las intensidades pico como las historias de aceleración en cada nivel del edificio y como se amplifica el movimiento en los diferentes niveles de un edificio.

En los CAPÍTULOS 2, 3 y 4 se estudiaron diferentes modos de respuesta desde el reposo de contenidos que se encuentran localizados en campo libre o en niveles superiores de edificios. Los contenidos son modelados como cuerpos rígidos y el estudio se extiende a casos cuando tienen formas arbitrarias, huecos y distribución de masa no necesariamente uniforme. Dentro del estudio se consideraron como excitaciones funciones analíticas, eventos registrados en diferentes tipos de suelos y algunos movimientos simulados asociados a períodos de retorno para condiciones de servicio. Se analiza numéricamente el comportamiento dinámico de cuerpos rígidos con diferentes relaciones de forma y tamaño. Además, se proponen expresiones para definir dimensiones críticas para el volteo y deslizamiento máximo de los mismos, considerando el efecto que las intensidades pico y la frecuencia de la excitación tienen sobre su respuesta. Finalmente se obtuvieron algunas curvas de daño en función de los parámetros involucrados en el fenómeno en estudio.

En el CAPÍTULO 5 se describen una serie de pruebas experimentales que se llevaron a cabo para comparar y validar modelos propuestos y resultados obtenidos durante el trabajo de investigación doctoral. Durante las pruebas, se estudió experimentalmente la respuesta de bloques rígidos con diferentes relaciones de esbeltez y tamaño, con distribución no uniforme de masa y para diferentes interfaces respecto a la superficie portante. Actualmente y como complemento a este trabajo, se vienen obteniendo valores experimentales de los coeficientes de fricción y restitución que serán comparados con esos obtenidos de expresiones analíticas o propuestos en trabajos previos. Este trabajo hace parte de una petición, por parte de La Asociación Mexicana de Institución de Seguros (AMIS) al Instituto de ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), de una investigación que permita fijar cuotas de cobertura global contra daño en contenidos de edificios debido a sismo.

En el CAPÍTULO 6 se hace una breve descripción de un programa de computadora desarrollado para evaluar la respuesta dinámica bidimensional de cuerpos rígidos de formas arbitrarias, con o sin



huecos y considerando distribución no uniforme de su masa. La descripción de cada punto se hace con énfasis en aspectos de interés para su uso en ingeniería, por lo que no se explican detalles de programación asociados al modelo numérico y la forma en que interactúan los distintos componentes del programa.

En los ANEXOS se presentan algunos de los artículos derivados de los diferentes resultados que han sido obtenidos; estos corresponden a trabajos que fueron enviados a revistas arbitradas o que se encuentran en fase de edición y revisión por parte de coautores y serán enviados próximamente.



RESUMEN

En esta investigación son estudiados los diferentes modos de respuesta de contenidos sin ningún sistema de fijación que se encuentran localizados en campo libre o dentro de edificios. Los contenidos son modelados como bloques rectangulares rígidos y el estudio se extiende a casos cuando tienen formas arbitrarias, huecos y distribución de masa no necesariamente uniforme. Para el estudio se consideraron como excitaciones algunas funciones analíticas, eventos registrados en diferentes tipos de suelos, algunos movimientos simulados asociados a diferentes períodos de retorno y movimientos reproducidos analíticamente en niveles superiores de sistemas portantes (edificios o estantes). Los movimientos en niveles superiores de edificios se obtuvieron en base a un modelo elástico simplificado calibrado a partir de edificios instrumentados de México y Estados Unidos. A partir de un análisis numérico del comportamiento dinámico de cuerpos rígidos con diferentes relaciones de esbeltez y tamaño, se obtuvieron expresiones para definir dimensiones críticas para el volteo y deslizamiento máximo de los mismos, considerando el efecto que intensidades pico y frecuencias características de la excitación tienen sobre su respuesta. En base a una serie de pruebas experimentales en mesa vibradora, se compararon y calibraron los modelos propuestos y los resultados obtenidos analíticamente para un grupo de bloques rígidos, con o sin distribución uniforme de masa y para diferentes interfaces respecto a la superficie portante. Un programa de computadora fue desarrollado para estudiar el comportamiento dinámico bidimensional de contenidos que puedan ser clasificados como rígidos.



ABSTRACT

In this research, different modes of response of contents without anchorage systems that are located on free field or inside buildings were studied. The contents are modeled like rectangular rigid bodies and the study includes the cases where they have arbitrary shapes, holes or non uniform distribution of mass. In this study, analytical functions, registered events on soils with special characteristics, some simulated events associated to different return periods and reproduced motions on upper levels of support systems (buildings or shelves) were considered as excitations. Time histories of the motions at upper levels of buildings were obtained using an elastic simplified model calibrated with instrumented buildings from Mexico and United States. Based on a numerical analysis of the dynamic behavior of a family of rigid bodies with different slenderness ratios or sizes, expressions were obtained for critical dimensions for overturn and peak displacements, considering the effect that peak intensities and frequency content have on their response. Considering a set of experimental tests on a shaker table, the proposed models and the analytically obtained results for selected rigid bodies were compared and calibrated, with or without uniform distribution of mass and for different interfaces with respect to the bearing surface. A computer program was development to study the two dimensional dynamic behavior of contents that can be classified as rigid.



CAPÍTULO 1

ESTIMACIÓN DE DEMANDAS DE ACELERACIÓN EN EDIFICIOS INSTRUMENTADOS

Los daños por sismo en elementos estructurales y en algunos no estructurales están asociados principalmente a las distorsiones de entrepiso, mientras que el colapso de contenidos es producido principalmente por el efecto inercial de las aceleraciones y velocidades en su base (Ishiyama, 1982 y 1984). El diseño y anclaje de soportes para elementos no estructurales fijados permanentemente a la estructura y para protección de contenidos requiere de una adecuada estimación de la intensidad y distribución espacial de aceleraciones horizontales en el nivel del edificio donde estos se encuentran. De igual forma, el modelado de la respuesta de contenidos (p. e. equipo eléctrico y mecánico) requiere de una estimación del movimiento en su base ante eventos futuros.

Se necesita entonces un modelo simplificado que permita estimar fuerzas impuestas por eventos sísmicos en componentes no estructurales de edificios, previniendo o limitando su daño en especial cuando el criterio de desempeño es de operación u ocupación inmediata. Pensando en que en muchos casos no es práctico elaborar modelos sofisticados o detallados de una estructura para evaluar su respuesta o de sus contenidos, este modelo debe conducir a resultados confiables y ser eficiente, en términos de tiempo, sobre todo cuando es necesario llevar a cabo un número importante de análisis.

El análisis de los registros sísmicos de aceleración en edificios es una actividad que aún está por arrojar resultados útiles para la ingeniería sísmica. Si bien existen registros de este tipo desde hace varios años, su análisis no ha sido generalizado y aún existen muchos resultados por obtener y análisis por realizar. Mas aún, si se comparan los comportamientos registrados de varios edificios que representen distintos tipos estructurales, número de pisos, usos y configuraciones geométricas, se pueden obtener tendencias de comportamiento útiles para estimar el periodo estructural más largo y los modos superiores, el amortiguamiento, los factores de amplificación, interacción suelo-estructura, comportamiento no lineal, entre otros.

El propósito de esta sección es probar la exactitud del modelo simplificado de Miranda y Taghavi (2005) al estudiar el comportamiento de edificios instrumentados ubicados en San Francisco, California y Ciudad de México. El método es evaluado comparando las intensidades pico, historias de aceleraciones y espectros de piso con las registradas durante sismos en diferentes edificios instrumentados. La variedad de edificios estudiados es enorme, desde estructuras de pocos niveles hasta torres de 52 pisos, edificios con distintos usos, con y sin irregularidades en planta y elevación, con y sin daño previo, entre otras. Así mismo, este estudio considera sismos registrados provenientes de diferentes fuentes y con un amplio rango de intensidades pico y contenidos de frecuencias. En el caso de la Ciudad de México se mide también el efecto de daños durante sismos previos y las reparaciones realizadas, así como la importancia de la interacción suelo-estructura; se pone énfasis en la variación del movimiento sísmico debida a los efectos de sitio y cómo afecta esto a la respuesta estructural.

Trabajos previos (Miranda, 1999; Miranda y Reyes, 2002; Miranda y Taghavi, 2005; Taghavi y Miranda, 2004; Reinoso y Miranda, 2005, Reinoso et al., 2005) y recientes (Reinoso y Miranda, 2006; Mosquera et al., 2006) han mostrado que el método da buenos resultados, considerando el



pequeño esfuerzo computacional necesario, aun frente a modelos de estructuras mas elaborados en elementos finitos e incluso comparando con edificios instrumentados. El modelo no había sido probado masivamente y fue de particular interés determinar si era capaz de reproducir los movimientos en niveles superiores de edificios ubicados en suelos como los de Ciudad de México, con características particulares de amplificación del movimiento.

1.1 MODELO SIMPLIFICADO

Las propiedades dinámicas de edificios de varios niveles se aproximan empleando un modelo continuo equivalente que consiste de una viga vertical en voladizo que combina deformaciones laterales de flexión y cortante (ver figura 1.1.1) y su respuesta sujeto a aceleración horizontal en su base (ecuación 1.1.1).

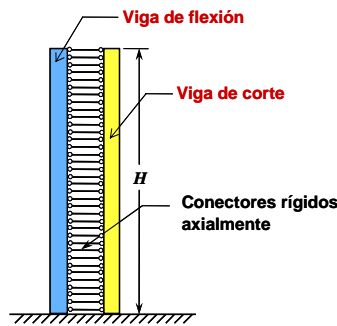


Figura 1.1.1 Modelo simplificado para estimar propiedades dinámicas en edificios de varios niveles

$$\frac{\rho}{EI_o} \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} + \frac{c}{EI_o} \frac{\partial u(x,t)}{\partial t} + \frac{1}{H^4} \frac{\partial^4 u(x,t)}{\partial x^4} - \frac{\alpha_s^2}{H^4} \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} = -\frac{\rho}{EI_o} \frac{\partial^2 u_g(t)}{\partial t^2} \quad (1.1.1)$$

Donde H es la altura total del edificio, ρ y c son la masa y el coeficiente de amortiguamiento por unidad de longitud y α_s es un parámetro adimensional dado por la ecuación 1.1.2.

$$\alpha_s^2 = H^2 \frac{GA_o}{EI_o} \quad (1.1.2)$$

Donde EI_o y GA_o son la rigidez lateral en la viga de flexión y cortante.

Si se considera que ρ y la distribución de rigideces en altura son uniformes, las aceleraciones a cierta altura x (nivel) de un edificio con comportamiento elástico se pueden obtener como la superposición de la respuesta de todos los modos de vibrar según la ecuación 1.1.3.

$$\ddot{u}^l(x,t) = \left[1 - \sum_{i=1}^m \Gamma_i \phi_i(x) \right] \cdot \ddot{x}_g(t) + \sum_{i=1}^m \Gamma_i A_i(t) \quad (1.1.3)$$

Donde m es el número de modos considerados en la respuesta, Γ_i el factor de participación del i -ésimo modo de vibrar, $\phi_i(x)$ es la amplitud de la i -ésima forma modal a una altura x , $A_i(x)$ es la



aceleración absoluta de un SDOF con un periodo y amortiguamiento correspondientes al modo i , m es el número de modos a incluir en el análisis y $\ddot{u}_g(t)$ es la aceleración del suelo.

El método combina la aplicación de un análisis modal utilizando los seis primeros modos de vibrar con un modelo simplificado de la estructura a partir del cual se estiman formas modales, factores de participación y relación de frecuencias modales; en algunos edificios altos de Estados Unidos se ha visto que modos superiores (> 4) contribuyen notablemente a la respuesta total (Reinoso y Miranda, 2005). En esta investigación se consideran distribución de masa y rigideces uniformes en altura y un comportamiento elástico lineal en los edificios. Se ha extendido a estructuras con distribución no uniforme de rigideces respecto a la altura (Miranda y Taghavi, 2005) mostrando que en edificios que se comportan como una viga a flexión este efecto es despreciable mientras que para estructuras cuyo comportamiento es gobernado por el cortante el efecto es relativamente pequeño.

1.2 PARÁMETROS CONSIDERADOS

El modelo permite la consideración de diferentes valores de amortiguamiento crítico para cada uno de los seis modos de vibrar; en este trabajo, por simplicidad, un mismo valor de amortiguamiento se considera para todos los modos. De aquí que solo se requieran tres parámetros para determinar las diferentes demandas a cierta altura del edificio: el período fundamental de vibración del edificio T , el amortiguamiento ξ y α , que controla el grado de participación de las deformaciones por efectos tanto de cortante como de flexión. Valores típicos de α para edificios regulares con comportamiento elástico, estructurados en base a muros de concreto están entre 0 y 2, con sistemas de rigidez combinados (marcos y muros de cortante o marcos y contraventeos) están entre 1.5 y 5 y con marcos estructurales entre 5 y 15 (Miranda y Reyes, 2002).

El criterio para reproducir a través del modelo los movimientos registrados en los diferentes niveles de los edificios instrumentados es el que sigue: 1) se elige y verifica el período estructural (comparando las historias calculadas en el tiempo con las reales), 2) se selecciona α , quien controla sobre todo los modos superiores (Miranda y Taghavi, 2005) y con esto debemos obtener una buena aproximación de los principales picos en el espectro y de la señal en el tiempo y 3) Por ultimo viene el amortiguamiento, que será para ajustar curvas que relacionan los valores máximos de aceleración de los diferentes niveles del edificio y del suelo.

1.3 EDIFICIOS INSTRUMENTADOS Y EVENTOS REGISTRADOS

Para evaluar el método se comparan, las demandas máximas de intensidad, historias de aceleración y espectros de piso calculados con las registradas en siete edificios instrumentados en México: el edificio **REF** bajo la responsabilidad del Centro de Investigación Sísmica (CIS), los edificios **JAL**, **PC** Y **MJ** a cargo del Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM), los edificios **SEC3**, **PI** a cargo del CIRES y el edificio **IMP** del CENAPRED. Los primeros 5 edificios ubicados en Zona de Lago, el edificio IMP en transición y el PI en terreno firme de la Ciudad de México.

Para Ciudad de México, se consideran eventos provenientes de diferentes fuentes, con mecanismo de falla normal y subducción, con magnitud superior a 4.0 y registrados en su mayoría en los diferentes edificios analizados. Además de que se cuenta con la información para sismos de intensidad pequeña, movimientos registrados de magnitudes menores a 5 resultan ser muy interesantes considerando que la vibración ambiental es hoy día el procedimiento más económico



para determinar las propiedades estructurales de un edificio y además que dependiendo de las características del movimiento registrado será el tipo de respuesta desde el reposo del contenido estudiado. En la figura 1.3.1 se muestran los epicentros de estos eventos. En la figura 1.3.2 se muestra la amplificación del movimiento en azotea de algunas de las estructuras (dirección longitudinal) respecto a la intensidad que se presentó en su base; con esta figura seleccionamos, los eventos que además de estar bien registrados (sin problemas de digitalización, con preevento y fase intensa completa) presentaran las mayores intensidades en el suelo y en los niveles superiores.

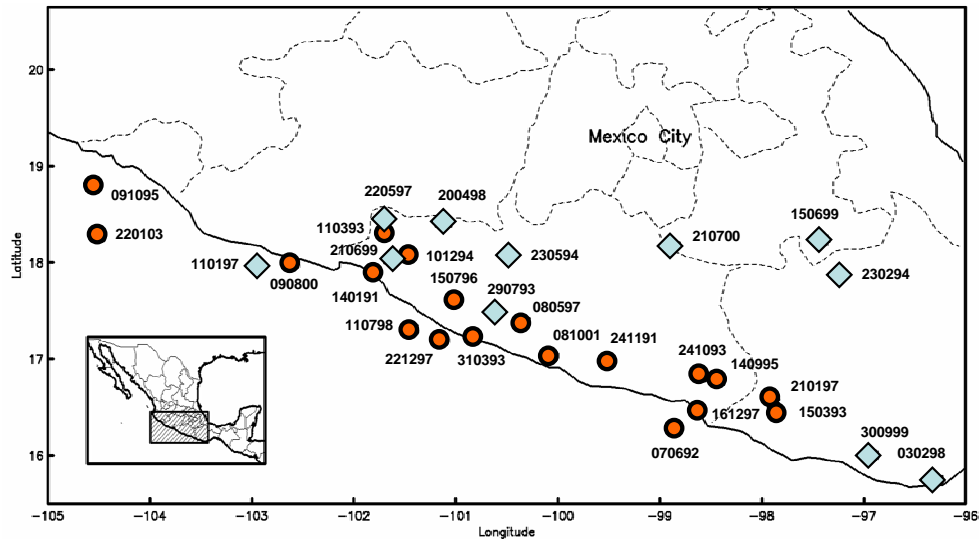


Figura 1.3.1 Epicentros de los diferentes eventos considerados en el estudio; falla normal (rombos) y subducción (círculos)

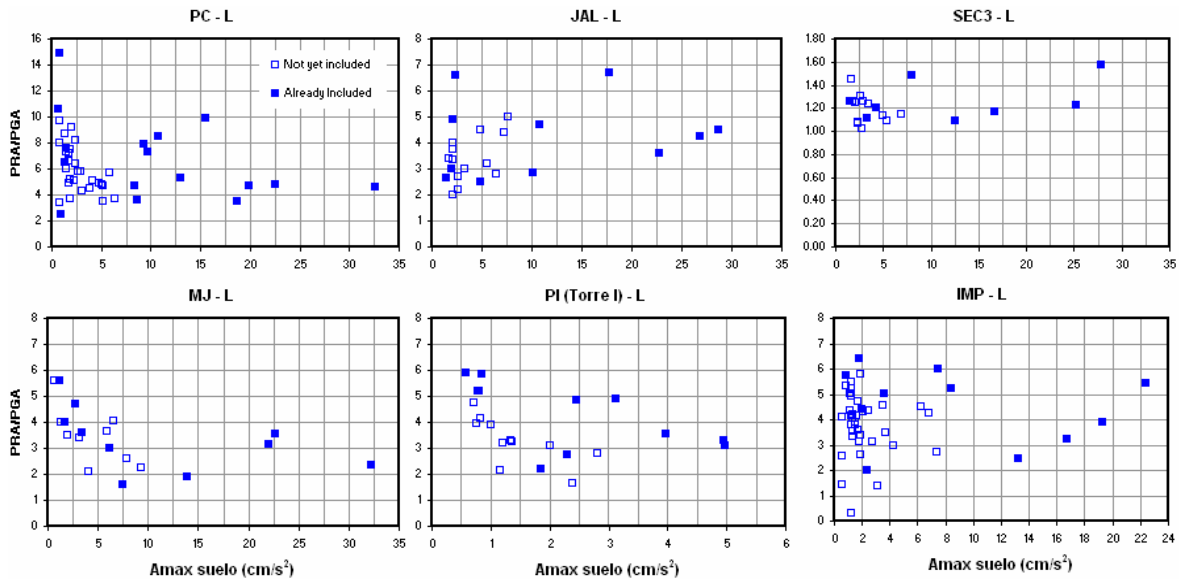


Figura 1.3.2 Amplificación de intensidad máxima en azotea (*PRA*, Peak Roof Acceleration) de algunos edificios instrumentados en el valle de México respecto a la aceleración en su base (*PGA*, Peak Roof Acceleration)



Adicionalmente, en el estudio se incluyen todos los edificios instrumentados tanto en el área de la bahía en San Francisco (29) como en Los Ángeles (29). Estos edificios son mucho más de los que se tienen instrumentados en la ciudad de México aunque son muy pocos los que han registrado más de un sismo. Los del área de la bahía prácticamente solo han registrado el sismo de Loma Prieta en 1989 que aunque fue de magnitud moderada se sintió intensamente en esa zona provocando numerosos e importantes daños. En Los Ángeles se han sentido varios sismos aunque el que domina los registros es el de Northridge en 1994. Reinoso y Miranda (2005) muestran el comportamiento de los edificios altos en esta zona.

En la figura 1.3.3 se presenta el porcentaje de edificios estudiados con un sistema estructural específico: SMRF (steel moment resisting frames), RCMRF (reinforced concrete moment resisting frames), RCSW (reinforced concrete shear walls), SBF (steel braced frames), RCTUW (reinforced concrete tilt up walls), MW (masonry walls) y RCDS (reinforced concrete dual system).

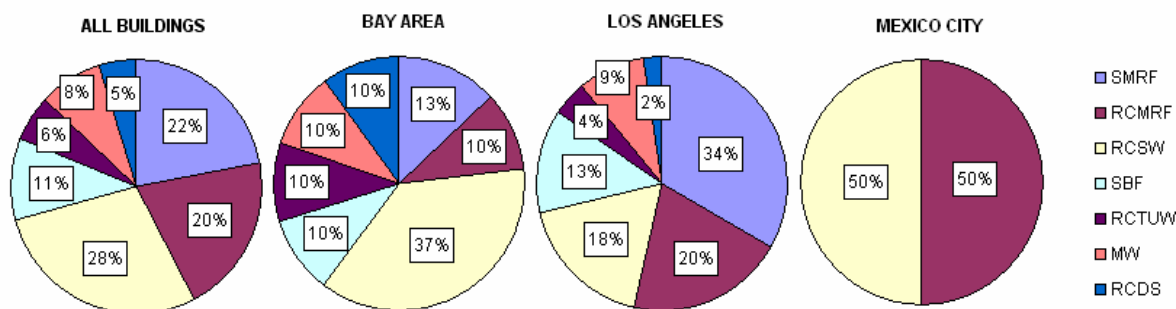


Figura 1.3.3 Porcentaje de edificios estudiados con un determinado sistema estructural en diferentes ciudades de México y Estados Unidos

1.4 ALGUNOS RESULTADOS PARA CIUDAD DE MÉXICO

A continuación se presenta una breve descripción del sitio, configuración estructural y tipo de instrumentación de los edificios analizados así como algunos de los resultados más relevantes obtenidos en cada caso. En caso de contar con información de campo libre se ha evaluado la importancia que los efectos de interacción suelo estructura (ISE) tiene sobre las propiedades dinámicas de la estructura y se ha comparado su respuesta con la obtenida considerando el movimiento registrado en su base (sótano); con este fin se ha adoptado en algunas de las figuras la notación “+ ISE” cuando se emplea el registro de campo libre y “- ISE” cuando se usa la información correspondiente al equipo en la base del edificio.

En las tablas 1.4.1 y 1.4.2 se resume para los diferentes edificios en estudio y ante los eventos considerados en cada caso, los valores de los parámetros empleados para reproducir a través del modelo el movimiento registrado en el edificio, las intensidades pico registradas en su base (*PGA*) y finalmente las máximas en azotea (*PRA*). En estas tablas se muestra únicamente, por límites de espacio, la información correspondiente a las estructuras ubicadas en zona de Lago de la Ciudad de México, se indica el número de niveles de cada estructura (*N*) y la orientación de sus ejes principales, longitudinal (*L*) y Transversal (*T*), respecto a los ejes cardinales.

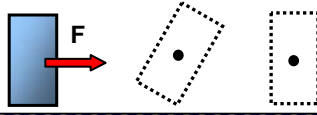


Tabla 1.4.1 Parámetros de edificios del valle de México ante eventos de subducción

Evento	Edificio	PC (N=17)		JAL (N=14)		REF Central (N=12)		REF Lateral (N=12)		MJ (N=6)		SEC3 (N=3)	
		L(N65E)	T(N25W)	L(N75E)	T(N15W)	L(N60E)	T(N30W)	L(N60E)	T(N30W)	L(N14E)	T(N76W)	L(N73E)	T(N17W)
14/01/91 M=5.0	PGA	0.014	0.012	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	PRA	0.092	0.078	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	T	2.35	2.35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ξ	2.5	2.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	α	12.5	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
24/11/91 M=4.8	PGA	0.01	0.009	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	PRA	0.07	0.075	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	T	2.3	2.34	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ξ	2.5	2.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	α	11	3.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
07/06/92 M=4.8	PGA	-	-	-	-	-	-	-	-	0.016	0.015	-	-
	PRA	-	-	-	-	-	-	-	-	0.066	0.084	-	-
	T	-	-	-	-	-	-	-	-	1.1	1.05	-	-
	ξ	-	-	-	-	-	-	-	-	2.5	3	-	-
	α	-	-	-	-	-	-	-	-	6	4.5	-	-
15/05/93 M=6.0	PGA	0.084	0.104	-	-	-	-	-	-	0.06	0.042	-	-
	PRA	0.193	0.187	-	-	-	-	-	-	0.172	0.125	-	-
	T	2.5	2.6	-	-	-	-	-	-	0.57	0.5	-	-
	ξ	3.5	3.5	-	-	-	-	-	-	4	3.5	-	-
	α	3	3	-	-	-	-	-	-	3.5	3	-	-
24/10/93 M=6.6	PGA	0.097	0.133	0.093	0.115	-	-	-	-	-	-	-	-
	PRA	0.699	0.537	0.56	0.326	-	-	-	-	-	-	-	-
	T	2.7	2.65	1.8	2.45	-	-	-	-	-	-	-	-
	ξ	2.5	3	6	5	-	-	-	-	-	-	-	-
	α	12.5	3.5	3	4	-	-	-	-	-	-	-	-
10/12/94 M=6.4	PGA	0.091	0.152	0.17	0.117	0.086	0.058	0.097	0.062	-	-	0.164	0.129
	PRA	0.728	0.824	1.231	0.508	0.338	0.349	0.395	0.356	-	-	0.181	0.155
	T	2.66	2.7	1.95	2.455	1.69	1.41	1.69	1.4	-	-	0.23	0.25
	ξ	2.5	2	6	5	4	4	3.5	4	-	-	5	12.5
	α	9	3.65	3	4	4.5	3	4	3	-	-	10	5
14/09/95 M=7.3	PGA	0.325	0.298	0.266	0.314	0.246	0.193	0.217	0.188	0.317	0.317	-	-
	PRA	1.466	1.279	1.255	0.8	0.835	0.875	0.835	0.875	0.733	0.733	-	-
	T	2.85	2.82	2	3.1	1.75	1.45	1.75	1.47	0.6	0.62	-	-
	ξ	2.5	3	6	4	4.5	5	4	5	3	4	-	-
	α	10	3.6	3.5	6	6	3	5	3.5	3	4	-	-
09/10/95 M=7.3	PGA	0.128	0.15	-	-	0.056	0.071	-	-	0.077	0.098	0.124	0.135
	PRA	0.69	0.872	-	-	0.277	0.235	-	-	0.108	0.113	0.135	0.134
	T	2.8	2.85	-	-	1.72	1.41	-	-	0.6	0.63	0.24	0.26
	ξ	3	3	-	-	4	3.5	-	-	4	4	5	12.5
	α	2	3	-	-	5	3	-	-	4	3.5	10	5
15/07/96 M=6.6	PGA	-	-	-	-	-	-	-	-	0.013	0.008	0.079	0.078
	PRA	-	-	-	-	-	-	-	-	0.066	0.049	0.114	0.104
	T	-	-	-	-	-	-	-	-	0.61	0.59	0.23	0.24
	ξ	-	-	-	-	-	-	-	-	4	4	5	12.5
	α	-	-	-	-	-	-	-	-	3.5	3.5	10	5
21/01/97 M=5.5	PGA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.016	0.018
	PRA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.019	0.022
	T	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.21	0.23
	ξ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6	12.5
	α	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	5
16/12/97 M=5.9	PGA	-	-	0.023	0.03	-	-	-	-	-	-	-	-
	PRA	-	-	0.12	0.128	-	-	-	-	-	-	-	-
	T	-	-	1.2	1.45	-	-	-	-	-	-	-	-
	ξ	-	-	3	5	-	-	-	-	-	-	-	-
	α	-	-	3.5	4.5	-	-	-	-	-	-	-	-
22/12/97 M=5.0	PGA	-	-	0.017	0.021	-	-	-	-	-	-	-	-
	PRA	-	-	0.062	0.1	-	-	-	-	-	-	-	-
	T	-	-	1.15	1.5	-	-	-	-	-	-	-	-
	ξ	-	-	4.5	4.5	-	-	-	-	-	-	-	-
	α	-	-	5	5.5	-	-	-	-	-	-	-	-
11/07/98 M=5.4	PGA	0.008	0.01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	PRA	0.091	0.07	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	T	2.4	2.53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ξ	1.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	α	12.5	2.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
09/08/00 M=7.0	PGA	0.107	0.181	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	PRA	0.905	0.932	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	T	2.8	2.82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ξ	2.5	2.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	α	10	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
08/10/01 M=6.1	PGA	-	-	0.047	0.058	-	-	-	-	-	-	-	-
	PRA	-	-	0.124	0.293	-	-	-	-	-	-	-	-
	T	-	-	1.4	2.03	-	-	-	-	-	-	-	-
	ξ	-	-	6	6	-	-	-	-	-	-	-	-
	α	-	-	1.8	5	-	-	-	-	-	-	-	-
22/01/03 M=7.6	PGA	0.199	0.154	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	PRA	1.048	0.552	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	T	2.8	2.82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ξ	2	2.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	α	8	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

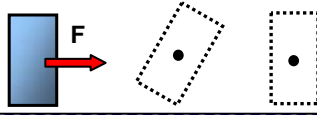


Tabla 1.4.2 Parámetros de edificios del valle de México ante eventos de falla normal

Evento	Edificio	PC (N=17)		JAL (N=14)		REF Central (N=12)		REF Lateral (N=12)		MJ (N=6)		SEC3 (N=3)	
		L(N65E)	T(N25W)	L(N75E)	T(N15W)	L(N60E)	T(N30W)	L(N60E)	T(N30W)	L(N14E)	T(N76W)	L(N73E)	T(N17W)
29/07/93 M=5.0	PGA	-	-	0.014	0.018	-	-	-	-	-	-	-	-
	PRA	-	-	0.027	0.067	-	-	-	-	-	-	-	-
	T	-	-	1.27	2.35	-	-	-	-	-	-	-	-
	ξ	-	-	5	3	-	-	-	-	-	-	-	-
	α	-	-	5	6	-	-	-	-	-	-	-	-
23/02/94 M=5.8	PGA	0.01	0.008	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	PRA	0.024	0.029	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	T	2.25	2.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ξ	2	2.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	α	12	3.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22/05/94 M=6.2	PGA	-	-	-	-	0.1	0.049	0.101	0.054	-	-	-	-
	PRA	-	-	-	-	0.263	0.182	0.251	0.186	-	-	-	-
	T	-	-	-	-	1.71	1.4	1.71	1.39	-	-	-	-
	ξ	-	-	-	-	4	4.6	3	4.5	-	-	-	-
	α	-	-	-	-	3.5	4.5	5	5	-	-	-	-
11/01/97 M=7.1	PGA	0.153	0.165	-	-	-	-	-	-	0.132	0.16	-	-
	PRA	1.475	1.039	-	-	-	-	-	-	0.254	0.311	-	-
	T	2.8	2.82	-	-	-	-	-	-	0.6	0.65	-	-
	ξ	2	2.5	-	-	-	-	-	-	3.5	3	-	-
	α	10	3.65	-	-	-	-	-	-	3.5	3.5	-	-
22/05/97 M=6.5	PGA	-	-	-	-	-	-	-	-	0.03	0.04	-	-
	PRA	-	-	-	-	-	-	-	-	0.116	0.105	-	-
	T	-	-	-	-	-	-	-	-	0.61	0.55	-	-
	ξ	-	-	-	-	-	-	-	-	3.5	4	-	-
	α	-	-	-	-	-	-	-	-	3.5	4.5	-	-
03/02/98 M=6.3	PGA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.033	0.033
	PRA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.035	0.035
	T	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.22	0.22
	ξ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5	12.5
	α	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	5
20/04/98 M=5.9	PGA	-	-	-	-	-	-	-	-	0.028	0.069	0.041	0.045
	PRA	-	-	-	-	-	-	-	-	0.128	0.134	0.047	0.056
	T	-	-	-	-	-	-	-	-	0.6	0.65	0.2	0.22
	ξ	-	-	-	-	-	-	-	-	3	4	5	12.5
	α	-	-	-	-	-	-	-	-	3.5	3.5	10	5
15/06/99 M=7.0	PGA	0.192	0.237	0.202	0.319	-	-	-	-	0.217	0.156	0.275	0.291
	PRA	0.719	0.953	0.844	2.215	-	-	-	-	0.757	0.707	0.382	0.418
	T	2.8	2.87	1.63	1.9	-	-	-	-	0.62	0.7	0.23	0.23
	ξ	2.6	2.5	6	6	-	-	-	-	3	4.5	6	12.5
	α	10	3	5	3	-	-	-	-	3.5	3	10	5
30/09/99 M=7.4	PGA	0.225	0.277	0.244	0.566	-	-	-	-	0.212	0.158	0.25	0.383
	PRA	1.111	1.198	0.999	2.836	-	-	-	-	0.656	0.472	0.286	0.444
	T	2.8	2.82	1.85	1.98	-	-	-	-	0.63	0.67	0.22	0.23
	ξ	2.5	2	6	6	-	-	-	-	3.5	3.5	5	12.5
	α	10	4	7	3	-	-	-	-	4	3.5	10	5
21/07/00 M=5.9	PGA	0.086	0.093	0.096	0.134	-	-	-	-	-	-	-	-
	PRA	0.311	0.364	0.278	0.507	-	-	-	-	-	-	-	-
	T	2.7	2.73	1.75	2.03	-	-	-	-	-	-	-	-
	ξ	2.5	2.5	6	6	-	-	-	-	-	-	-	-
	α	12	3.5	1.8	1.9	-	-	-	-	-	-	-	-

1.4.1 Edificio REF (12 niveles)

Está ubicado sobre Avenida Reforma de la Ciudad de México y es un edificio estructurado a base de marcos de concreto reforzado que data de 1947; tiene 12 niveles sobre el suelo y un sótano. Está compuesto por tres estructuras independientes, una central y dos laterales, apoyadas sobre la misma cimentación pero separadas por una junta de construcción. El edificio descansa sobre pilotes hincados en depósitos lacustres de 50 m de profundidad con un período dominante de 1.2 segundos. En la figura 1.4.1.1 se muestran la planta y elevación del edificio, así como la distribución en los cuerpos central y lateral de siete acelerómetros que operan desde 1994: tres en azotea, 2 en niveles intermedios y dos más en el sótano; esto se complementa con un equipo de campo libre a pocos metros del edificio.

El edificio no ha sufrido daño alguno durante los sismos que han afectado la Ciudad de México; sin embargo fue reforzado entre 1994 y 1996 para cumplir con los requerimientos del código de diseño sísmico de 1987. El proyecto de refuerzo consistió en la inclusión de disipadores de energía tipo



ADAS, encamisado de algunas columnas, adición de muros de concreto reforzado en el nivel del sótano y refuerzo de la fundación. Se han hecho diferentes estudios relacionados con el análisis de movimientos registrados (CIRES 1994; Pérez Rocha y otros, 1995 y 1997; Reinoso y otros, 1996; Muriá y otros, 1997) y con modelos analíticos de la estructura original, parcial y totalmente reforzada (Tena Colunga y otros 1993, 1994 y 1995).

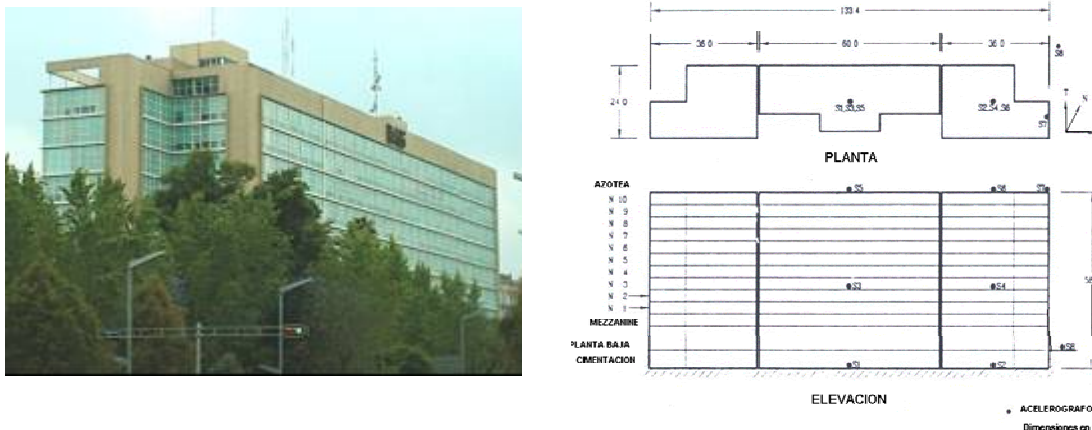


Figura 1.4.1.1 Vista esquemática (planta y elevación) del edificio instrumentado REF

En la figura 1.4.1.2 se muestra una comparación entre el movimiento registrado (línea continua) y el calculado con el modelo simplificado (línea punteada); en la mayoría de los casos la respuesta obtenida a través del modelo se asemeja a la observada. Para las estructuras central y lateral es prácticamente la misma en la dirección transversal y en la dirección longitudinal las diferencias son muy pequeñas; esto significa que al menos en el centro del edificio, donde se instalaron los acelerómetros, la irregularidad en planta del cuerpo lateral no afecta su respuesta. Se observan de derecha a izquierda varios picos, el primero en $T = 1.7$ segundos asociado al período fundamental estructura (ver tabla 1.4.1), el segundo en $T = 1.2$ segundos correspondiente al período de vibración del terreno y dos más propios de modos de vibrar superiores. El periodo dominante del suelo (T_s) se puede ver claramente en los espectros de piso en dirección longitudinal, esto es debido a que en esta componente el periodo de la estructura es mayor y el efecto de resonancia no toma lugar; en dirección transversal no ocurre lo mismo. La estructura responde principalmente en el primer modo para eventos de subducción; el único evento de falla normal registrado (230594) provoca un comportamiento diferente, excitando en mayor medida modos superiores del suelo y la estructura.

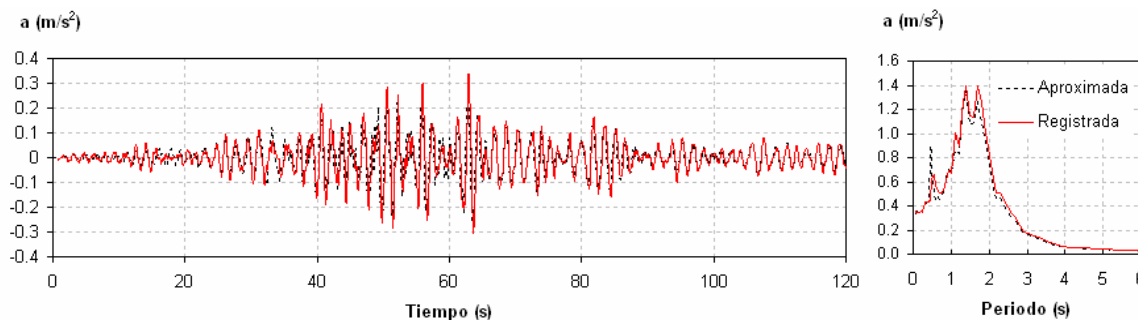


Figura 1.4.1.2 Historia de aceleraciones y espectro de piso en azotea para el evento 101294, cuerpo central y dirección longitudinal del edificio REF



Las intensidades pico en los diferentes niveles del REF se estiman bastante bien con el modelo (ver figura 1.4.1.3a y 1.4.1.3b); las observaciones se muestran con pequeños cuadros que representan los valores registrados por los acelerómetros en los niveles instrumentados mientras que las curvas corresponden a las estimaciones del modelo. Para eventos de pequeña intensidad se han observado amplificaciones en la azotea de hasta 6 veces y para eventos intensos se han medido entre 2.5 y 3.5 veces respecto a la base.

La respuesta no es sensible a la intensidad máxima del suelo, se observan muy pequeños cambios del parámetro T_l , este varía desde 1.72 a 1.74 segundos y desde 1.41 a 1.5 segundos para la componente longitudinal y transversal respectivamente (ver figura 1.4.1.3d). En dirección longitudinal, el amortiguamiento no cambia significativamente respecto a la aceleración máxima del suelo, todos los cálculos fueron hechos con valores entre 4 y 4.5 %; en dirección transversal parece haber una tendencia de mayor amortiguamiento con respecto a la aceleración del suelo (ver figura 1.4.1.3c), este varía entre el 4 y 7 %. Los valores estimados del parámetro α varían entre 3 y 6, con valores promedio de 4.26 y 3.88 en dirección longitudinal y transversal respectivamente; estos valores se explican por las condiciones de distribución geométrica y estructural de muros y columnas.

Comparando los registros de las estaciones de campo libre y base se observa la importancia que los efectos de interacción suelo estructura tienen sobre el edificio REF. El efecto cinemático al absorber altas frecuencias por la presencia de la fundación, considerando el efecto ISE, se puede tener en cuenta en el modelo imponiendo mayores amortiguamientos en los modos superiores. Al evaluar la respuesta de la estructura con la estación de campo libre se observó un comportamiento más flexible, incrementándose el amortiguamiento en un 8% en ambas componentes; el valor de T_l fue 2.65% y 8% mayor en dirección L y T respectivamente, mientras que α lo fue 52 % y 18%.

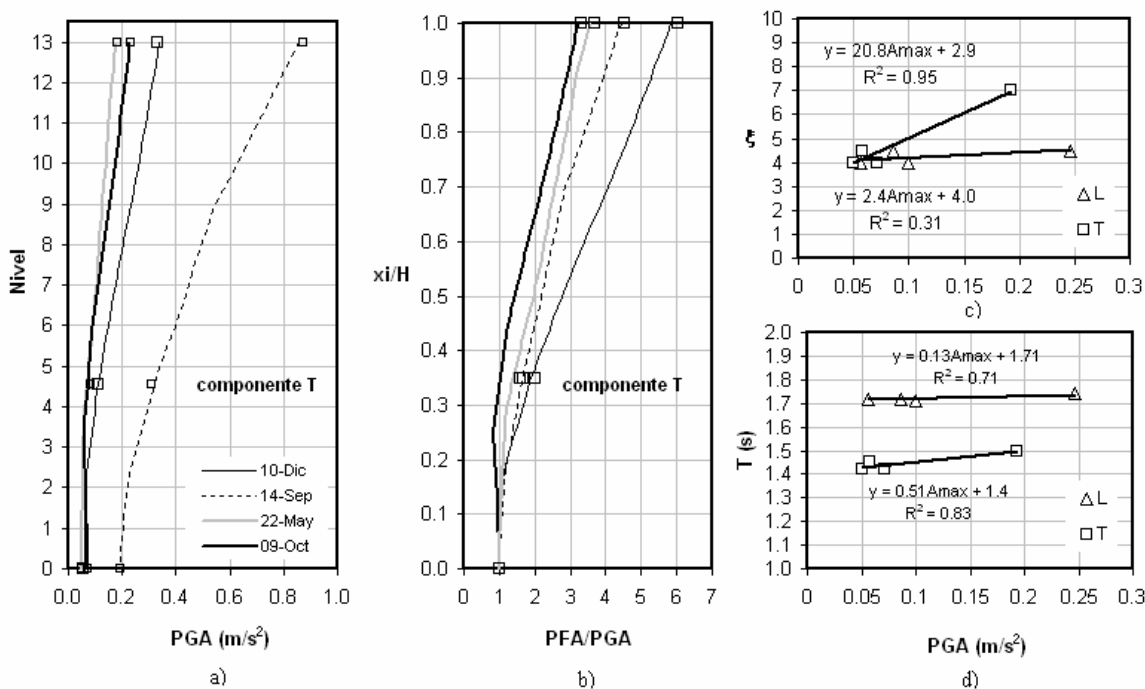


Figura 1.4.1.3 Distribución de intensidades pico y amplificaciones en altura del edificio REF (figuras izquierda y centro) y variación de T_l y ξ con la aceleración del suelo



1.4.2 Edificio JAL (14 niveles)

Ubicado en la calle Jalapa N° 15 de la Ciudad de México, el edificio JAL consta de una estructura principal de 14 niveles con altura constante de entrepiso de 3.15 m, un apéndice y un cuerpo anexo de tres niveles unido en la base y separado por una junta constructiva (ver figura 1.4.2.1). Es una estructura de concreto reforzado compuesta por columnas, losa reticular como sistema de piso, muros de concreto y de mampostería. El sistema de cimentación comprende un cajón de concreto reforzado que descansa sobre pilotes de fricción. Los tres primeros niveles son destinados a estacionamiento y los restantes a oficinas. El período dominante del sitio es de 2 segundos, el espesor del suelo arcilloso es de 31 m y los depósitos profundos están a 38.5 m de profundidad (Zapata y Muriá, 2002). La velocidad de ondas de cortante es muy baja en los estratos arcillosos y se incrementa gradualmente con la profundidad con un valor promedio de 68 m/s.

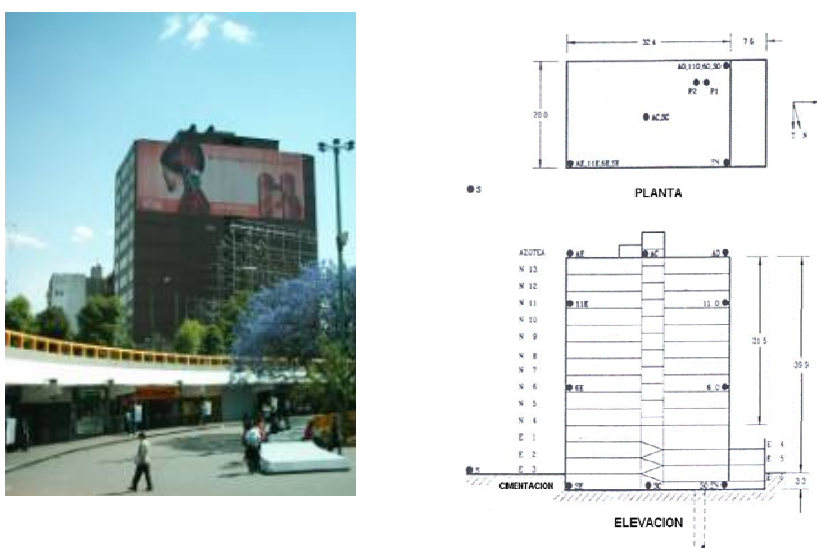


Figura 1.4.2.1 Vista esquemática (planta y elevación) del edificio instrumentado JAL

Durante el sismo de septiembre de 1985 el edificio sufrió daño estructural moderado (fisuras de columnas) y no estructural (mampostería fisurada); esto motivó una primera rehabilitación en 1986 que consiste en el encamisado de columnas y la construcción de muros de concreto en las caras externas del edificio en dirección longitudinal. El deficiente comportamiento de la estructura (agrietamientos en elementos estructurales y no estructurales) como consecuencia de sismos entre 1986 y 1995 llevó a una segunda rehabilitación: se colocaron en el pórtico central y dirección transversal, contraventeos de acero de sección cuadrada; se rellenaron las fisuras con resina epóxica y se reemplazaron algunos muros de mampostería.

Desde octubre y noviembre de 1992 funciona una red de acelerómetros en el edificio que consiste en 14 equipos de registro distribuidos de la siguiente forma: dos en pozos a 20 y 45 m de profundidad, uno en campo libre, cuatro en la base, cuatro en niveles intermedios y tres en azotea. Estos fueron distribuidos en dos arreglos verticales O y E correspondientes a los extremos noreste y sureste del edificio respectivamente. Diferentes estudios relacionados con el análisis de movimientos registrados y con modelos analíticos han sido desarrollados: Paolucci (1993) estudia los efectos de ISE en el edificio JAL a través de un modelo de 3 grados de libertad e informa de un comportamiento no lineal aún ante pequeños niveles de excitación; Zapata (2001) y Muria y Gonzáles (1996) realizan análisis no paramétricos y paramétricos de las propiedades estructurales



del edificio observando variaciones en las frecuencias fundamentales del edificio respecto a la intensidad del movimiento y atribuyen a un cercano comportamiento no lineal de la estructura y no asociarlo a un daño estructural permanente.

La respuesta del edificio JAL es bien aproximada a través del modelo, para prácticamente los mismos parámetros en ambos extremos instrumentados del edificio y sin importar si es la dirección transversal o la longitudinal. Se observó que el edificio responde principalmente en el primer modo; sin embargo, durante algunos eventos de fuente cercana (falla normal) la contribución al movimiento del segundo modo fue tan importante o mayor que en el período fundamental, esto se ve en el espectro de piso de la figura 1.4.2.2. No se observaron efectos torsionales importantes a pesar de que los equipos de registro están ubicados en los extremos del mismo.

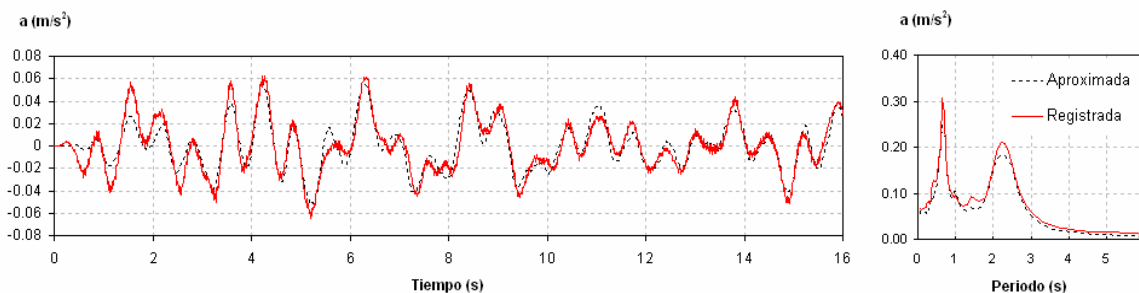


Figura 1.4.2.2 Historia de aceleraciones y espectro de piso en azotea para el evento 290793, extremo noreste y dirección T del edificio instrumentado JAL

Se ve como el período del edificio JAL se reduce después de 1995 (ver figura 1.4.2.3a), esto es congruente con la reestructuración a la cual el mismo fue sometido después de los eventos ocurridos en el mismo año; en la figura, la línea vertical punteada corresponde a la segunda reestructuración y los rombos vacíos indican pruebas de vibración ambiental realizadas para medir sus propiedades dinámicas (Muriá y otros, 2001). Mientras el período ha variado de 1.15 a 2.7 segundos y entre 1.2 y 2 segundos en dirección transversal y longitudinal respectivamente, el amortiguamiento ha incrementado de 3 a 6.5 % y de 5 a 7 %. Al considerar el registro de campo libre para analizar el JAL se observan incrementos del amortiguamiento hasta del 25 % y 33 % en dirección longitudinal y transversal respectivamente; en todos los casos incrementos máximos del 5 % se observan en el periodo. Una aparente tendencia a crecer el período conforme se incrementa la aceleración del suelo se evidenció en dirección longitudinal (ver figura 1.4.2.3b); en dirección transversal la correlación es muy baja.

Con fines comparativos se observa en la figura 1.4.2.4a, que el modelo reproduce muy bien las intensidades pico en los diferentes niveles del edificio y que se presentan amplificaciones en azotea desde 2 hasta más de 7 veces las máximas aceleraciones en la base. En la figura 1.4.2.4b, se puede ver que las máximas aceleraciones del edificio se presentan ante movimientos de pequeña intensidad en su base y que las mayores diferencias en amplificación considerando el registro de campo libre en lugar del de la base, se presentan para los eventos de falla normal (ver figura 1.4.2.4c); esto último consistente con que al emplear el registro de campo libre la cimentación no ha filtrado parte del contenido energético del movimiento.

El movimiento del edificio considerando el registro de campo libre es razonablemente bien reproducido; sin embargo, los efectos de interacción suelo estructura no son muy claros ya que el



movimiento en la base es muy similar al del equipo de registro en la superficie del terreno. El valor de los parámetros empleados para reproducir la respuesta en el caso con ISE son muy similares a aquellos en que se empleó el registro en la base (ver figura 1.4.2.5a y 1.4.2.5b).

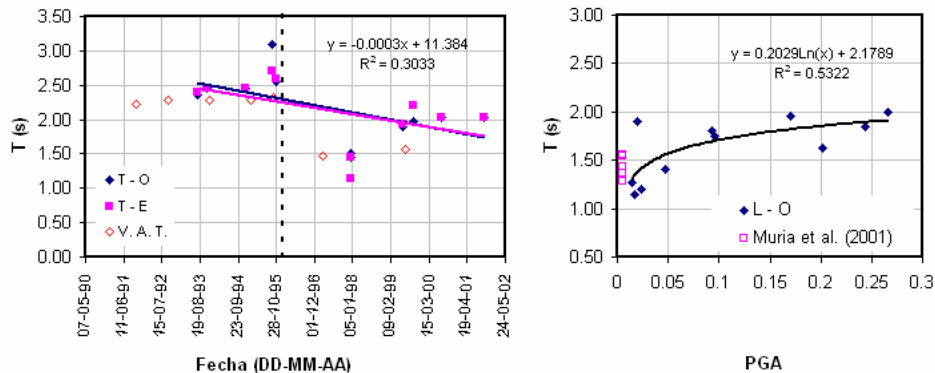


Figura 1.4.2.3 Variación del período del edificio JAL en los últimos años y respecto a la aceleración máxima en su base

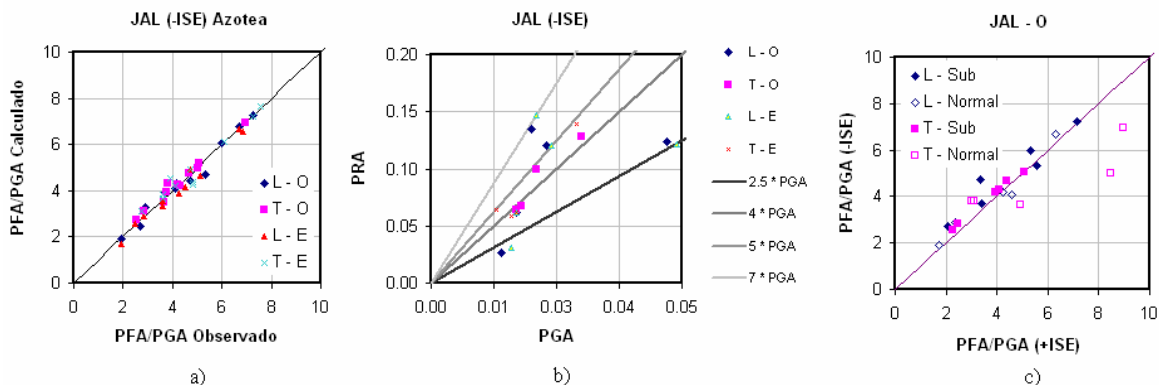


Figura 1.4.2.4 Intensidades y amplificaciones en el edificio JAL

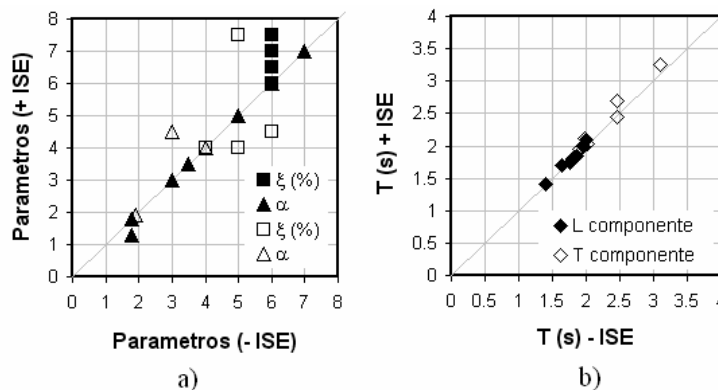


Figura 1.4.2.5 Comparación de parámetros del modelo (Miranda y Taghavi, 2005) con y sin ISE para el JAL



1.4.3 Edificio PC (17 niveles)

Está ubicado en la Calle Córdoba N° 42 en terreno blando de la Ciudad de México. Es una estructura de concreto reforzado de 17 niveles, irregular en altura y cimentada sobre un cajón desplantado a una profundidad de 3.28 m y apoyado sobre pilotes de fricción. Cuenta con un mezanine, los niveles inferiores de estacionamientos y la torre superior destinada a oficinas con altura constante de 3.15 m (ver figura 12).

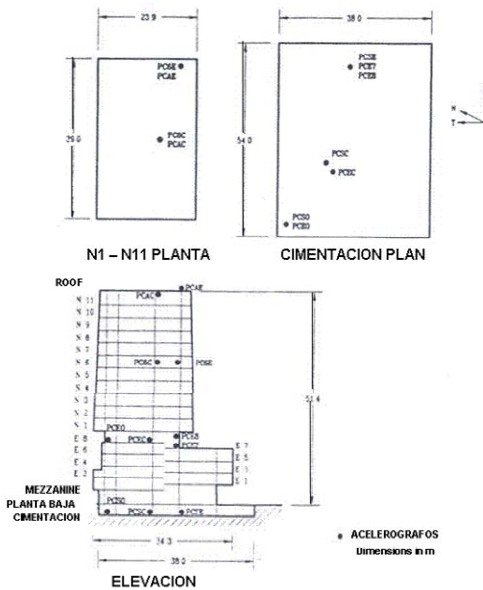


Figura 1.4.3.1 Vista esquemática (planta y elevación) del edificio instrumentado PC

A pesar de la irregularidad en altura y de las características estructurales especiales del edificio, la mayoría de los registros fueron bien reproducidos por el método; especialmente en el dominio del tiempo (ver figura 1.4.3.2) y espectros de piso (ver figura 1.4.3.3). Para ilustrar la contribución de varios modos de vibrar al movimiento de piso, en este caso de azotea, se compara la contribución de cada uno de los seis modos a la respuesta total calculada en dirección longitudinal del edificio PC cuando es excitado en su base por el evento 150699. La línea gris claro corresponde a la respuesta calculada considerando los seis modos, mientras que las líneas negras representan la contribución a la historia de aceleraciones en azotea para un n-ésimo modo. Se puede ver claramente que el edificio responde principalmente en el primer modo; sin embargo, al igual que para el edificio JAL, durante algunos sismos de falla normal se evidenció una contribución importante por parte del segundo y tercer modo de vibrar (ver figura 1.4.3.3); el aporte al movimiento por parte de cuarto, quinto y sexto modo es muy pequeño.

En dirección longitudinal del edificio (N65E), no fueron bien reproducidas las intensidades pico en azotea para eventos fuertes ($A_{m\acute{a}x} > 10$ gal) donde la resonancia entre el suelo y la estructura ocurre y el comportamiento es no lineal. Se puede notar que el modelo subestima la amplificación respecto a la observada (ver figura 1.4.3.4a); las observaciones que presentan mayores diferencias respecto a lo calculado son para eventos distantes (subducción) cuyo contenido de frecuencias afecta en mayor medida edificios como el PC. Además de la resonancia de T_1 y T_s , el período dominante de torsión (0.45 HZ, obtenido de la función de transferencia entre extremo y centro de



azotea) es cercano a ellos lo que produce grandes desplazamientos y puede explicar esta subestimación de las intensidades en azotea.

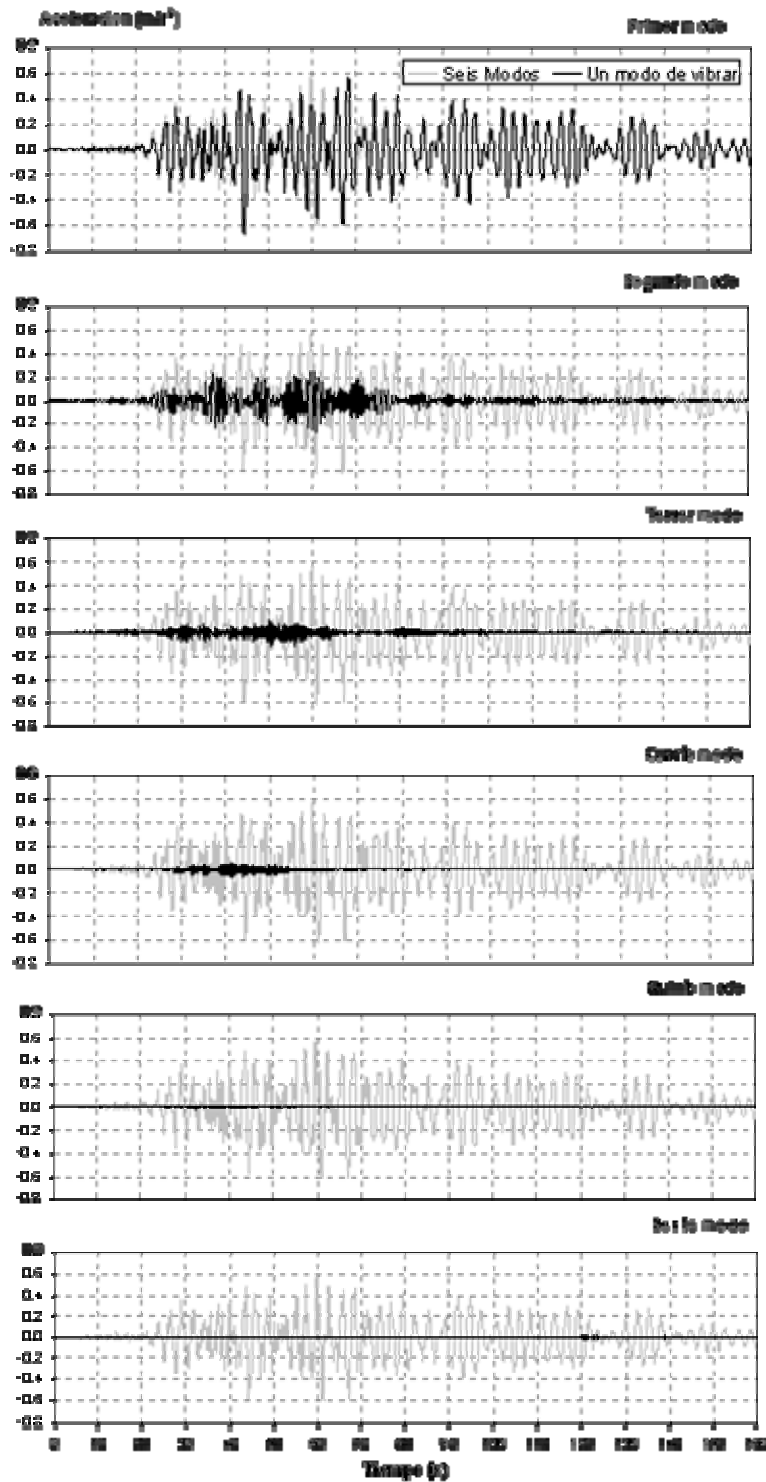


Figura 1.4.3.2 Contribución de los primeros seis modos de vibrar a la historia de aceleraciones calculada en la azotea del edificio PC, componente L y evento 150699

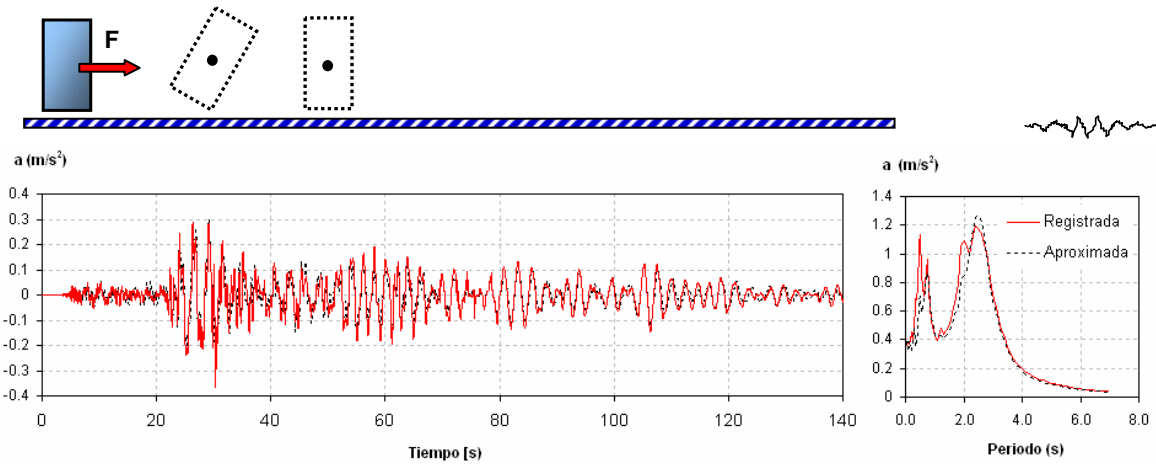


Figura 1.4.3.3 Historia de aceleraciones y espectro de piso en azotea para el evento 210700, centro y dirección transversal del edificio PC

Se observó que sismos poco intensos amplifican más que los fuertes. Hay algunos que amplifican hasta 11 veces la intensidad en su base, pero los más intensos nunca alcanzan amplificaciones mayores de 5 (ver figura 1.4.3.4b). Eventos de falla normal tienden a amplificar menos pues afectan los modos superiores del edificio. Las amplificaciones son diferentes en ambas componentes horizontales: en dirección longitudinal se alcanzan amplificaciones mayores de 11 veces la aceleración del suelo, mientras que en dirección transversal nunca son mayores que 8. Todo esto, en especial las grandes amplificaciones ante eventos de subducción explica el porque las personas dentro del edificio sienten más fuerte pequeños sismos de lo que podría esperarse e informan sobre la caída de contenidos.

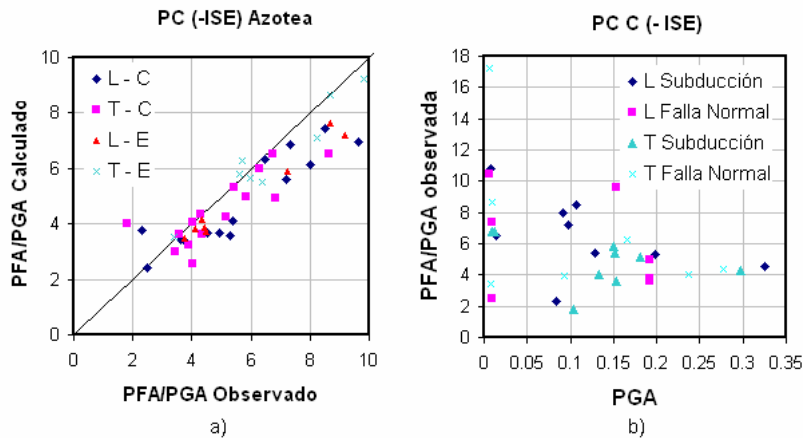


Figura 1.4.3.4 Intensidades y amplificaciones en el edificio PC

Existe una tendencia marcada de incrementarse el periodo a medida que la aceleración de la excitación crece (ver figura 1.4.3.5a). Se ha observado que el edificio se ha vuelto más flexible en el tiempo (ver figura 1.4.3.5b), hemos evaluado su respuesta para los eventos más fuertes de los últimos 10 años y solo uno presenta un valor pequeño; sin embargo, su rigidez se recupera después de cada evento (Rodríguez y otros, 2001). El periodo del edificio inicia en 2.2 segundos y al alcanzar en su base un valor de aceleración mayor a 1 gal, se incrementa hasta 2.5 tomando lugar la resonancia con el suelo; posteriormente para eventos más intensos el periodo alcanza valores hasta de 2.85 segundos. Los valores medidos a través de vibración ambiental (Rodríguez y Quaas, 1990; Muriá y otros, 2000) son mucho más pequeños que los observados ante eventos de intensidades pequeñas.



El parámetro ξ no fue muy importante para reproducir la respuesta del edificio, todos los cálculos en el centro del edificio se obtuvieron fueron hechos con valores entre 2 y 3 %; para reproducir mejor los movimientos en el extremo del edificio se incrementaron los amortiguamientos debido a que los desplazamientos allí son mayores. Los valores de α varían entre 8 y 15 en dirección longitudinal mientras que en dirección transversal están entre 3 y 4 (ver figura 1.4.3.5c); esto esta de acuerdo con las consideraciones hechas por Miranda y Reyes (2002). En términos generales los parámetros del modelo se incrementan cuando se considera el registro de campo libre, aunque no es muy importante la variación del periodo estructural.

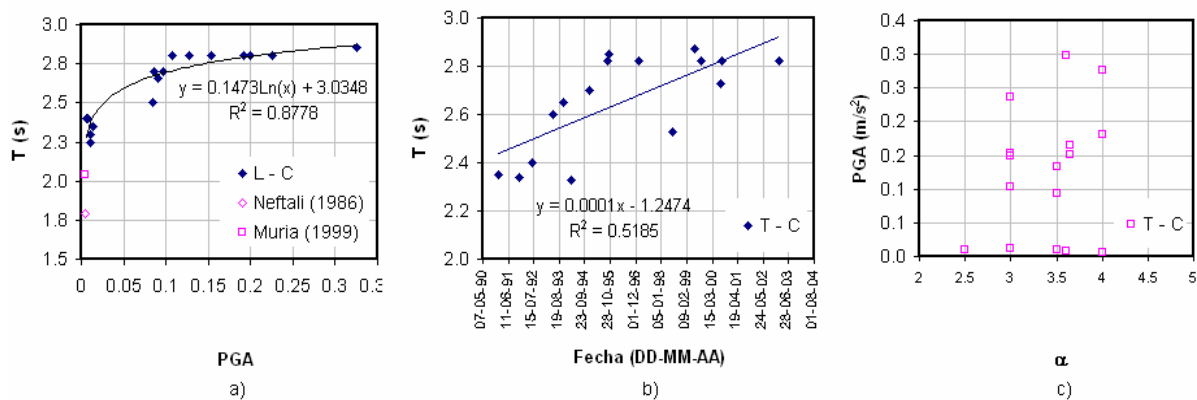


Figura 1.4.3.5 Periodo estructural y parámetro α para el edificio PC

En las figuras 1.4.3.6a y 1.4.3.6b se observa que las distorsiones calculadas en la torre (AC-N6 y N6-E8) por encima de los niveles de estacionamientos en dirección longitudinal son prácticamente las mismas aún durante sismos intensos ($PGA > 0.3 m/s^2$), mientras que en dirección transversal, la influencia de los efectos torsionales en azotea incrementa los desplazamientos y esto se evidencia en mayores distorsiones (AC-N6 > N6-E8); AC, N6 y E8 representan la nomenclatura empleada para nombrar los equipos de azotea, nivel 6 y transición estacionamientos – torre en el edificio PC. Se observó además que la variación en el parámetro T_l puede ser debida a un incremento en las distorsiones independiente del mecanismo de falla (Subducción o Normal).

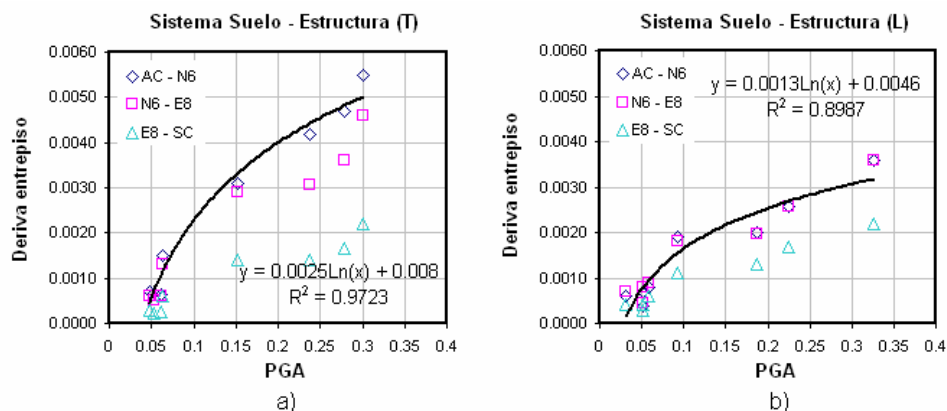


Figura 1.4.3.6 Distorsiones en ambas componentes del edificio PC entre niveles instrumentados



1.4.4 Edificio SEC3 (3 niveles)

Esta escuela secundaria, es un edificio de tres niveles ubicado en terreno compresible del Valle de México, sobre Avenida Chapultepec, entre Venecia y Niza. Esta compuesto por dos estructuras (cuerpo A y B), desligadas a través de una junta constructiva de 10 cm de espesor (ver figura 1.4.4.1). Su estructuración es a base de marcos de formados por columnas y traveses de acero, las primeras embebidas en concreto reforzado. En las dos direcciones principales existen muros de concreto de 15 cm de espesor. Ambos cuerpos están soportados por un cajón de cimentación desplantado a 2.5 m de profundidad. El periodo del terreno es de 2.2 segundos. Existe una capa superficial de 4 m de espesor con una velocidad de ondas de corte de aproximadamente 100 m/s, a partir del cual presenta un valor promedio de 60 m/s hasta encontrar la capa dura a 40 m de profundidad, donde esta se incrementa considerablemente (Muria y otros, 1991a).

Desde 1987 y hasta 1992 la instrumentación consistía en un equipo en la azotea de cada cuerpo (EX08 y EX09), otro en la base del edificio al centro de los dos cuerpos (EX11) y el último en campo libre a 10 metros del edificio (EX10). Después de 1992 el equipo EX11 se retiró por problemas de acceso y falla irreparable en sus sensores. En 1994 se instaló en la base, al centro, del cuerpo B un equipo adicional (EX12) y buscando una instrumentación más óptima, se decide reorganizar los equipos así: en la azotea del cuerpo B un instrumento (EX08), uno en la base del edificio (EX12) y uno más en campo libre (EX09); los registros hasta el presente año corresponden a este arreglo (Lucio Camarillo, 2004). Las observaciones echas en este trabajo están referenciadas al cuerpo B del edificio; trabajos previos indican un comportamiento similar del cuerpo A (Muria y otros, 1991a).

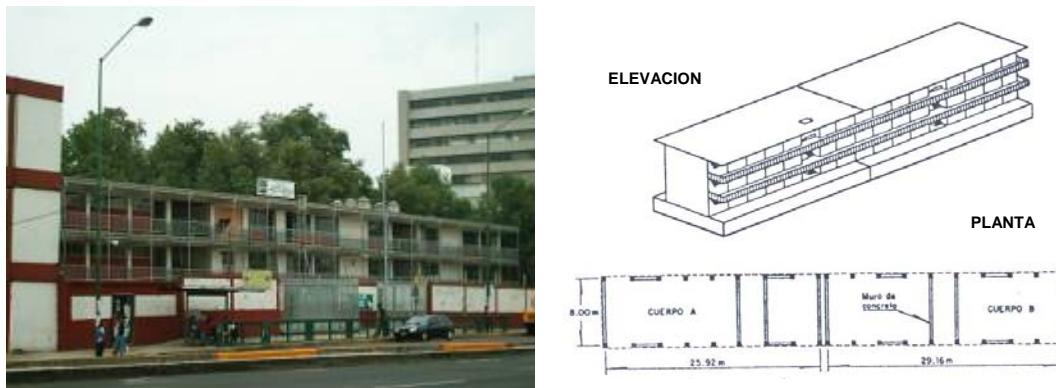


Figura 1.4.4.1 Vista esquemática (planta y elevación) del edificio instrumentado SEC3

El edificio responde principalmente en el primer modo, mientras que la contribución de modos superiores es casi insignificante. Esto fue observado tanto en los espectros de piso (ver figura 1.4.4.2) como considerando la contribución de cada modo en el dominio del tiempo. Los movimientos registrados en el edificio fueron bien reproducidos por el modelo y las máximas intensidades están asociadas a eventos de fuente cercana cuyo contenido de frecuencias afecta principalmente edificios robustos como el SEC3. El edificio, que corresponde a una estructura masiva desplantada en terreno blando, presenta un comportamiento de cuerpo rígido; el movimiento en su base es casi reproducido en azotea; esto implica que el comportamiento que los contenidos en niveles superiores experimentarán, será similar al que tendría si estuviera en la superficie del terreno.

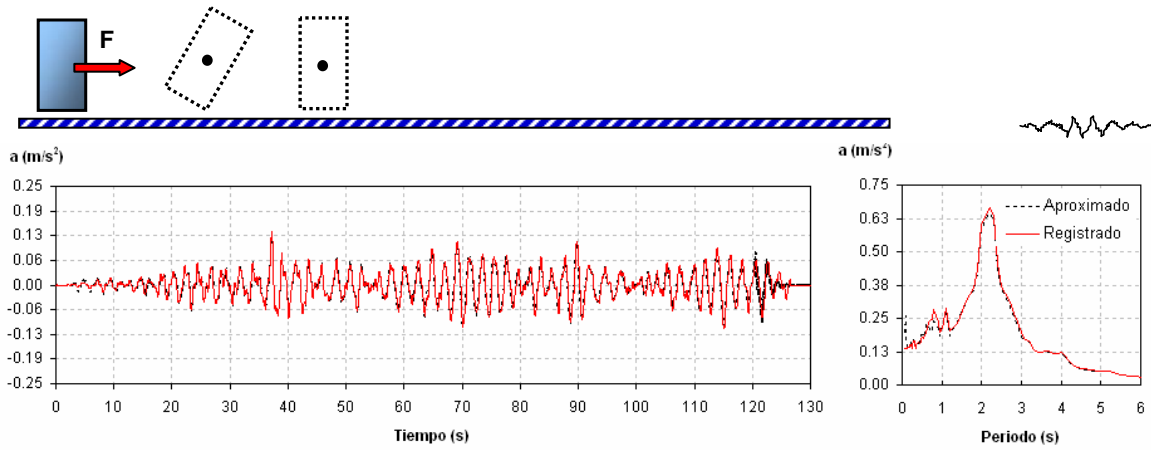


Figura 1.4.4.2 Historia de aceleraciones y espectro de piso en azotea para el evento 091095, cuerpo B y dirección longitudinal del edificio Sec3

Se estimó para todos los casos un único valor del parámetro α en cada dirección, 10 y 5 longitudinal y transversalmente, lo cual es consistente con la configuración estructural del edificio: la resistencia en dirección longitudinal es aportada principalmente por marcos de concreto mientras que en dirección transversal esta es debida a un sistema dual de marcos y muros tanto al interior como en las caras externas del cuerpo B. El amortiguamiento no es un factor muy importante cuando se trata de reproducir los datos registrados a través del modelo. Todos los cálculos fueron hechos para valores entre 5 y 6 % en dirección longitudinal y por encima del 10 % en dirección trasversal. El amortiguamiento en dirección longitudinal presenta valores semejantes a los obtenidos de pruebas de tracción por Muria y otros (1991c), mientras que en dirección transversal el modelo de Miranda requiere de valores superiores a los estimados para estructuras masivas en terreno firme de la Ciudad de México (0.01) pero menores a los obtenidos en estas pruebas experimentales (22 - 31 %).

Un valor del período fundamental T_1 entre 0.2 y 0.25 segundos reproduce adecuadamente los movimientos registrados en azotea, en ambas componentes del edificio. Se muestran respecto al tiempo y a la aceleración del terreno (ver figura 1.4.4.3a y 1.4.4.3b), los valores del parámetro T_1 considerando el modelo de Miranda y para valores experimentales obtenidos a través de pruebas de tracción y vibración ambiental (Muriá y otros, 1991b). Entre 1991 y 1994, el período fundamental parece haberse reducido en un 26 % en dirección transversal, mientras que en dirección longitudinal ha permanecido constante hasta finales de 1999. Para reproducir los registros en azotea, los parámetros del modelo de Miranda con y sin ISE son los mismos en todos los casos

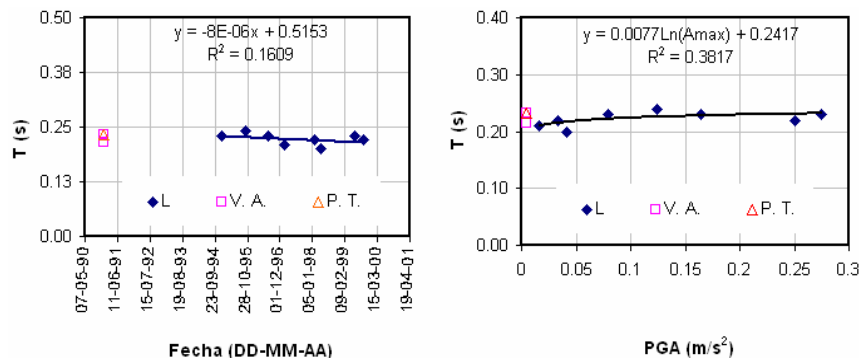


Figura 1.4.4.3 Variación del periodo estructural para el edificio SEC3

Las máximas amplificaciones en azotea se presentan para eventos de falla normal con intensidades mayores a 25 cm/s^2 mientras para eventos de subducción ocurren en pequeñas intensidades ($PGA <$



10cm/s²); en ambos casos las máximas ampliaciones son del orden de 1.5 veces la aceleración del suelo (ver figura 1.4.4.a), esto es debido al comportamiento tan rígido del edificio. Se pudo ver que, sin importar la fuente (subducción o falla normal) y en una dirección principal del edificio, la ampliación en azotea para eventos de igual magnitud es prácticamente la misma; lo anterior lo explica que la estructura esta reflejando básicamente las ondas superficiales del suelo. Se mantiene la tendencia de que a pequeñas intensidades en el suelo ($PGA < 10\text{cm/s}^2$) se presenten las mayores ampliaciones en azotea; en este caso hasta de 1.4 veces la aceleración del suelo (ver figura 1.4.4.b). Lo anterior se cumple también para el caso con ISE.

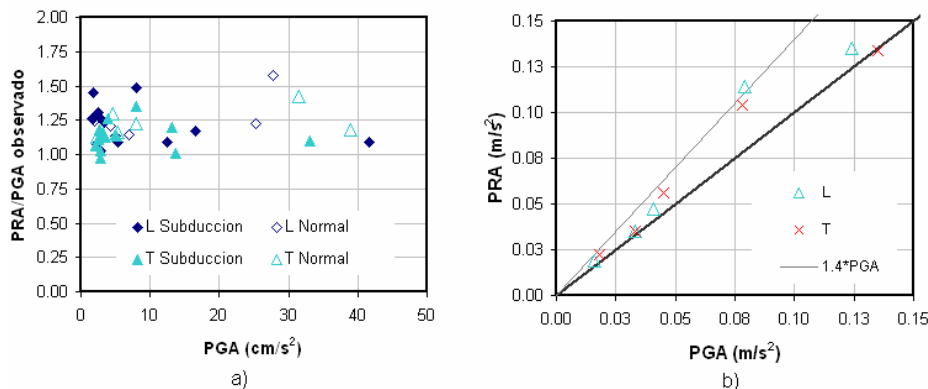


Figura 1.4.4 Amplificación y aceleración máxima en azotea para el edificio SEC3

Romo (1993) presenta curvas para relacionar la atenuación del movimiento en campo libre respecto al registrado, por ejemplo, en el centro de la cimentación de un edificio desplantada a cierta profundidad. En el caso de edificios como el SEC3 con un cajón superficial la atenuación del movimiento es menor del 5 % por lo cual, como hemos visto el movimiento en campo libre y el de la base del edificio son muy similares. Se presentan las intensidades máximas registradas en cada uno de los eventos considerados de acuerdo a su origen (ver figura 1.4.4.5a). Se observa que, en contra de lo teórico, las intensidades en la base del edificio son un 20 % mayores que en campo libre; esto se debe a que la estación de campo libre considerada se encuentra en una biblioteca aledaña al cuerpo B del edificio y se ha visto que la presencia de estructuras vecinas modifica los movimientos de campo (Romo, 1993).

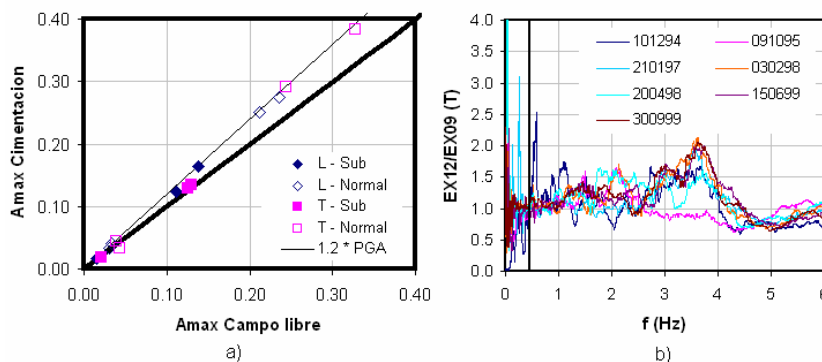


Figura 22 Relación de intensidades máximas y funciones de transferencia cimentación – campo libre



Se presentan las funciones de transferencia entre el equipo de la base del edificio y el de campo libre (ver figura 1.4.4.5b) para cada uno de los eventos estudiados; en el mismo gráfico se representa el período del suelo (0.455 Hz) mediante una línea vertical. La amplificación de las ordenadas espectrales que se presenta en el rango de frecuencias entre 2 Hz y 4 Hz es debida al tránsito vehicular (Muriá y otros, 1991b). En general, se puede observar la similitud entre el movimiento de campo libre (EX09) y el de la base (EX12), por lo menos en frecuencias menores a 1 Hz que es donde se ha identificado, en este y en trabajos previos, que se encuentra la frecuencia fundamental de vibrar del edificio.

1.4.5 Edificio MJ (6 Niveles)

Este edificio está ubicado en la Calle Balderas, entre Independencia y Artículo 123, sobre la estación Metro Juárez. Es una estructura de concreto reforzado que consta de dos sótanos, planta baja y seis niveles; su planta es de forma regular con marcos de concreto reforzado en ambas direcciones y losa reticular. La estructura se apoya sobre un cajón de cimentación a 9 m de profundidad (ver figura 1.4.5.1).

Su reestructuración fue llevada a cabo en 1992, esta consistió en el encamisado de algunas columnas (planta de acceso y planta baja) con placas de acero, contraventeos de acero (fachadas principal y posterior) a partir del primer nivel y muros de concreto reforzado en las crujeas extremas de las fachadas laterales (Alcántara y otros, 1991 y 1993). La operación del sistema de registro de este edificio inició en 1990 y consta de cinco equipos: dos en azotea (MJAC y MJAE), dos en la base a nivel de la calle (MJBE y MJBO) y uno más en el sótano a nivel del andén del Metro (MJSE).

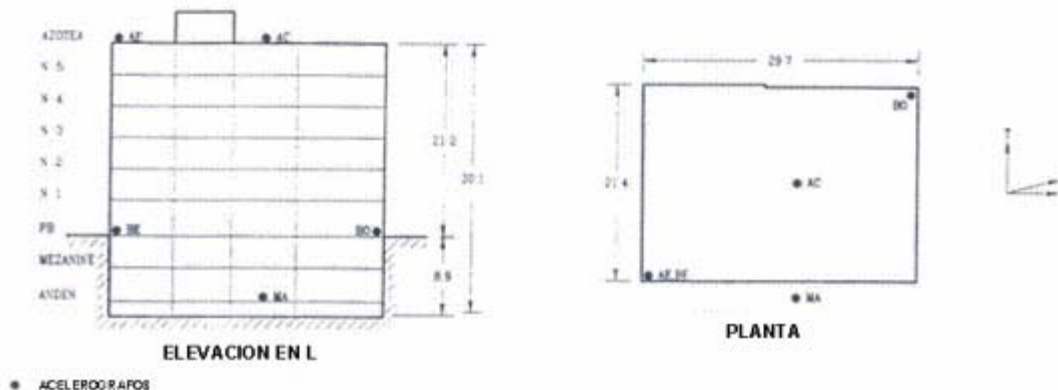


Figura 23 Vista esquemática (planta y elevación) del edificio instrumentado MJ

Los movimientos registrados en el edificio fueron bien reproducidos por el modelo y en todos los casos analizados, la respuesta del edificio está gobernada principalmente en el primer modo, mientras que la contribución de modos superiores es casi insignificante. Esto fue observado tanto en los espectros de piso (ver figura 1.4.5.2) como considerando la contribución de cada modo en el dominio del tiempo.

Para reproducir adecuadamente la respuesta del edificio en los diferentes niveles, valores del período entre 0.57 y 0.63 segundos fueron requeridos en dirección longitudinal mientras en dirección transversal valores hasta de 0.67 segundos fueron empleados. El período no presenta



alguna dependencia importante respecto al tiempo, a la aceleración máxima en el suelo o a la magnitud del evento (ver figuras 1.4.5.3a, 1.4.5.3b y 1.4.5.3c). La observación para la cual el valor del periodo fundamental esta por encima de 1 segundo, corresponde al evento 070692, el cual ocurrió antes de la reestructuración del edificio; después de esta fecha el periodo a permanecido prácticamente constante.

Valores de α entre 3.5 y 4.5 fueron requeridos (ver figura 1.4.5.3c) para reproducir los movimientos registrados en diferentes niveles del edificio; esto es consistente con las observaciones de Miranda y Reyes (2002) sobre la relación de este parámetro con la configuración estructural. La resistencia del edificio es aportada en cada dirección por un sistema dual: en dirección longitudinal, marcos de concreto y contraventeos y en dirección transversal marcos y muros de concreto. El amortiguamiento no es un factor muy importante cuando se trata de reproducir los datos registrados a través del modelo (ver figura 1.4.5.3c). Todos los cálculos fueron hechos para valores entre 3 y 4 % en ambas direcciones principales del edificio.

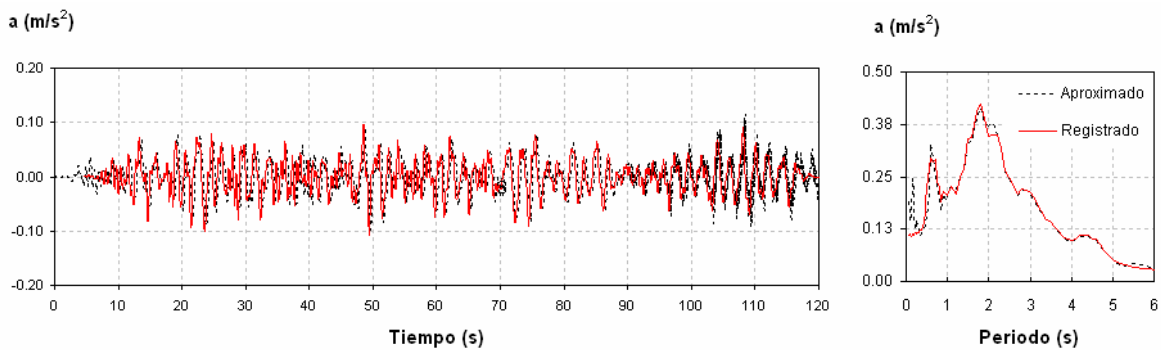


Figura 1.4.5.2 Historia de aceleraciones y espectro de piso en azotea para el evento 091095, dirección longitudinal del edificio MJ

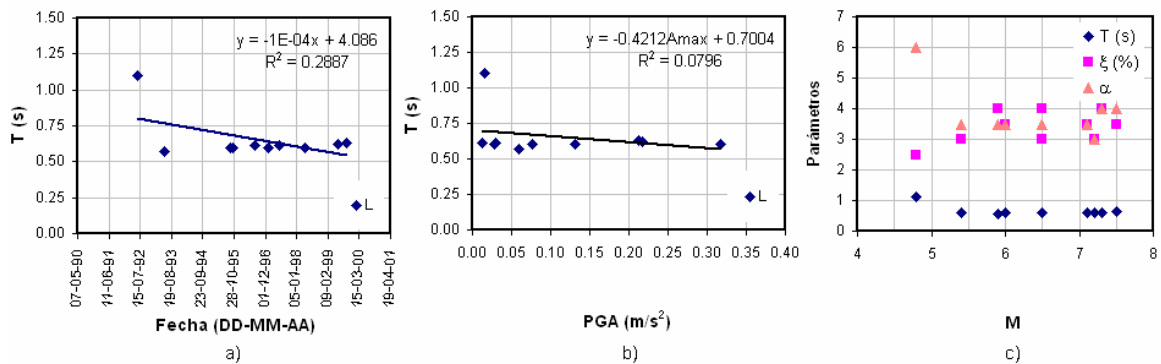


Figura 1.4.5.3 Parámetros del modelo (Miranda y Taghavi, 2005) para el edificio MJ

Las intensidades máximas registradas en el edificio son bien reproducidas por el modelo (ver figura 1.4.5.4a), considerando prácticamente el mismo periodo y amortiguamiento en todos los casos; esto sugiere un comportamiento lineal del mismo. Siguiendo con lo observado en los demás edificios, sismos poco intensos amplifican más que los fuertes. Para intensidades menores a los 10 cm/s^2 , algunos amplifican mas de 5 veces la intensidad en la base, mientras que los mas intensos amplifican entre 2.5 y 3.5 veces la aceleración del suelo (ver figura 1.4.5.4b); esto independiente del



origen del sismo. Eventos de falla normal presentan las mayores intensidades en la base de la estructura a excepción del evento 140995 que alcanzó más de 30 cm/s^2 . De lo observado, cabe notar que eventos que producen la misma intensidad pico en el suelo y que además presentan el mismo mecanismo de falla, pueden producir en la azotea del edificio intensidades muy diferentes; es el caso de los eventos 110197, 150699 y 300999 para los cuales en azotea, se presentan amplificaciones de 2, 3 y 5 veces la intensidad del suelo (15 cm/s^2) a pesar de ser la misma en los tres casos (ver figura 1.4.5.4b).

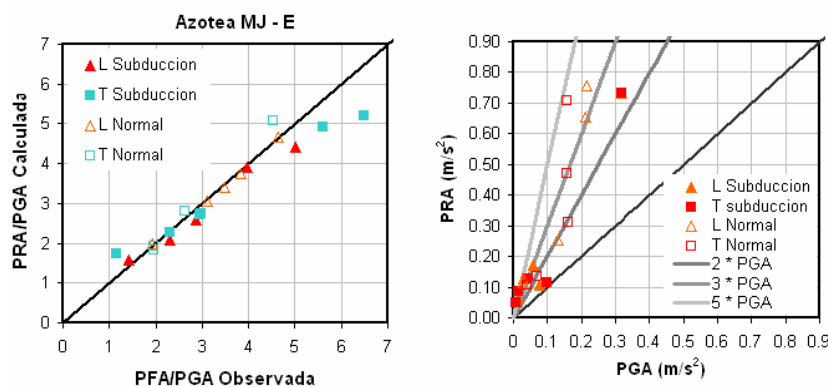


Figura 1.4.5.4 Amplificación y aceleración máxima en azotea para el edificio MJ

1.4.6 Otros edificios instrumentados

Los primeros numerales de este capítulo se enfocan a edificios ubicados en Zona de Lago de la Ciudad de México, que es donde la evidencia ha mostrado mayores intensidades del suelo. El mismo análisis paramétrico se lleva a cabo para dos edificios adicionales: uno en terreno firme (PI) y otro en transición (IMP); todo apuntando a definir y corroborar algunas propiedades dinámicas de estos edificios, las intensidades pico en la base de contenidos ubicados en diferentes niveles de un edificio y además, la validez y relevancia de este tipo de modelos simplificados para estructuras desplantadas en diferentes tipos de suelos.

El edificio PI (ver figura 1.4.6.1a), es una estructura de concreto reforzado que integra un conjunto de cuatro torres que superan los 60 m de altura, unidas en los 6 niveles inferiores, tres de los cuales corresponden a sótanos. Las torres I y II fueron construidas en 1982 mientras que las III y IV datan de 1992. El sistema de cimentación comprende pilas de concreto armado, acopladas entre sí en su parte superior a través de contratrabes de liga ortogonales (Muriá y otros, 1997). El sistema de instrumentación consta de un equipo de campo libre (I6) y cinco acelerógrafos digitales (I1, I2, I3, I4 y I5) instalados en las torres I y IV.

El edificio IMP de 5 niveles (ver figura 1.4.6.2b), esta estructurado a base de columnas continuas en toda la altura y vigas de concreto presforzado. El sistema de soporte en el suelo, consta de un cajón de cimentación con contratrabes en ambas direcciones y desplantado a 2.5 m de profundidad. El edificio fue instrumentado en 1990 con tres equipos, uno en azotea, otro en la base y otro en campo libre; en 1996 se incorporaron 5 mas quedando de la siguiente manera: tres en azotea, tres en la base y uno más en un pozo a 80 m de profundidad (Morquecho y otros, 2003; Muriá y otros, 1997).

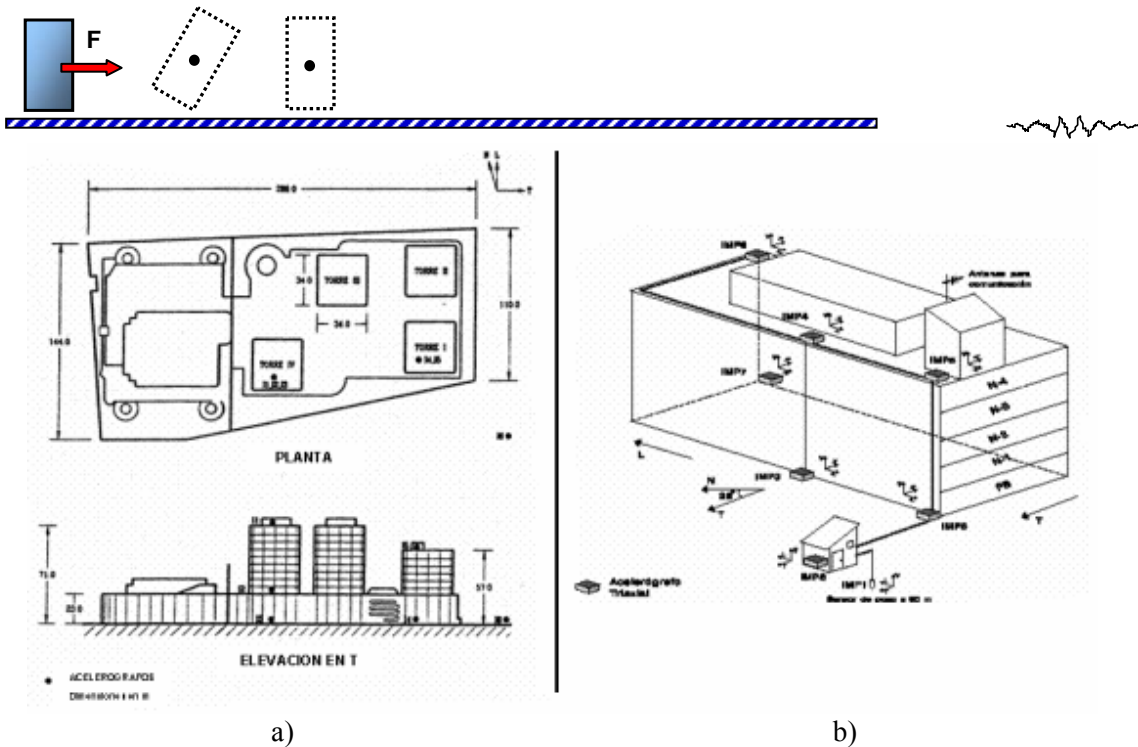


Figura 1.4.6.1 Vista esquemática edificios instrumentados PI (izquierda) y IMP (derecha)

Con fines ilustrativos se presentan y comparan gráficamente los resultados obtenidos a través del modelo de Miranda y Taghavi (2005), al evaluar la respuesta tanto del edificio PI (Torre IV) como IMP para el evento de origen de falla normal 110197, con las historias de aceleraciones registradas en azotea y en dirección transversal en cada uno de ellos (ver figura 1.4.6.2a y 1.4.6.2b). Se observa como el mismo evento produce en ambos sitios movimientos con características muy diferentes de intensidad, ordenadas espectrales, duración de la fase intensa, entre otros; esto es debido a las condiciones estructurales tanto del suelo como del edificio que soporta en cada caso. En la misma figura se presentan además los parámetros empleados en el modelo.

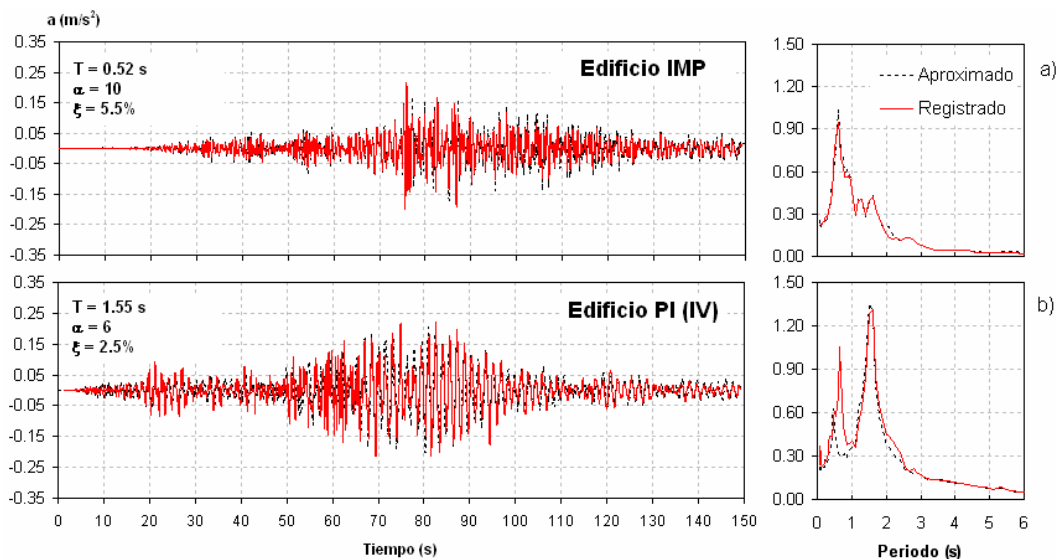


Figura 28 Historia de aceleraciones y espectro de piso en azotea para el evento 110197, dirección transversal del edificio a) IMP y b) PI



1.5 ALGUNOS RESULTADOS PARA ESTADOS UNIDOS

En este estudio se incluyen todos los edificios instrumentados tanto en el área de la bahía en San Francisco como en Los Ángeles. Aunque estos edificios son, en número, mucho más de los que se tienen instrumentados en la Ciudad de México, muy pocos son los que han registrado más de un sismo. Los del área de la bahía prácticamente solo han registrado el sismo de Loma Prieta en 1989 que aunque fue de magnitud moderada se sintió intensamente en esa zona provocando numerosos e importantes daños. En Los Ángeles se han sentido varios sismos aunque el que domina los registros es el de Northridge en 1994. Reinoso y Miranda (2005) muestran el comportamiento de los edificios altos en esta zona empleando las herramientas que en este trabajo se presentan.

Como ejemplo, en la figura 1.5.1 se muestra el estudio de un edificio en Sherman Oaks durante el sismo de Northridge donde se aprecia que la distribución de la aceleración pico con la altura del edificio es prácticamente constante, lo que contradice a lo esperado y predicho por los reglamentos como el NEHRP 97 y el propio del Distrito Federal. Se observa que la respuesta es mucho menor a la predicha por los reglamentos (línea punteada) y que el modelo analítico arroja resultados muy similares a lo observado (línea continua).

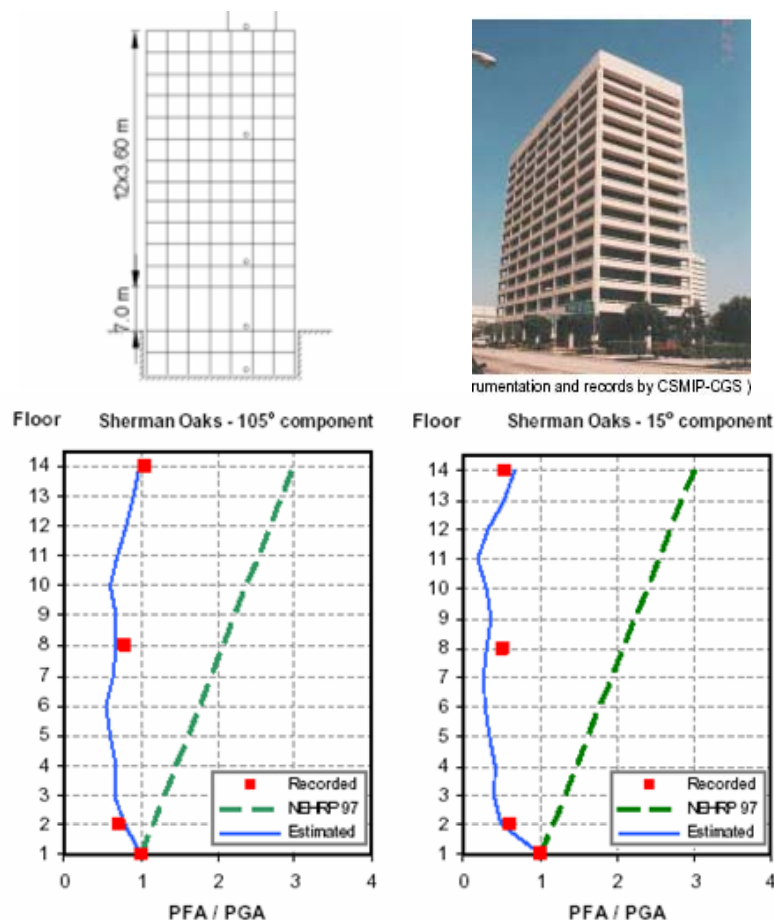


Figura 1.5.1 Respuesta observada (cuadrados) y calculada por el modelo (línea continua) para el edificio Sherman Oaks durante el sismo de Northridge



La figura 1.5.2 muestra la Torre Transamérica y la respuesta total que se obtuvo con el método aproximado en la azotea (línea gris) y la correspondiente contribución de los primeros seis modos de vibrar (línea negra) durante el sismo de Loma Prieta (componente NS); nótese que el cuarto modo es el que más contribuye a la respuesta total, seguido por el tercero y segundo modo y con muy pequeñas contribuciones del primero, quinto y sexto modo.

SF: 48 niveles

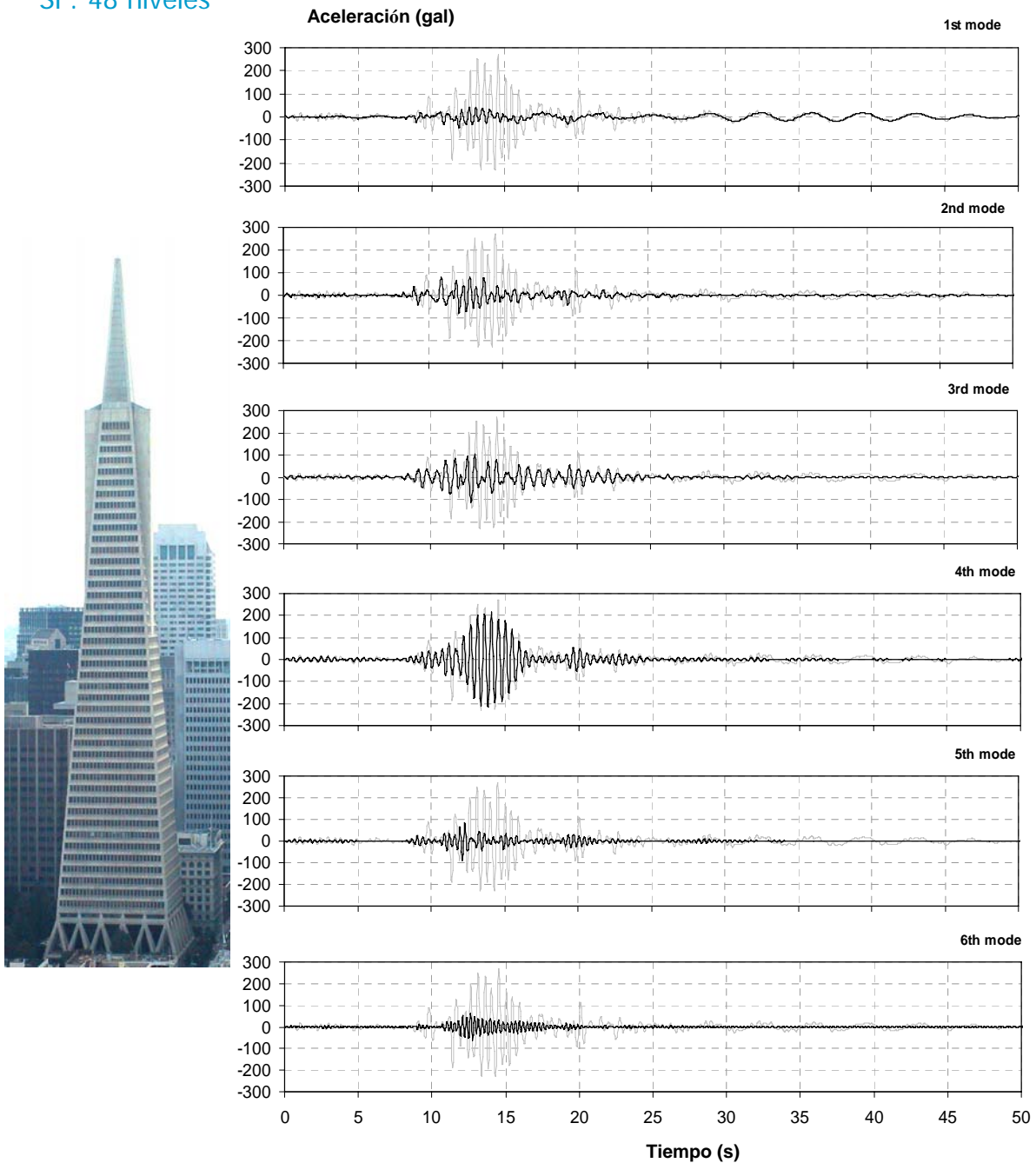


Figura 1.5.2 Respuesta de los seis primeros modos del edificio obtenidas con el modelo a partir de la comparación con la respuesta observada durante el sismo de Loma Prieta



Otro aspecto importante es mostrar la variación de la respuesta de un edificio que ha sido afectado por varios sismos. Este es el caso mostrado en la figura 1.5.3 donde se aprecian los espectros de respuesta de piso para cuatro sismos (componente EW) de diferentes características e intensidades. Para facilitar la comparación de espectros, se adoptó la misma escala en todas las figuras. Se observa que el espectro de piso puede cambiar significativamente en diferentes alturas y que su forma e intensidad pueden cambiar dramáticamente de sismo a sismo. De nuevo, las líneas negras corresponden al espectro de piso calculado a partir de las historias de aceleraciones registradas, mientras que las grises representan los resultados obtenidos con el método aproximado. A partir del método aproximado se pueden obtener muy buenas estimaciones de los espectros de piso para diferentes eventos sísmicos.

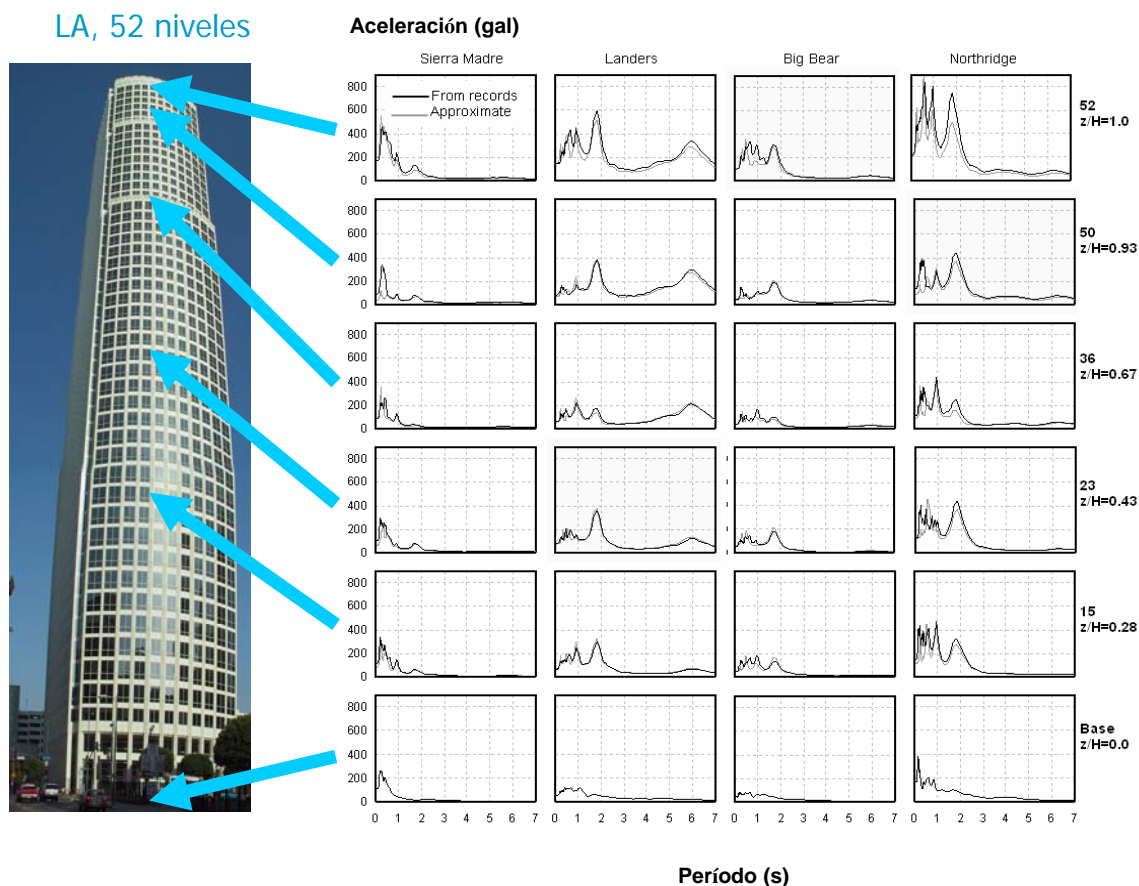
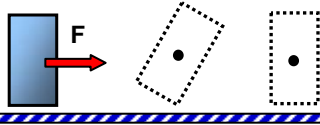


Figura 1.5.3 Edificio de 52 pisos en Los Ángeles donde se aprecian los espectros de respuesta de piso para cuatro sismos de diferentes características e intensidades

En la figura 1.5.4 se muestra la comparación de las aceleraciones máximas de piso calculadas en seis edificios a esas registradas durante los sismos de Loma Prieta y Northridge (componente NS). En la figura se identifican los edificios con dos letras, correspondientes a las iniciales del sitio donde se encuentran, seguidas por un número que indica su número de pisos. La amplificación es particularmente alta en dirección transversal (NS) de los edificios, donde la aceleración pico en la azotea es aproximadamente 4.5 veces mayor que la registrada en la base del edificio; en dirección longitudinal (EW) esta apenas llegó a ser del orden del doble. Se aprecia que ninguno de ellos



responde con el primer modo, y que la aproximación con el modelo analítico es razonable a pesar de solo requerir de tres parámetros.

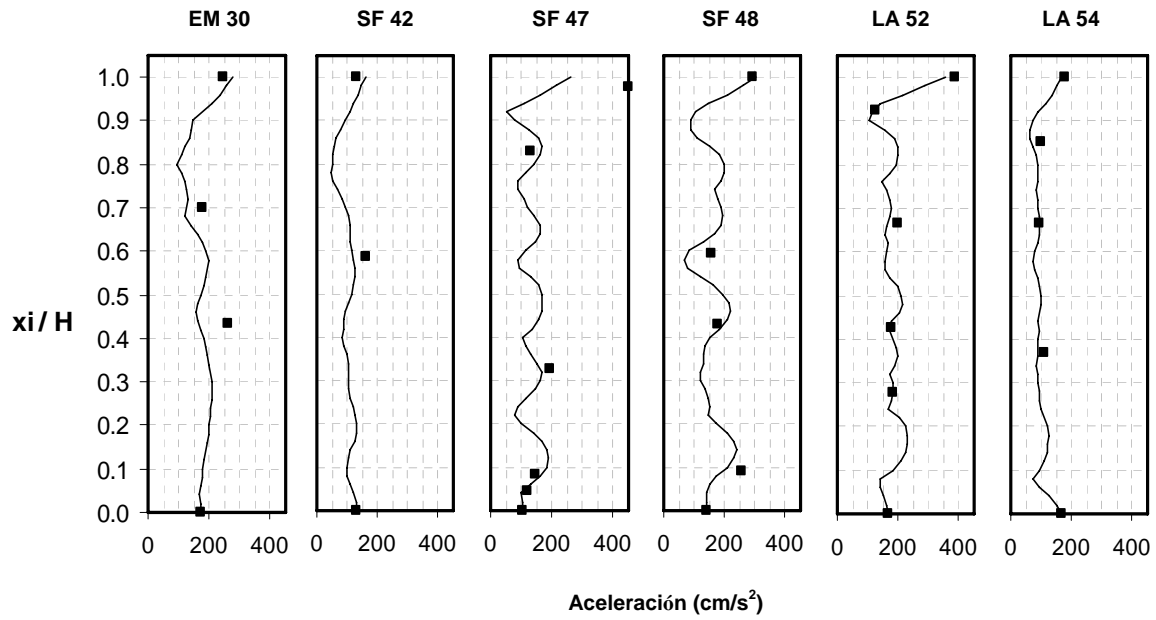


Figura 1.5.4 Edificios altos de Emeryville, Los Ángeles y San Francisco y sus respectivas aceleraciones pico con respecto a su altura normalizada



CAPÍTULO 2

RESPUESTA DINÁMICA DE CONTENIDOS

En los últimos años el tema de proteger no solo la estructura y vida de sus ocupantes, sino también de asegurar que ante eventos moderados los elementos “secundarios” no se vean afectados severamente ha sido tema de diferentes investigaciones, conferencias y debates que pretenden presentar resultados para modificar o proponer algunas provisiones en normas y códigos existentes. La esencia de todas estas investigaciones esta enfocada a concientizar a los diferentes grupos interdisciplinarios involucrados en un proyecto ingenieril a trabajar en conjunto asegurando una respuesta global estructura-contenidos satisfactoria. Diferentes investigadores han profundizado en el tema y a partir de estudios analíticos, probabilistas, numéricos y experimentales han planteado para contenidos: 1) criterios para iniciación de diferentes modos de respuesta desde el reposo, 2) condiciones límites para subsecuentes comportamientos durante sismos, 3) criterios de falla (volteo y deslizamiento) ante movimientos de ciertas características y 4) medidas efectivas para reducir su vulnerabilidad. Estas investigaciones plantean criterios para evaluar el comportamiento dinámico y graficar regiones de estabilidad de cuerpos rígidos ante un movimiento en su base; sin embargo en su mayoría, han enfocado su trabajo al efecto que intensidades pico provocan en la respuesta del cuerpo olvidando que además la frecuencia del movimiento puede provocar que el cuerpo se comporte de forma diferente a lo previsto. Adicionalmente, en la actualidad, el comportamiento de diferentes objetos se sigue modelando de forma simplista, considerando la respuesta de cuerpos rectangulares equivalentes y desconociendo el efecto de variaciones en masa o simetría del mismo.

Los resultados obtenidos en diferentes investigaciones han mostrado la no linealidad y la sensibilidad del fenómeno a pequeños cambios en los parámetros involucrados; sin embargo se ha observado que la respuesta de un cuerpo rígido sigue cierta tendencia, lo cual puede llevar a concluir sobre el efecto que cada uno de ellos tiene en su comportamiento. El propósito de esta sección es modelar y estudiar la respuesta de cuerpos rígidos, con diferentes relaciones de esbeltez y tamaño, ubicados en campo libre o en algún nivel de un edificio con ciertas características de estructuración; los eventos considerados como excitación van desde funciones analíticas moduladas en frecuencia y amplitud (pulso de Ricker, sinusoidal de amplitud constante y sinusoidal de amplitud variable), hasta sismos registrados en diferentes sitios del mundo o simulados para el valle de México. Se obtiene a partir de ello expresiones analíticas para estimar dimensiones críticas de volteo y deslizamiento máximos en contenidos.

2.1 MODELO SIMPLIFICADO DE CUERPOS RÍGIDOS

La respuesta de un cuerpo rígido prismático soportado por una superficie plana y horizontal fue modelado para cuatro posibles modos de respuesta: reposo, deslizamiento, deslizamiento – balanceo y balanceo. La formulación no lineal del problema describe el movimiento de un cuerpo arbitrario respecto a su centro de masa, en función de la historia de aceleraciones en su base, masa, momento de inercia y dimensiones geométricas. El análisis se desarrolla para un cuerpo rígido prismático de sección arbitraria el cual está apoyado sobre una superficie rígida y existe una interfase de cuyo coeficiente de fricción dependerá en gran parte el modo de respuesta desde el reposo, ver la figura 2.1.1.

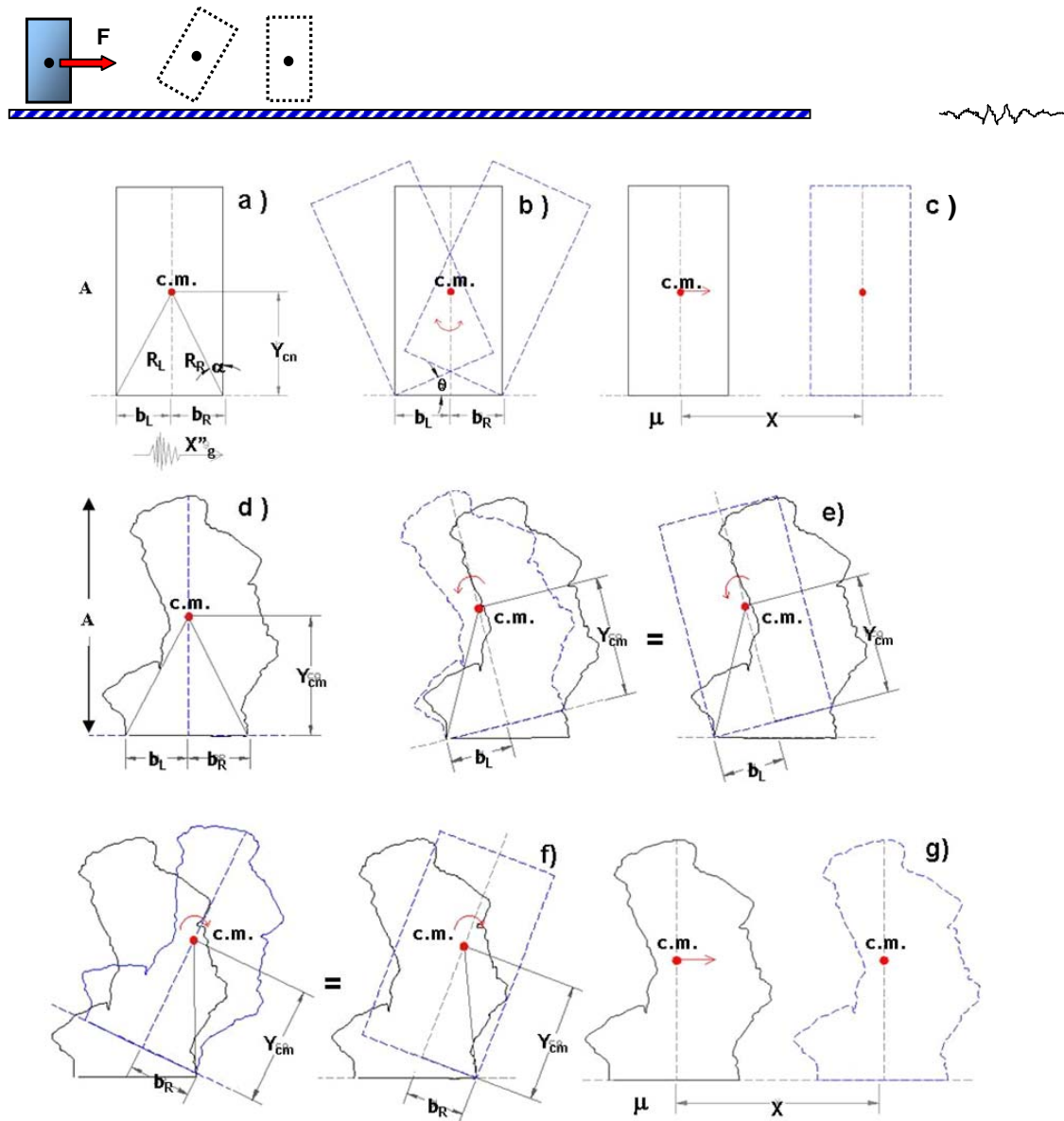


Figura 2.1.1 Geometría y comportamiento dinámico de cuerpos rígidos, rectangulares y de formas arbitraria, durante volteo y deslizamiento puro

De acuerdo a trabajos previos (Makriss y Roussos, 1998; Shenton et al., 1991a y 1991b), la formulación no lineal de la respuesta dinámica del cuerpo rígido respecto a su centro de masa (c. m.) esta dada por las ecuaciones 2.1.1 a 2.1.7, en función de la historia de aceleraciones horizontales en su base x_g'' , el giro en cada instante $\theta(t)$, el desplazamiento $x(t)$, la masa m , el momento de inercia rotacional ($J_o = I_x + I_y$), $R^2 = b^2 + h^2$, la esbeltez $\alpha = \tan^{-1}(b/h)$ y la fricción $\mu = \mu_k = \mu_s$. Los parámetros $B = 2b$ ($b = b_L$ ó $b = b_R$) y $A = 2h$ ($h = Y_{cm}$) corresponden al ancho y a la altura total de un cuerpo rectangular respectivamente (ver figura 2.1.1a, 2.1.1b y 2.1.1c), $\beta^2 = gR/J_o$, $\gamma = R^2/J_o$, $\eta = \mu S(\theta) \cdot S(x_o')$ y $S(\cdot)$ representa la función signo; x_o' corresponde a la velocidad del vértice en contacto con la superficie portante en el caso de deslizamiento – balanceo. Para cuerpos irregulares y asimétricos respecto al eje vertical que pasa por el centro de masa, $b_L \neq b_R$ (ver figura 2.1.1d). Para los cálculos numéricos $I_x = mA^2/12$ y $I_y = m(B)^2/12$ y por lo tanto $J_o = mR^2/3$ en el caso de bloques rectangulares o toma valores de $mR_L^2/3$ y $mR_R^2/3$ dependiendo del sentido de giro.



$$x'' + x_g'' = -S(x')\mu_k g \quad (2.1.1)$$

$$(mJ_o + mR^2)\theta'' = mR \cos(\alpha - |\theta|)x_g'' - S(\theta)mRg \sin(\alpha - |\theta|) \quad (2.1.2)$$

$$\theta'' + \beta^2 f_1(\theta, \theta' / \beta, x') = 0 \quad (2.1.3)$$

$$x'' + \beta^2 R f_2(\theta, \theta' / \beta, x') = -x_g'' \quad (2.1.4)$$

$$f_1(\theta, \theta' / \beta, x') = \frac{S(\theta) \cdot [\sin(\alpha - |\theta|) + \eta \cdot \cos(\alpha - |\theta|)] \cdot [1 - \gamma \cdot \cos(\alpha - |\theta|)] \cdot [\theta' / \beta]^2}{1 + \gamma \cdot \sin^2(\alpha - |\theta|) + \eta \cdot \gamma \cdot \sin(\alpha - |\theta|) \cdot \cos(\alpha - |\theta|)} \quad (2.1.5)$$

$$f_2(\theta, \theta' / \beta, x') = \frac{[\eta \cdot S(\theta) / \gamma] \cdot [1 - \gamma \cdot \cos(\alpha - |\theta|)] \cdot [\theta' / \beta]^2}{1 + \gamma \cdot \sin^2(\alpha - |\theta|) + \eta \cdot \gamma \cdot \sin(\alpha - |\theta|) \cdot \cos(\alpha - |\theta|)} \quad (2.1.6)$$

$$x'_o = x' + R \cdot \cos(\alpha - |\theta|) \cdot \theta' \quad (2.1.7)$$

Aquí se propone resolver estas ecuaciones a través del método de la diferencia central media, que se basa en una aproximación en diferencias finitas de las derivadas respecto al tiempo del desplazamiento (velocidad y aceleración); esto permite obtener la respuesta para el comportamiento del cuerpo rígido de forma más eficiente, considerando que otras subrutinas pueden ser procesos iterativos menos prácticos en términos de tiempo. La respuesta $\theta(t)$ y $x(t)$ en el instante de tiempo $t = i + 1$ se calculan a partir de la ecuación del movimiento, sus derivadas y la respuesta conocida en instantes de tiempo previos; en nuestro caso a partir de los valores en los instantes $t = i$ y $t = i + 1/2$ que corresponden a los pasos medios anterior y posterior al instante de interés i . Es posible emplear el método de la diferencia central, solo si se modifican los incrementos de tiempo de tal forma que $\Delta t = \Delta t_{i+1/2} = \Delta t_{i+1} - \Delta t_i$ y se redefinen los medios pasos para las velocidades.

Las diferentes soluciones obtenidas en este trabajo tienen en cuenta: 1) la pérdida de energía debido al impacto entre el cuerpo y la base; esto se hace a través de un coeficiente de restitución r dado por Makris y Roussos (1998), que depende de la esbeltez del bloque y que expresa que la velocidad angular después del impacto es una fracción de la que el cuerpo tenía antes del mismo, 2) el cuerpo comienza a balancearse en el momento en que supera un cierto límite de intensidad obtenido del equilibrio de momentos en el vértice en contacto con la superficie (Santa Cruz et al., 2000), 3) el modo de deslizamiento se inicia una vez que las fuerzas inerciales exceden la resistencia provista por la fricción (Shentón, 1990), 4) el coeficiente cinético de fricción es una fracción del estático y con fines prácticos se considera que tienen un valor constante durante toda la duración del sismo, 5) el deslizamiento continua hasta que la velocidad relativa del cuerpo respecto a la base es igual a cero e inicia de nuevo cuando se satisface la condición 3 y 6) sólo se consideró movimiento horizontal, lo que asegura que el cuerpo estará siempre en contacto con la superficie de apoyo y que la fuerza vertical que actúa en su centro de masa es siempre mayor que cero; el programa de computadora desarrollado y descrito en el CAPÍTULO 6 ya considera el movimiento vertical. Los numerales 2) y 3) corresponden a los límites mostrados en la figura 2.1.2; esta figura nos permite establecer que modo de respuesta desde el reposo inicia un cuerpo con ciertas características geométricas, para un cierto valor del coeficiente estático de fricción y un movimiento en su base con aceleración máxima normalizada respecto a la gravedad (A_g).

Para cuerpos de formas arbitrarias y respecto a dos ejes ortogonales que pasan por su centro de masa pueden suceder una de tres cosas: 1) existe simetría solo respecto al eje vertical, 2) existe



simetría solo respecto al eje vertical o 3) el cuerpo es asimétrico respecto a cualquiera de los dos ejes. En el primer caso la respuesta dinámica para un modo de respuesta que implique balanceo corresponderá a la de un cuerpo rectangular con ancho total $b_L + b_R$ y altura total $2 \cdot Y_{cm}$. En el segundo y tercer caso, esta se obtiene como la combinación de las respuestas tiempo a tiempo de dos bloques dependiendo del sentido en que rote el cuerpo rígido: cuando rota en sentido antihorario, la respuesta se asocia a la de un bloque rectangular de dimensiones totales $2 \cdot b_L$ y $2 \cdot Y_{cm}$ (ver figura 2.1.1e), mientras que cuando rota en sentido horario la respuesta se obtiene a través de un bloque rectangular equivalente de dimensiones $2 \cdot b_R$ y $2 \cdot Y_{cm}$ (ver figura 2.1.1f). El deslizamiento (ver figuras 2.1.1c y 2.1.1g) es independiente de la geometría del cuerpo.



Figura 2.1.2 Modos de respuesta de cuerpos rígidos desde el reposo

2.2 INFLUENCIA DE LA FRECUENCIA E INTENSIDADES PICO DE LA EXCITACIÓN

Eventos recientes han mostrado que sismos de magnitud moderada pueden producir daño y por lo tanto generar pérdidas importantes, asociadas a reparaciones o sustitución de contenidos, cuando ocurren cerca a grandes áreas urbanas o cuando el movimiento del suelo se filtra y amplifica desde la base de un edificio hasta el nivel donde se encuentra localizado. El impacto entre objeto y superficie portante, entre objeto y posibles obstáculos o entre objetos cercanos puede llegar a ser muy dañino en especial para contenidos muy frágiles, equipo mecánico o eléctrico con partes internas muy delicadas, objetos localizados en estantería y sistemas portantes, etc. Para asegurar adecuados niveles de protección de contenidos costosos e indispensables localizados en campo libre o dentro de edificios (hospitales, bodegas, industria, museos, etc.), debe ser posible predecir o estimar condiciones críticas de irregularidad y distribución espacial adecuada de los mismos considerando los sistemas estructurales típicos de construcción y la actividad sísmica presente en el sitio. Pensando en esto, los ingenieros de la práctica y múltiples disciplinas involucradas en el ámbito del diseño (propietarios, arquitectos, constructores, inspectores, etc.) necesitan herramientas simples que se puedan usar para evaluar y tomar medidas en pro de mitigar el daño no estructural. Preferiblemente, estas herramientas deben ser expresiones generales, provisiones de diseño o gráficas que en función de los principales parámetros que gobiernan el fenómeno en estudio, permitan predecir posibles modos de respuesta para que un objeto se comporte adecuadamente



durante sismos frecuentes (intensidades pequeñas) o en casos especiales, ante eventos excepcionales que pudieran presentarse. En esta sección se estudió separadamente la respuesta a volteo y deslizamiento de cuerpos rígidos estableciendo que parámetros son los que gobiernan su respuesta y planteando expresiones teóricas que permitan establecer en cada caso criterios para estimar su daño. Para ello se hizo un estudio paramétrico de la respuesta de bloques rectangulares sometidos a movimientos armónicos y eventos registrados con características particulares de contenido de frecuencia, aceleración y velocidad máxima.

2.2.1 Balanceo y volteo

Esta sección se dedicó a estudiar analíticamente la respuesta de bloques rectangulares, simplemente apoyados, sometidos a movimiento horizontal en su base y cuyo valor del coeficiente de fricción es tal que el más probable modo de respuesta desde el reposo es el balanceo y en algunos casos el volteo. Condiciones de interfase de este tipo son muy frecuentes tanto en campo libre como al interior de edificios pensando que muchos equipos, electrodomésticos, esculturas u otros objetos presentan apoyos de caucho o plástico y que el material de la superficie portante podría ser de concreto en el caso de pisos en bodegas o de vinil o tapete en el caso de departamentos, centros comerciales u oficinas; muchas otras combinaciones de materiales que encontramos diariamente pueden producir interfaces objeto/superficie portante con valores altos del coeficiente de fricción estático que sumados a relaciones h/b típicas para objetos (ver área sombreada figura 2.2.1.2) pueden provocar que su respuesta dinámica dominante desde el reposo sea balanceo. De acuerdo a lo planteado en el numeral 2.1, se evaluó el comportamiento dinámico de cuerpos rígidos rectangulares excitados por pulsos de ricker, movimientos sinusoidales de amplitud constante y variable, para diferentes valores de amplitud y frecuencia (ver figura 2.2.1.1). Análisis similares se llevaron a cabo para diferentes sismos registrados, sin escalar o escalados a un mismo valor de aceleración o velocidad máxima.

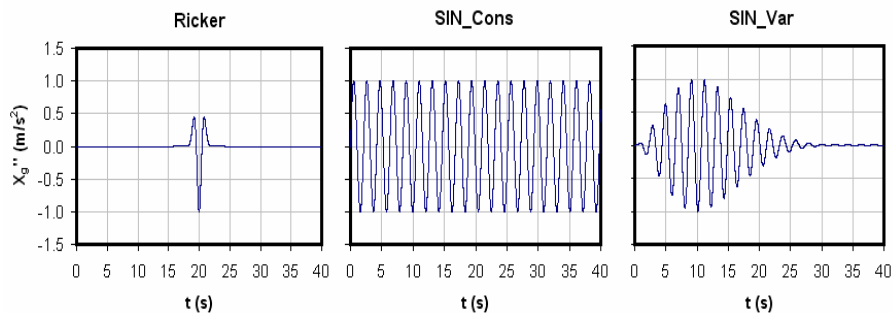


Figura 2.2.1.1 Movimientos analíticos usados en este estudio: pulso de Ricker (Ricker), función seno de amplitud constante (SIN_Cons) y función seno de amplitud variable (SIN_Var)

A partir de ello se obtienen, las aquí denominadas, curvas de volteo para cuerpos rectangulares de ancho $2b$ y altura $2h$ que indican regiones de estabilidad donde el cuerpo permanece en reposo (zona I), se balancea (zona II) o se voltea (zona III); la forma de estas curvas depende del tipo y las características del movimiento en su base. Un ejemplo de curvas de volteo para bloques rectangulares sometidos a un pulso de ricker se presentan en la figura 2.2.1.2; en la misma figura del lado derecho se propone un formato diferente para las mismas curvas el cual considera tanto la esbeltez del bloque dada por el parámetro α como su tamaño representado a través de R . Este formato propuesto para evaluar la estabilidad a volteo de un cuerpo rígido rectangular presenta las



siguientes ventajas respecto a metodologías basadas en la obtención de espectros de balanceo (Makris y Konstantinidis, 2003): 1) es posible interpolar entre líneas (valores de α) y curvas (valores de R) considerando para el movimiento en estudio todos los posibles casos que se puedan presentar y 2) permitirá graficar curvas de volteo para un sismo asociadas a diferentes valores de giro máximo θ_{max} y así considerar condiciones de impacto por balanceo con objetos cercanos o en espacios reducidos.

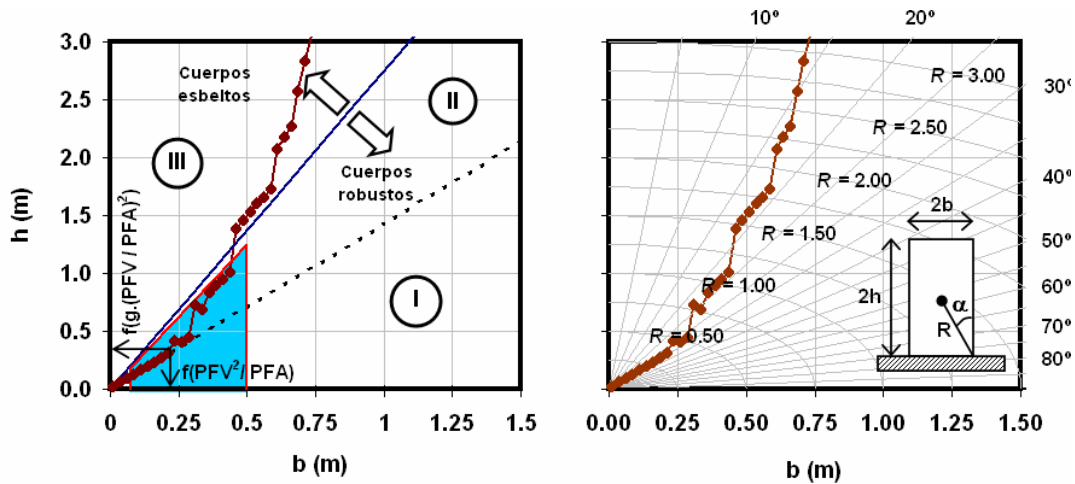


Figura 2.2.1.2 Curva de volteo para un bloque rectangular sometido a un pulso de Ricker

Durante este estudio se pudo: 1) evaluar el efecto que tanto las intensidades pico (velocidad máxima V y aceleración máxima A) como la frecuencia característica de un movimiento (w) tienen en la respuesta dinámica de bloques rectangulares y 2) proponer una expresión analítica que permita estimar las dimensiones críticas para un bloque rectangular ante cierto movimiento en su base. La figura 2.2.1.3 muestra el efecto que sobre cada movimiento analítico tiene un incremento de la frecuencia angular w (rad/s) y la ecuación 2.2.1.1 presenta el modelo propuesto para estimar curvas de volteo.

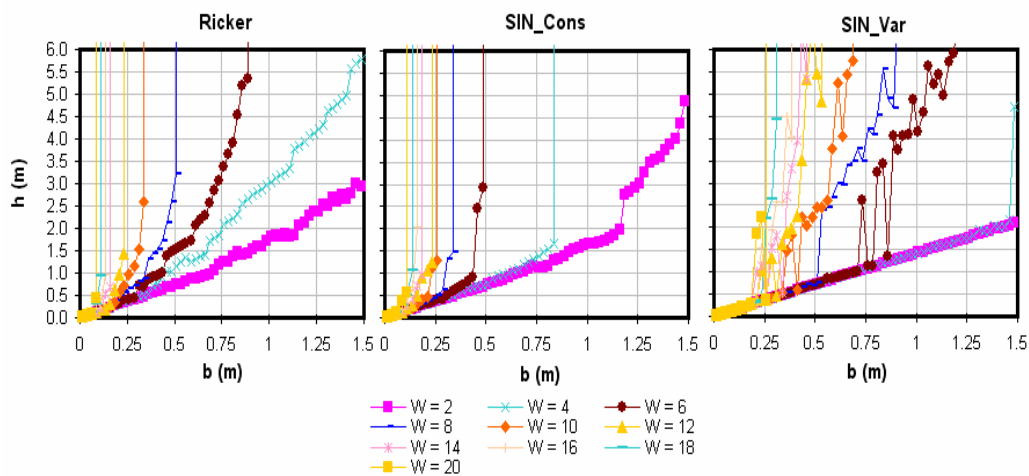


Figura 2.2.1.3 Curva de volteo para un bloque rectangular sometido a un pulso de Ricker



$$h = \max \left\{ \frac{b_v}{A} g \quad ; \quad e^{\beta o} \cdot g \left(\frac{b}{V} \right)^2 \right\} \quad (2.2.1.1)$$

Donde el parámetro adimensional βo es un ajuste logarítmico del tipo $c * \text{LN}(w) + d$. Valores promedio para los coeficientes c y d son 0.519 y 0.324 respectivamente.

Se analizaron modelos existentes para evaluar el volteo de cuerpos rígidos y se compararon con los resultados del modelo propuesto, observándose que el último, debido a que considera en conjunto los principales parámetros involucrados y no requiere iteraciones o aproximaciones numéricas, da resultados mejores o al menos más conservadores (ver figura 2.2.1.4). En la misma figura se presentan las historias de rotaciones en el tiempo del cuerpo rígido en estudio (circulo rojo) y se observa que el volteo del mismo se presenta solo durante los eventos Imperial Valley, San Fernando y Kobe registrados en las estaciones Centro, Pacoima y KJM000. Aunque otras metodologías usan los valores de rotación de un cuerpo para predecir el riesgo de volteo del mismo, en la mayoría de los casos es mucho más práctico conocer las dimensiones para las cuales este rotaría ante un movimiento con ciertas características particulares; Figuras como la 2.2.1.2 y 2.2.1.4 proveen a los ingenieros de una simple y práctica herramienta para establecer su vulnerabilidad. Mientras que para la estimación de aceleración y velocidad máxima de un movimiento para el modelo propuesto se tiene un valor más preciso, la frecuencia característica de un movimiento presenta mayor grado de incertidumbre y se requieren entonces con fines comparativos diferentes medios para estimarla, en este caso se consideraron cinco teorías diferentes de la literatura. Más detalles de cada uno de los puntos y resultados brevemente mencionados sobre volteo de cuerpos rígidos, pueden observarse en el APÉNDICE I-1 al final de este trabajo.

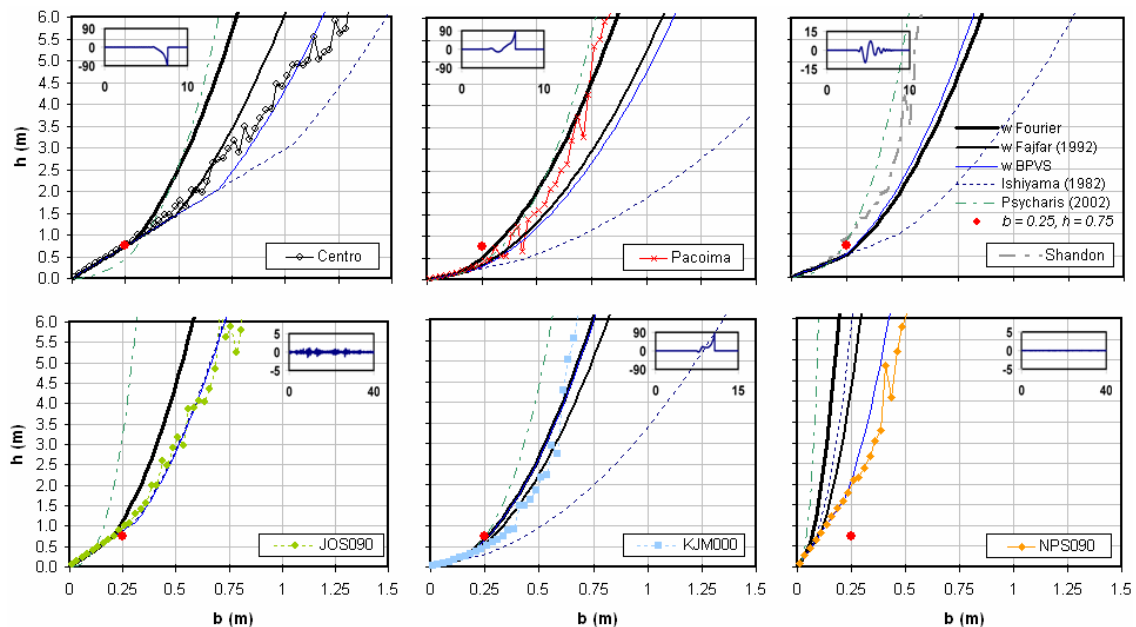


Figura 2.2.1.4 Curvas de volteo obtenidas para un bloque rectangular sometido a 6 eventos registrados, usando: w obtenida por tres diferentes metodologías y los resultados del modelo de Ishiyama (1982) y Psycharis (2002)



2.2.2 Deslizamiento puro

Esta sección se dedicó a estudiar analíticamente la respuesta de bloques rectangulares, simplemente apoyados, sometidos a movimiento horizontal en su base y cuyo valor del coeficiente de fricción es tal que el más probable modo de respuesta desde el reposo es el deslizamiento. Al igual que en la sección 2.2.1, acá podemos indicar que existen interfases objeto/superficie portante que presentan valores pequeños del coeficiente de fricción estático que sumados a relaciones h/b con valores inferiores al límite dado en la figura 2.2.1.2 por la línea continua mas gruesa, provocan que el principal modo de respuesta desde el reposo sea deslizamiento; algunos casos frecuentes corresponden a objetos como lockers, estantes, UPS o equipo fijo quirúrgico con base metálica soportados sobre superficies lisas (pisos de loseta) o equipo de laboratorio montado sobre mesones de acero inoxidable o recubierto con loseta.

Existen muchos parámetros involucrados en el deslizamiento de un cuerpo rígido y sería deseable considerarlos todos en conjunto, pero lo más apropiado con fines investigativos es estudiar separadamente aquellos que influyen de forma significativa a su respuesta dinámica. Investigaciones previas se han enfocado sobre las intensidades pico de un movimiento olvidando que el contenido de frecuencias puede influir a que el cuerpo responda de forma diferente a la esperada, se han limitado a plantear expresiones a partir de funciones impulsivas que muy poco tienen que ver con el movimiento que se presenta en suelos blandos como el que existe en Ciudad de México o se basan en procedimientos probabilistas que dan valores medios para los desplazamientos en la superficie portante del cuerpo rígido lo cual en muchas ocasiones no es conservativo. Los principales logros de esta parte de la investigación son: 1) evaluar el efecto que intensidades pico y frecuencia característica tienen sobre el deslizamiento de contenidos y 2) proponer una expresión analítica para estimar deslizamientos máximos de bloques rectangulares ante un movimiento en su base.

Las figura 2.2.2.1 y 2.2.2.2 presentan curvas típicas obtenidas para medir valores de deslizamiento máximo en contenidos en función de dos de los principales parámetros involucrados en el fenómeno: la fricción y la aceleración máxima del movimiento en la base de un objeto. En el caso de la fricción y como se indico previamente se consideran los mismos valores para el caso estático como dinámico, sin embargo si se conocen curvas carga – desplazamiento para prototipos experimentales es posible considerar valores independientes dentro del modelo planteado en este trabajo (ver sección 2.1).

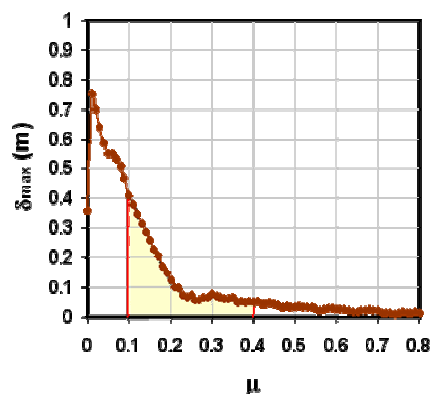


Figura 2.2.2.1 Curvas típicas de deslizamiento obtenidas para un bloque rectangular

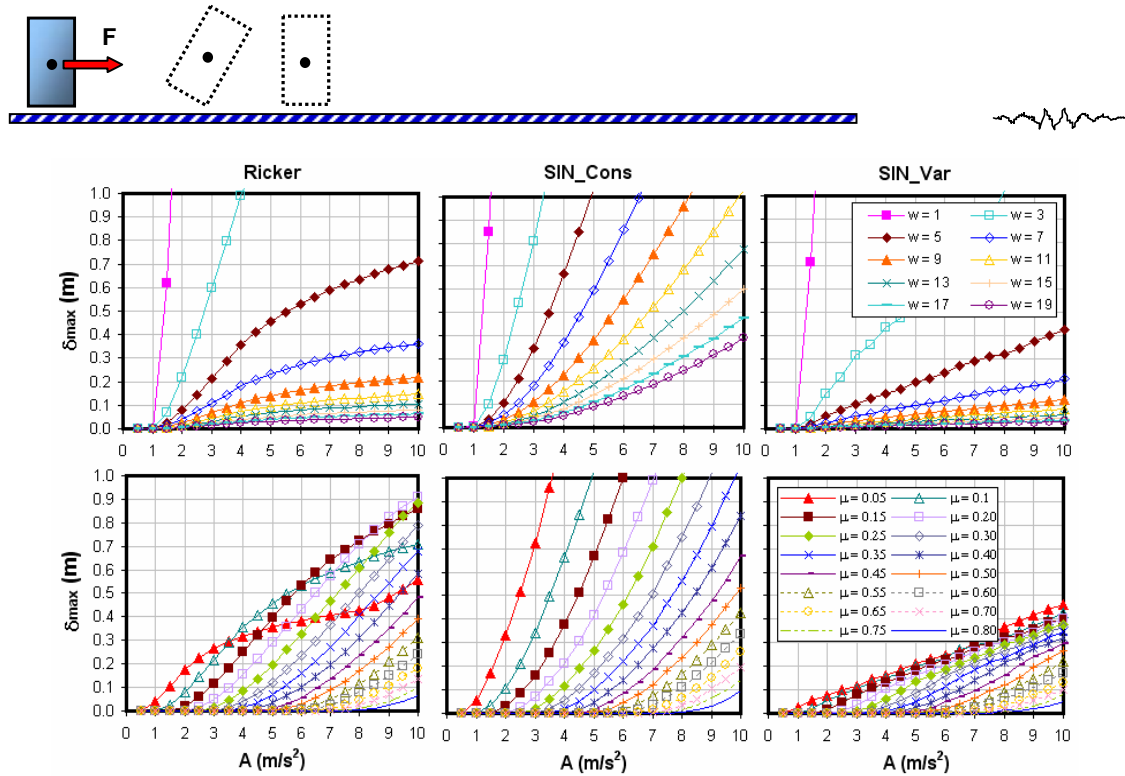


Figura 2.2.2.2. Deslizamiento de cuerpos rígidos sometidos a los movimientos analíticos considerados en esta investigación para a) $\mu_s = 0.1$ y b) $w = 5$ rad/s

El modelo analítico propuesto para estimar deslizamientos máximos, dado un movimiento y un coeficiente de fricción μ para un sistema objeto/superficie portante, considera los valores presentes de A , V y w . La ventaja de este modelo es que involucra explícitamente la frecuencia característica de la excitación. Los parámetros a_i y b_i ($i = 1, 2$ y 3) están en función de w , aunque se vio que usando valores promedio de los mismos (ecuaciones 2.2.2.4 y 2.2.2.5) en el caso de sismos se obtienen resultados similares.

$$\delta_{\max} = AF \cdot a \cdot \left(\frac{A}{\mu \cdot g} \right)^b \cdot \left(\frac{V^2}{2g} \right) \cdot \left(\frac{1}{\mu} - \frac{g}{A} \right) \quad (2.2.2.1)$$

$$a = \frac{1}{a_1 + a_2 \cdot \mu + a_3 \cdot \mu^2} \quad (2.2.2.2)$$

$$b = \frac{1}{b_1 + b_2 \cdot \mu^{b_3}} - 6 \quad (2.2.2.3)$$

$$\bar{a} = \frac{1}{0.0867 + 1.1267 \cdot \mu - 0.2422 \cdot \mu^2} \quad (2.2.2.4)$$

$$\bar{b} = \frac{1}{0.1783 - 0.0716 \cdot \mu^{1.4317}} - 6 \quad (2.2.2.5)$$

$$AF = 0.0771 \cdot (1.0231)^{-\frac{1}{\mu}} \cdot \left(\frac{A}{g} \right)^{\frac{0.00245 - 0.4005 \cdot \mu}{\mu}} \quad (2.2.2.6)$$



La figura 2.2.2.3 presenta curvas de deslizamiento para sismos registrados en diferentes estaciones (Centro, Pacoima, DZC270, SCT, Sylmar, ASTU270) acelerométricas y la comparación con modelos propuestos en trabajos previos y el planteado en esta investigación. Más detalles de cada uno de los puntos y resultados brevemente mencionados sobre deslizamiento de cuerpos rígidos, pueden observarse en el APÉNDICE I-2 al final de este trabajo; este corresponde a un artículo que está siendo preparado para ser enviado a una revista arbitrada. El modelo propuesto da tendencias más razonables en las curvas μ / δ_{max} debido a que para valores muy pequeños del coeficiente de fricción los desplazamientos tienden al valor máximo del suelo; los valores de deslizamiento incrementan conforme las fuerzas en la interfase son transmitidas desde la superficie portante (p. e. campo libre o cierto nivel dentro de un edificio) hacia el cuerpo rígido y después de cierto valor de μ , esas fuerzas y cambios en el incremento de la velocidad no son suficientes para sostener esta tendencia y los desplazamientos decrecen. Trabajos previos desprecian este efecto y entonces pueden predecir valores erróneos en el límite más bajo ($\mu \cong 0$).

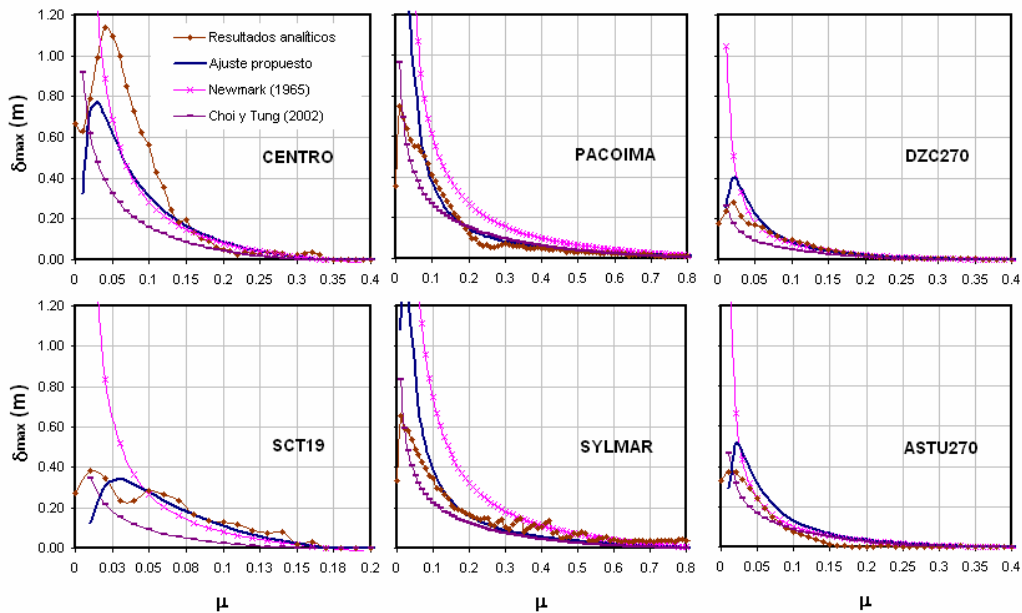


Figura 2.2.2.2. Curvas de deslizamiento para cuerpos rígidos ante sismos registrados por diferentes estaciones y comparación con modelos previos y con el propuesto



CAPÍTULO 3

CONTENIDOS LOCALIZADOS DENTRO DE EDIFICIOS

Estudios detallados de las fuentes sísmicas que afectan Ciudad de México indican que se pueden presentar eventos con diferentes tipos de mecanismos de falla y que tanto sus caídas de esfuerzos, como sus momentos sísmicos y magnitudes serán variables. Debido a ello, el movimiento en Ciudad de México varía dependiendo de su origen (subducción o falla normal), lo cual se refleja tanto en la duración como en el contenido de frecuencias en un sitio y es por lo tanto de esperar que los efectos sobre estructuras y sus contenidos sean muy diferentes. En general, la respuesta dinámica de objetos localizados en campo libre puede ser muy diferente a la obtenida en niveles superiores de edificios, esto es debido a que las intensidades y contenidos de frecuencias de la excitación en su base cambian debido a que la estructura actúa como un filtro de la señal de excitación. Adicionalmente, otros factores como el sistema estructural, el sitio donde está localizado el edificio o las fuentes sísmicas que provocan peligro en el sitio deben tomarse en cuenta.

Como se vio en los CAPÍTULOS 1 y 2 ciertos contenidos pueden modelarse como bloques rectangulares bajo ciertas simplificaciones y consideraciones que tienen en cuenta sus propiedades geométricas y la interfase con la superficie portante; así mismo, los movimientos amplificados en niveles superiores y que serían las excitaciones para objetos allí, pueden estimarse empleando modelos simplificados del edificio previamente calibrados.

Aunque los contenidos pueden responder dinámicamente de diferentes formas, el balanceo y probable volteo resulta ser uno de los modos menos deseables y más riesgosos, afectándolos parcial (componentes sensibles de equipo eléctrico y mecánico) o totalmente (objetos frágiles como cristalería, objetos de arte o vitrinas). Sumado a esto, es bien sabido que en la práctica, es muy frecuente encontrar condiciones de interfase (objeto / superficie portante) con valores de coeficiente de fricción altos que promueven este modo de respuesta.

En esta sección se estudia la respuesta dinámica de contenidos en el interior de edificios localizados en diferentes sitios de Ciudad de México. Se consideraron edificios cuya resistencia sísmica lateral está dada por muros de cortante o marcos resistentes a momento, con diferentes períodos estructurales, un amortiguamiento del 5% y afectados por eventos registrados o simulados provenientes de diferentes fuentes sísmicas. Hasta donde se sabe, este estudio es el primero donde el efecto del sistema estructural del edificio, la posición del objeto y la fuente sísmica de donde proviene la excitación son incluidos tratando de entender el volteo de contenidos dentro de edificios. Trabajos previos se han enfocado en estudiar separadamente el balanceo de cuerpos rígidos derivando expresiones analíticas para predecir su condición crítica o establecer un modo de respuesta desde el reposo (Shenton, 1996; Shao y Tung, 1999; Taniguchi, 2002; Aydin, 2006), en proponer criterios de volteo (Ishiyama, 1982 y 1984; Santa Cruz et. al, 2000; Aydin y Tung, 2001; Psycharis et. al; 2002; Makris y Konstantinidis, 2003), o en plantear prácticas metodológicas o discusiones para prevenir o conocer la vulnerabilidad de un objeto ante un movimiento en su base (Agbajian, 1990; Augusti, 1992).

Estudios de este tipo permitirán modificar filosofías y objetivos de diseño existentes, incorporar procedimientos específicos para evaluar condiciones de servicio y verificar la funcionalidad “inherente” de sistemas estructurales típicos de edificios; todo ello para reducir las dificultades al tratar de asegurar un adecuado comportamiento no estructural y las incertidumbre existentes en los



procedimientos de diseño de códigos y normas, en los cuales no se considera el comportamiento del sistema edificio/contenidos, sino que se proponen medidas constructivas y de protección de forma individual.

3.1 SITIOS, FUENTES SÍSMICAS Y EVENTOS FUTUROS

La figura 3.1.1 muestra los epicentros (círculos) de los eventos simulados empleando el método de desagregación probabilista propuesto por Jaimes (2006), provenientes de las fuentes sísmicas de Guerrero y Profundidad Intermedia Centro y asociados a la intensidad que se puede presentar en terreno firme (sitio CU) y suelo blando (SCT) para un período de retorno de 125 años. En la misma figura se indican magnitudes y distancias epicentrales para estos eventos dependiendo del sitio en Ciudad de México para el cual fueron simulados. En la misma figura se indican con triángulos y cuadrados los epicentros de eventos de falla normal y subducción registrados entre los años 1985 y 2000, tanto en suelo blando como terreno firme de Ciudad de México y asociados a períodos de retorno entre 15 y 50 años correspondientes a niveles de servicio (Reyes, 2002; Jaimes, 2003). Es de particular interés estudiar el efecto que eventos con diferentes períodos de retorno tienen sobre la respuesta de edificios y por lo tanto en sus contenidos, debido a que los códigos y normas actuales recomiendan que los primeros deben ser construidos de acuerdo a su uso para así cumplir con un objetivo de diseño tratando que ambos no se dañen más allá de niveles que permitan su correcto funcionamiento.

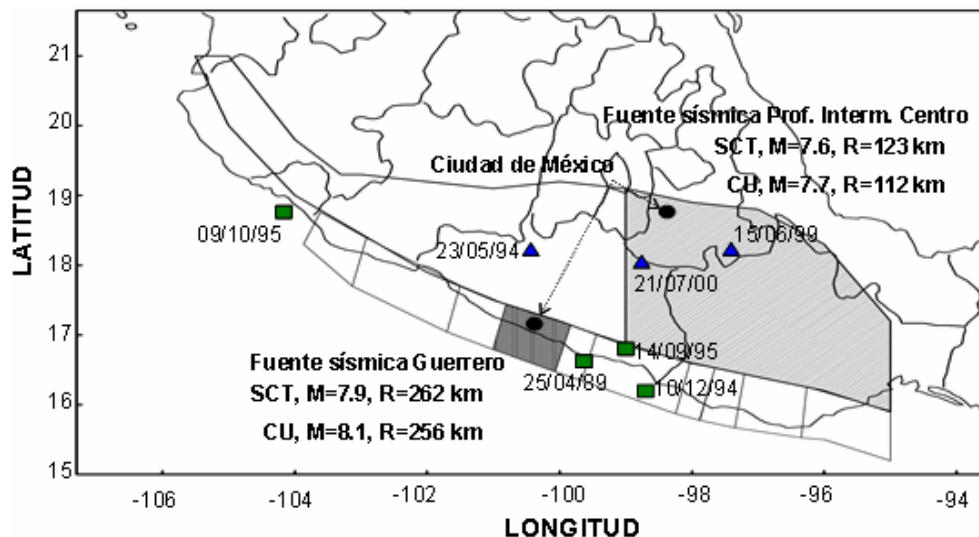


Figura 3.1.1 Localización de los eventos de subducción (rectángulos) y de falla normal (triángulos) utilizados en este estudio. Epicentros (círculos) y valores esperados de M y R para generar eventos simulados en CU y SCT cuya aceleración máxima del suelo corresponde a un periodo de retorno de 125 años.

La figura 3.1.2 muestra los eventos simulados considerados en esta investigación. Aunque en un mismo sitio (CU o SCT) la intensidad para un período de retorno es la misma, el tipo de sismo (subducción o falla normal) determina la duración y el contenido de frecuencias del movimiento. Se encontró que estos parámetros son determinantes para definir que tan inclinadas o acostadas son las curvas de volteo (ver figura 2.2.1.2) y por lo tanto que movimiento es el que podría ser crítico para



un determinado cuerpo rígido. En la misma figura es posible observar que mayores intensidades se observan en suelo blando de Ciudad de México (1.78 m/s^2) respecto a las simuladas en terreno firme (0.72 m/s^2).

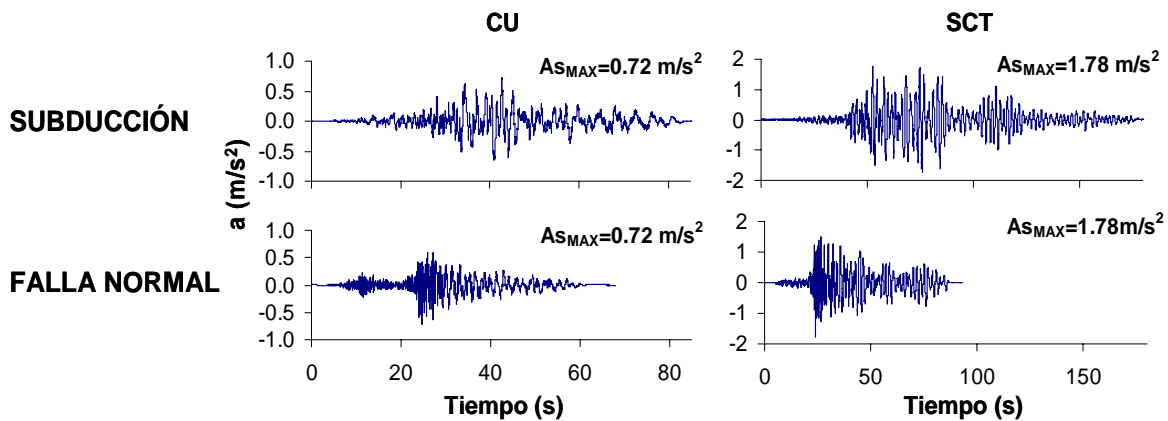


Figura 3.1.2 Acelerogramas simulados empleados en este estudio para terreno firme y suelo blando de Ciudad de México.

3.2 AMPLIFICACIÓN Y EFECTO DE LAS INTENSIDADES PICO DEL SUELO EN EL VOLTEO DE CUERPOS RÍGIDOS

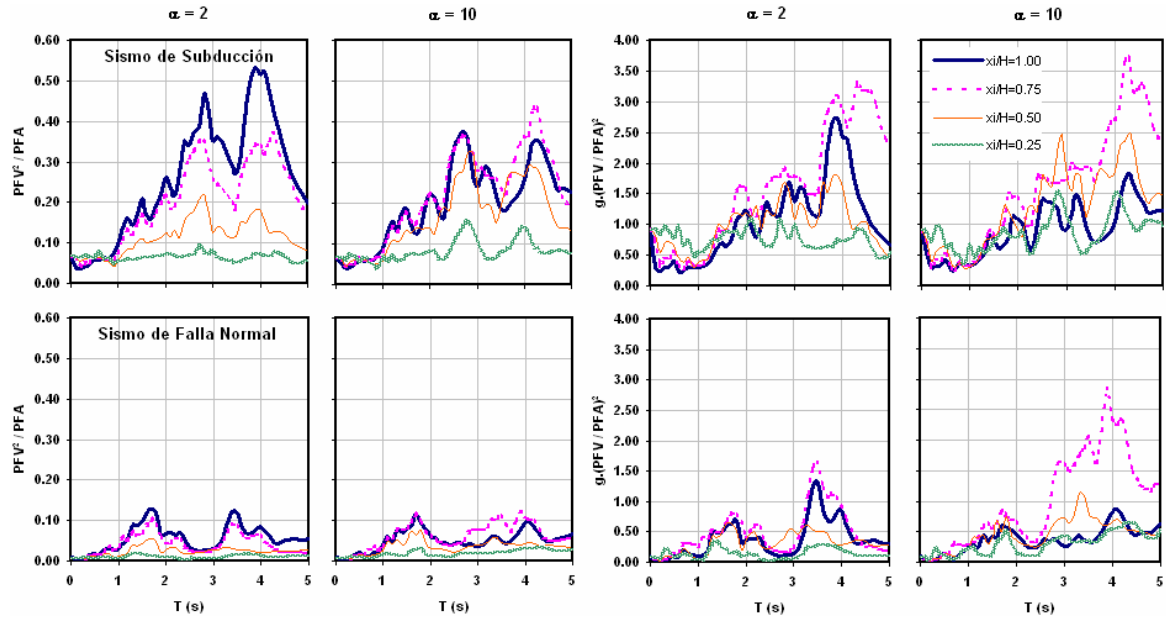
Empleando el modelo simplificado para edificios descrito en el CAPÍTULO 1 de este trabajo, se obtuvieron los movimientos en sus diferentes niveles y se estimaron los valores de aceleración (PFA) y velocidad máxima (PFV); cuando estamos en campo libre $PFA = PGA$ y $PFV = PGV$. Así mismo se obtuvieron las relaciones de amplificación de cada uno de los parámetros respecto al valor máximo para los movimientos en campo libre o en la base del edificio.

Durante esta investigación se determinó que el volteo de cuerpos rígidos está fuertemente influenciado por el valor de las relaciones PFV^2/PFA y $g \cdot (PFV/PFA)^2$ que representan las coordenadas X y Y de un punto límite en la figura 2.2.1.2 bajo el cual quien controla es la aceleración máxima y sobre el cual quienes dominan el comportamiento dinámico del cuerpo rígido son la velocidad máxima y la frecuencia característica del movimiento. En el caso de contenidos dentro de edificios, para los movimientos registrados y simulados considerados y debido a las restricciones de alturas típicas de entrepiso (2.5 a 3.0 m), las curvas de volteo están restringidas por un valor de $h = 1.5 \text{ m}$ (altura media del cuerpo rígido) y tienden a presentar una forma muy lineal hasta allí, por lo cual el efecto de la frecuencia característica no es representativo para anchos de contenidos típicos ($2b < 1.0 \text{ m}$).

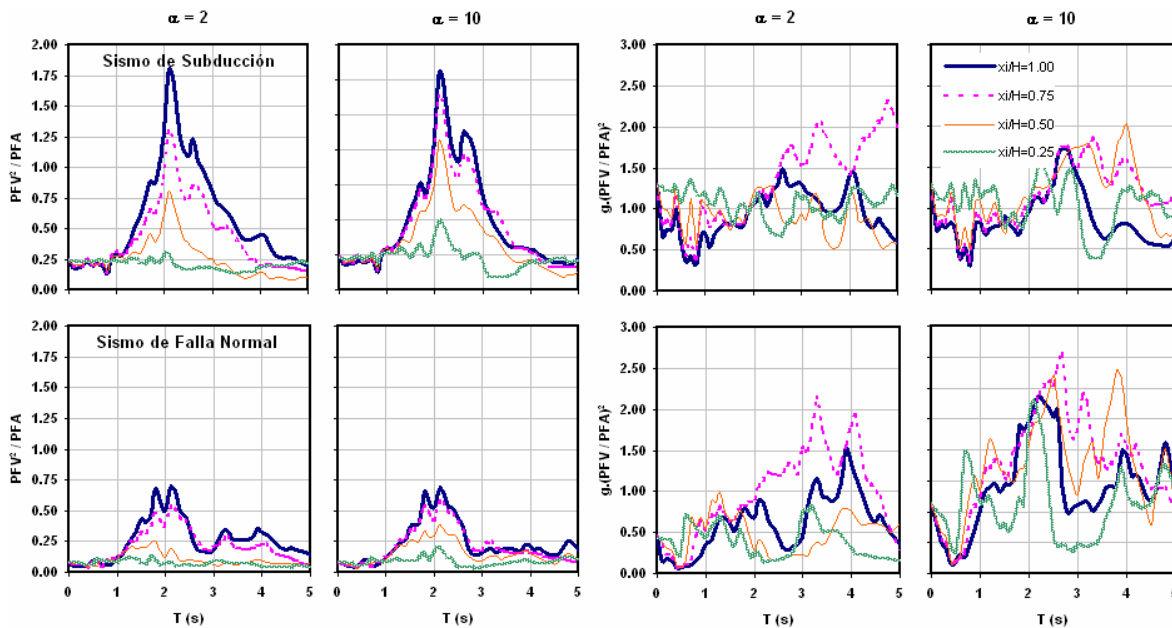
La figura 3.2.1 presenta los valores de las relaciones PFV^2/PFA y $g \cdot (PFV/PFA)^2$ en diferentes niveles de edificios estructurados en base a marcos ($\alpha_S = 10$) y muros resistentes a carga lateral ($\alpha_S = 2$) para los eventos simulados de diferentes orígenes. Este tipo de figuras permite predecir que tan pendientes serán las curvas de volteo asociadas a dos movimientos diferentes: 1) para un mismo valor de PFV^2/PFA será más dañino el movimiento con un valor de $g \cdot (PFV/PFA)^2$ menor, 2) para un mismo valor de $g \cdot (PFV/PFA)^2$ será más dañino el movimiento con un valor mayor de PFV^2/PFA



y 3) para valores similares de las relaciones PFV^2/PFA y $g \cdot (PFV/PFA)^2$, el movimiento más dañino será aquel con un valor de la frecuencia característica (ω) menor (ver figura 3.2.2).



a)



b)

Figura 3.2.1 Valores de PFV^2/PFA y $g \cdot (PFV/PFA)^2$ a diferentes fracciones de la altura total de edificios (x_i/H) con muros y marcos estructurales, sometidos a eventos simulados de subducción y falla normal de a) terreno firme (CU) y b) suelo blando (SCT) de Ciudad de México.

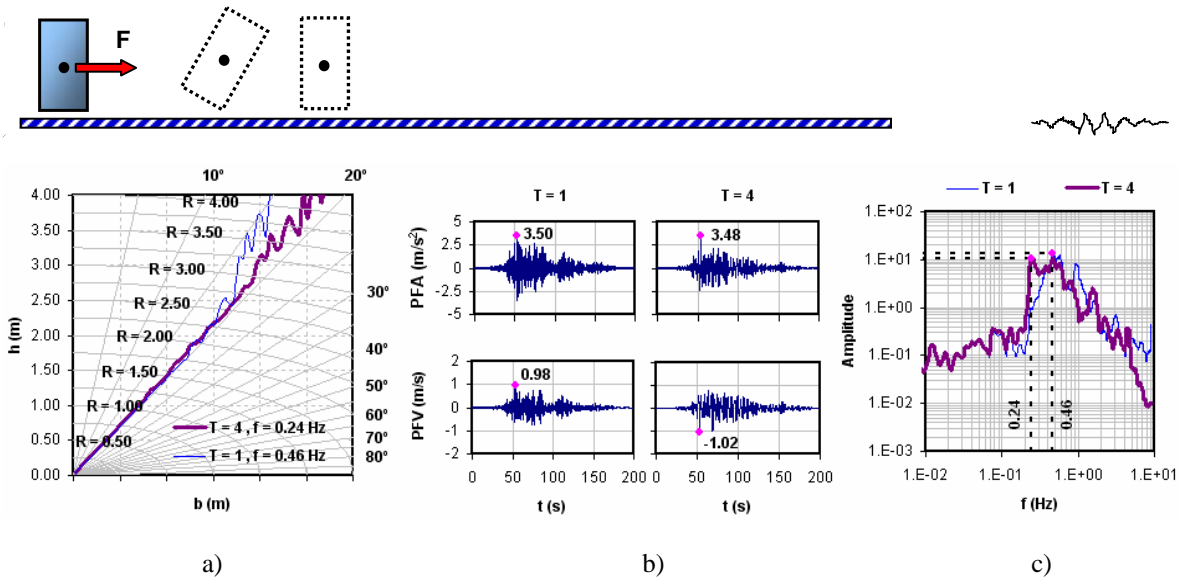


Figura 3.2.2 Comparación de dos movimientos con intensidades pico muy similares, calculados en la azoteas de edificios de marcos estructurales, con períodos de 1 y 4 segundos, localizados en SC y sometidos al evento simulado de subducción: a) curvas de volteo, b) historias de aceleración y velocidad y c) espectros de Fourier.

3.3 INFLUENCIA DEL MECANISMO DE FALLA, PERÍODO ESTRUCTURAL Y TIPO DE ESTRUCTURACIÓN EN EL VOLTEO DE CUERPOS RÍGIDOS

Esta sección esta dedicada a evaluar de qué forma, algunos factores externos o parámetros involucrados en el modelamiento de la respuesta de la estructura y sus contenidos, afectan su respuesta dinámica. La idea es evaluar cuando y como pueden provocar condiciones de inestabilidad en contenidos. Se consideran: el tipo y origen del movimiento (subducción o falla normal), el periodo y el sistema lateral resistente del edificio, la localización del contenido dentro del edificio y finalmente sus características geométricas.

Respecto a los eventos simulados de subducción y falla normal, se observó que el primero es más dañino provocando que tanto en campo libre como en diferentes fracciones de la altura de edificios las curvas de volteo fueran más acostadas (ver figura 3.3.1). Esto no es una regla general y se observó que durante eventos registrados de origen similar (ver figura 3.1.1) algunos movimientos de falla normal podrían en más riesgo a los contenidos en cierto nivel de un edificio; en el caso de los eventos simulados esta aparente tendencia se presenta debido a que en un sitio (CU o SCT) e independientemente de su origen, estos presentan la misma aceleración pico (*PGA* o *PFA* según el caso) pero los de falla normal tienen valores mayores de *PGV* y *PFV* produciendo curvas de volteo más empinadas. Por lo menos para los edificios analizados, los valores de las relaciones PFV^2/PFA y $g \cdot (PFV/PFA)^2$ de un movimiento dan un panorama más claro respecto al volteo de contenidos independientemente de si es simulado o registrado. Además la figura 3.3.1 muestra que el volteo de contenidos dentro de un edificio depende de su período estructural; en este caso, se ve que la tendencia es que las curvas de volteo sean mas acostadas a medida que el período estructural incremente (estructura más flexible) independientemente del origen del movimiento en la base del edificio.

Debido a las pequeñas intensidades de los eventos registrados, que aún siendo amplificadas en altura del edificio no toman valores importantes, las curvas de volteo asociadas son muy empinadas y por lo tanto solo contenidos muy esbeltos ($< 15^\circ$) podrían voltearse durante dichos movimientos (ver figura 3.3.2).

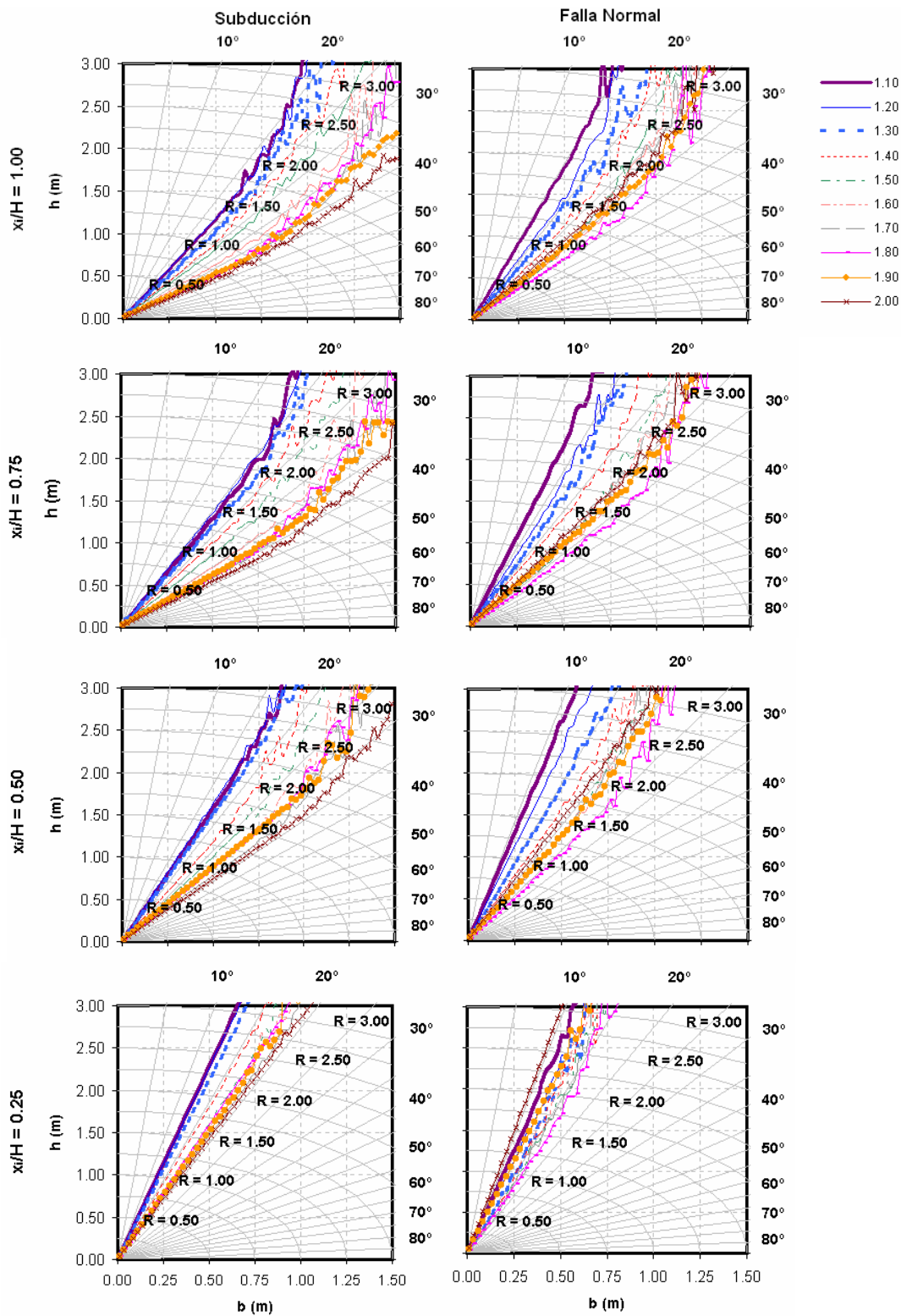


Figura 3.3.1 Curvas de volteo en edificios de marcos estructurales, localizados en suelo blando de Ciudad de México, con períodos estructurales entre 1.10 y 2.0 segundos y sujetos a eventos de subducción y falla normal simulados.

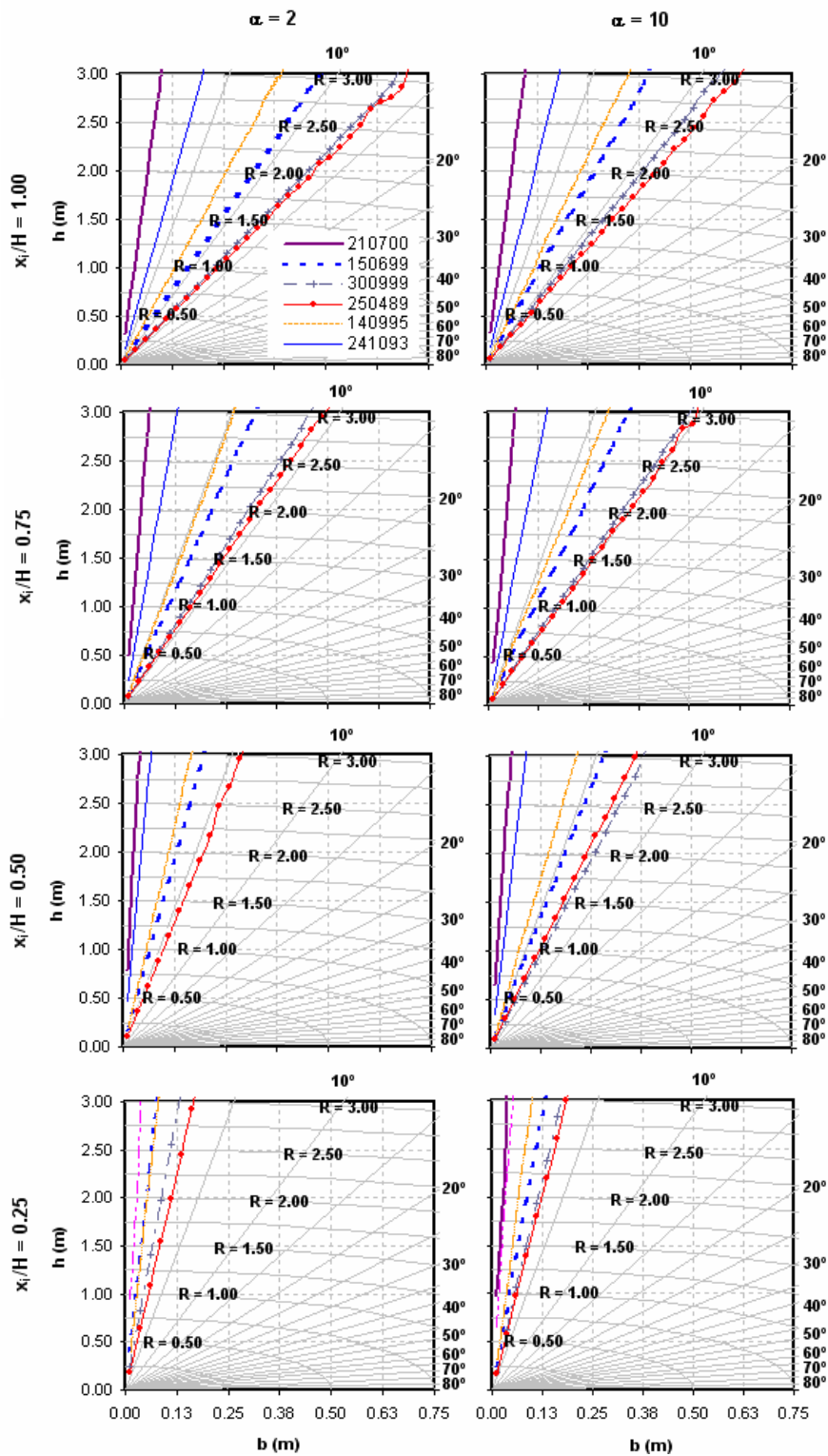


Figure 3.3.2 Curvas de volteo para edificios con muros y marcos estructurales, localizados en suelo blando de Ciudad de México, con un período estructural de 2 segundos y sometidos a eventos registrados de diferentes orígenes.



Para los eventos simulados fue observado, que en el caso de volteo de contenidos en edificios el efecto del sistema estructural, dado por un valor de α_s , no es importante para estructuras con valores de $T < 1.5$ segundos; esto se debe a que son estructuras muy rígidas que “reproducen” en niveles superiores la excitación de su base (ver figura 3.3.3). Además en la figura 3.2.1 se puede ver que en tales casos las relaciones PFV^2/PFA y $g \cdot (PFV/PFA)^2$ toman valores muy similares y por lo tanto las curvas de volteo en su rama inicial presentarán pendientes iguales. La figura 3.3.2 muestra que para ambos sistemas estructurales considerados, las curvas de volteo para un sismo y en determinado nivel son muy similares; esto es debido a que los movimientos no son muy intensos y a que en estos casos se encontraron valores semejantes de las relaciones PFV^2/PFA y $g \cdot (PFV/PFA)^2$. Al menos para los sismos considerados no podríamos decir que sistema estructural resulta ser el peor para contenidos dentro de edificios localizados en suelo firme o blando del valle de México.

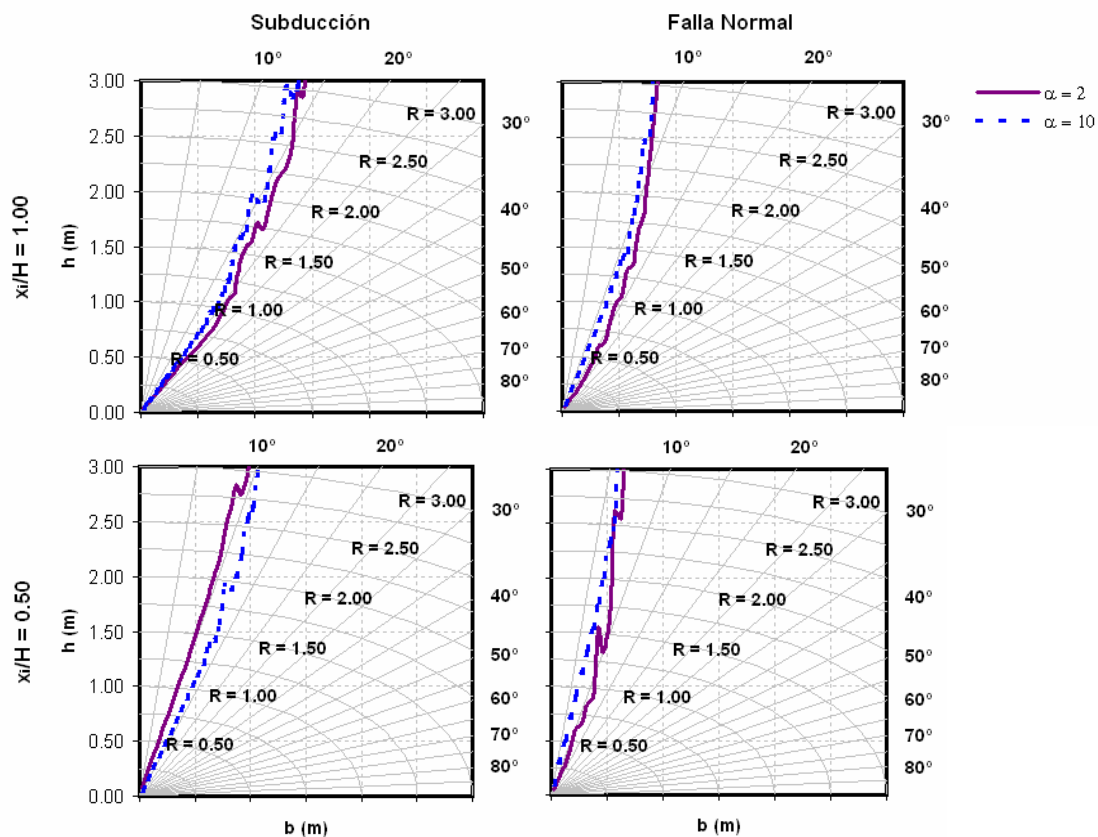


Figure 3.3.3 Influencia del sistema estructural en las curvas de volteo para contenidos en azotea y a media altura de edificios con un período estructural de 1.1 segundos y ubicados en terreno firme del valle de México.

La figura 3.3.4 muestra que no existe un patrón definido del comportamiento de un objeto dentro de un edificio pero que si puede asociarse a la relación que exista entre las intensidades pico del movimiento en el nivel donde este se encuentre. Esta figura muestra las posibles respuestas (reposo, balanceo y volteo) de un objeto con $b = 0.125$ m y $h = 0.75$ m en un edificio de muros estructurales junto con las curvas de amplificación en altura de las intensidades máximas del movimiento en campo libre. Para estructuras muy flexibles ($T > 2$ segundos), mientras en pisos intermedios el objeto se voltea fue observado que en niveles superiores se balancea o permanece en reposo. Más



detalles de cada uno de los puntos y resultados brevemente mencionados sobre volteo de cuerpos rígidos en edificios, pueden observarse en el APÉNDICE I-3 al final de este trabajo; este corresponde a un artículo que está siendo preparado para ser enviado a una revista arbitrada. Adicionalmente, en el artículo se indican con más detalle el tamaño y la esbeltez de objetos que podrían voltearse durante cierto movimiento dependiendo del parámetro considerado (origen de la excitación, geometría, posición en el edificio, periodo y sistema estructural).

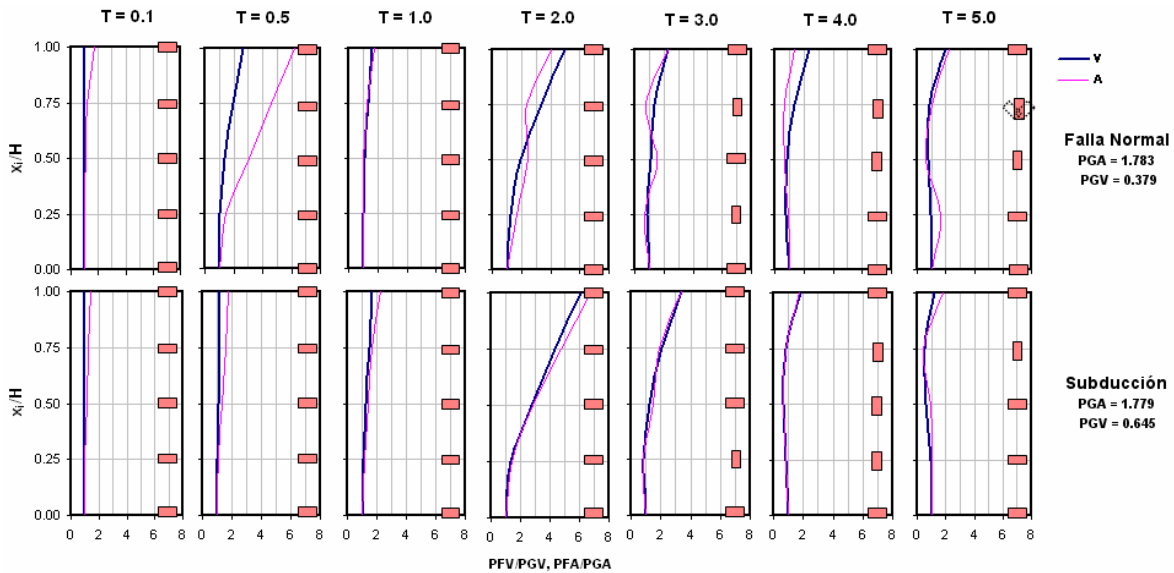


Figure 3.3.4 Comportamiento de un cuerpo rígido en edificios con muros estructurales de suelo blando de Ciudad de México durante movimientos simulados de diferentes orígenes.



CAPÍTULO 4

CONTENIDOS DE FORMAS ARBITRARIAS Y MASA VARIABLE

El control del daño en contenidos es primordial tanto en museos donde la preservación de objetos que representan el patrimonio cultural es esencial, como en edificios especiales (hospitales, plantas nucleares e industrias), almacenes de cadena y oficinas para los cuales estos constituyen gran parte de la inversión económica de sus propietarios. En el primer caso, las investigaciones previas han sido enfocadas a definir criterios para el daño de objetos representativos (Ishiyama 1982 y 1984; Agbabian et. al, 1990; Augusti et. al, 1992; Shenton, 1996; Taniguchi, 2002; Makris and Konstantinidis, 2003; Konstantinidis y Makris, 2003 y 2006; Aydin, 2006; Griffin, 2006) y en el segundo caso, se ha estudiado su comportamiento tanto en campo libre como en diferentes niveles de edificios. Adicionalmente, se han planteado y calibrado frente a edificios instrumentados (Miranda y Taghavi, 2005; Reinoso y Miranda, 2005; Arredondo et. al, 2004; Reinoso et. al, 2006), modelos analíticos simplificados de estructuras que permiten estimar con gran fidelidad los movimientos a los que un objeto puede estar sometido si se encuentra localizado en niveles superiores del mismo.

Así mismo en los últimos años, con base en la experiencia durante eventos pasados y a pruebas experimentales, la ingeniería ha sido testigo de la creación de normas y manuales dirigidos a definir configuraciones estructurales seguras y criterios adecuados de diseño para sistemas de almacenaje en bodegas y tiendas departamentales (p. e. FEMA 460, 2005). A pesar de todo esto, en la actualidad el comportamiento de contenidos se sigue modelando de forma simplista, considerando la respuesta de cuerpos rígidos rectangulares y desconociendo el efecto que variaciones en masa o simetría del mismo pueden provocar.

En esta sección se estudia la respuesta de contenidos de formas arbitrarias, con o sin ejes de simetría y distribución de masa no necesariamente uniforme; contenidos que están sometidos a algunos movimientos registrados en estaciones acelerométricas o a los eventos simulados más probables que se podría presentar en terreno firme o suelo blando del valle de México. En la actualidad se vienen haciendo pruebas experimentales en mesa vibradora para calibrar modelos teóricos y fijar cuotas de cobertura global contra daño en contenidos de edificios debido a sismo. En este trabajo se presentan algunos de estos resultados preliminares para el caso de bloques rígidos con distribución no uniforme de masa. Las ecuaciones dinámicas del problema en estudio se resuelven a través de métodos numéricos y empleando un modelo equivalente, en dos dimensiones, del objeto en estudio como se describe en el CAPÍTULO 2.

El objetivo es plantear una alternativa de análisis frente a los más probables modos de respuesta que se presentan desde el reposo dependiendo de las condiciones de interfase (fricción), cuando están dentro de edificios, estantes o simplemente en campo libre. Un planteamiento más refinado del problema dinámico nos permite modelar y entender el comportamiento de cuerpos irregulares (esculturas, columnas monumentales, equipos eléctricos, torres, tanques elevados, etc.) evitando o sugiriendo el uso de sistemas de sujeción o aislamiento que muchas veces resultan ser costosos y/o imprácticos. Todo lo anterior permitirá tener un panorama más claro y proponer medidas de mitigación de daño respecto a aquellas condiciones críticas de distribución de masa para contenidos o estantes y de los desplazamientos máximos que un objeto puede alcanzar.



4.1 CONTENIDOS DE FORMAS ARBITRARIAS O MASA VARIABLE ESTUDIADOS

En esta investigación se seleccionaron 12 cuerpos (ver figura 4.1.1) que presentan características de irregularidad geométrica o de distribución de masa: esculturas, cristalería y equipo eléctrico. Cuando hablamos de irregularidad respecto a la distribución de masa, nos referimos a que un objeto puede estar compuesto de varios materiales (ver figura 4.1.1k) o presentar huecos (ver figura 4.1.1l) y por lo tanto su densidad de masa por unidad de volumen ser variable en diferentes áreas del mismo. Para modelar bidimensionalmente su respuesta, se digitalizaron las fotografías empleando una interfaz ente macros de EXCEL y la función *spline* del AUTOCAD 2006 para posteriormente obtener numéricamente historias de rotación y desplazamiento. La figura 4.1.2 muestra los objetos digitalizados respecto a dos caras diferentes (C1 y C2) e indican su centro de masa; las tablas 4.1.1 y 4.1.2 presentan las propiedades geométricas de los bloques equivalentes y, por facilidad, los códigos a usar en adelante para referirse a los resultados obtenidos.



Figura 4.1.1 Cuerpos rígidos de formas arbitrarias o masa variable estudiados

Tabla 4.1.1 Geometría equivalente para la cara 1 (C1) de los objetos analizados

OBJETO	C1						
	A (m)	b_R (m)	b_L (m)	R_R (m)	R_L (m)	X_{cg} (m)	Y_{cg} (m)
ROCA (R)	1.958	0.818	1.140	1.907	2.066	1.140	1.723
JARRÓN 2 (J2)	0.239	0.120	0.120	0.452	0.452	-0.001	0.436
COPA (C)	0.070	0.035	0.035	0.166	0.166	0.000	0.151
ESTATUA 1 (E1)	0.492	0.249	0.243	0.526	0.523	0.243	0.464
ESTATUA 2 (E2)	0.700	0.367	0.333	0.891	0.891	0.333	0.812
ESTATUA 3 (E3)	1.602	0.986	0.616	1.283	1.026	0.616	0.820
JARRÓN 1 (J1)	0.417	0.209	0.209	0.298	0.298	0.000	0.213
TV PLASMA (TP)	0.670	0.335	0.335	0.534	0.534	0.000	0.415
C. DE LAVADO (CL)	0.800	0.400	0.400	1.071	1.071	0.000	0.993



Tabla 4.1.2 Geometría equivalente para la cara 2 (C2) de los objetos analizados

OBJETO	C2						
	A (m)	b_R (m)	b_L (m)	R_R (m)	R_L (m)	X_{cg} (m)	Y_{cg} (m)
ROCA (R)	1.785	0.827	0.958	1.805	1.869	0.958	1.605
ESTATUA 1 (E1)	0.396	0.193	0.203	0.481	0.485	0.203	0.440
ESTATUA 2 (E2)	0.500	0.290	0.207	0.807	0.781	0.207	0.753
JARRÓN 1 (J1)	0.122	0.061	0.061	0.232	0.232	0.000	0.224
TV PLASMA (TP)	0.200	0.111	0.089	0.461	0.456	-0.111	0.447
C. DE LAVADO (CL)	0.786	0.523	0.263	1.002	0.894	-0.523	0.855

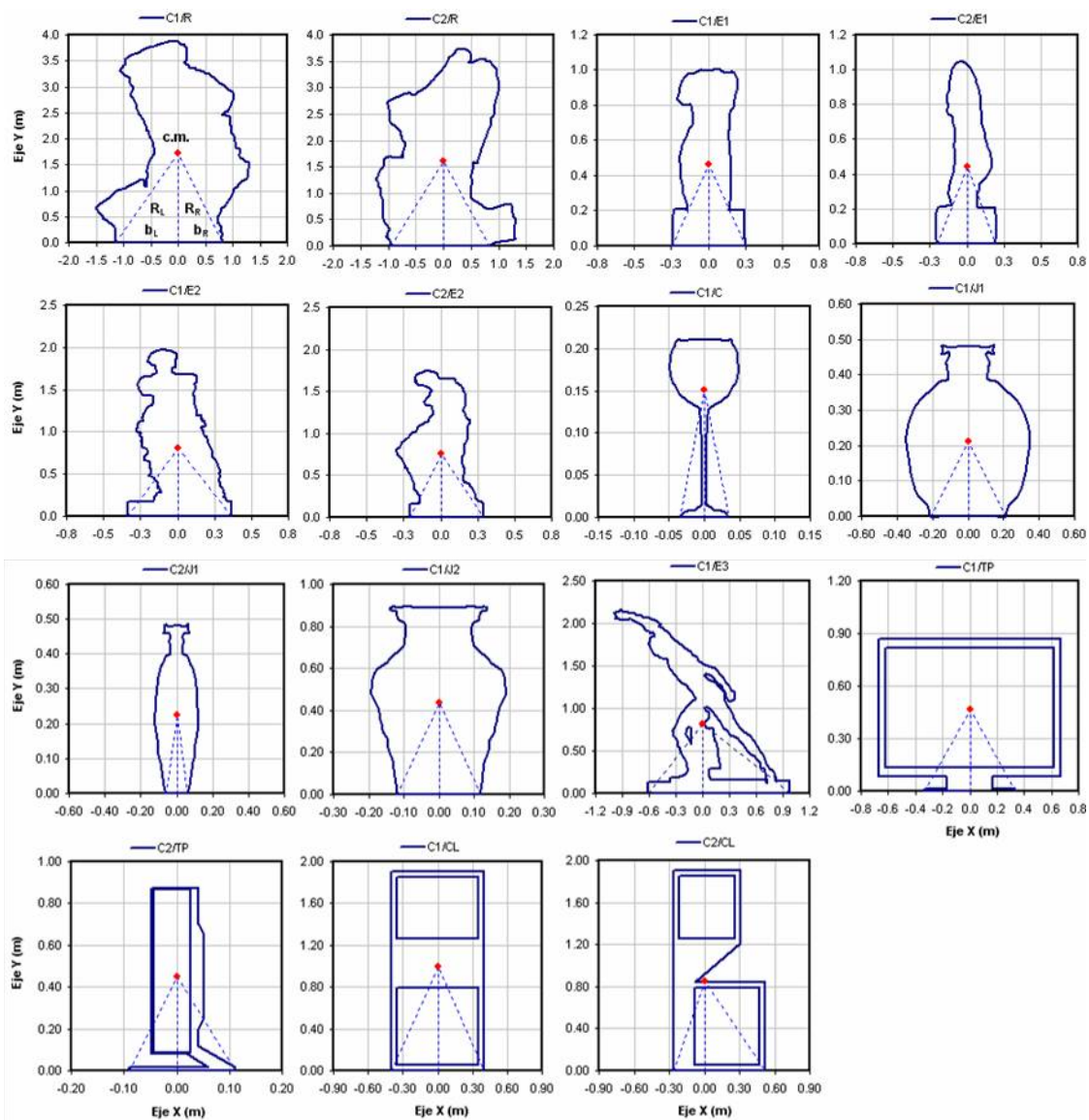


Figura 4.1.2 Cuerpos rígidos de formas arbitrarias o masa variable digitalizados



4.2 MOVIMIENTOS EMPLEADOS EN EL ANÁLISIS

En esta investigación se consideran como movimientos en la base de los contenidos aquellos obtenidos por cuatro medios: 1) registrados en campo libre, 2) simulados a través de técnicas probabilistas, 3) obtenidos en niveles superiores de edificios usando modelos analíticos de edificios o 4) obtenidos en diferentes alturas de estantes modelados en programas de diseño y análisis estructural. En el primer caso, se seleccionaron 24 eventos registrados tanto en Ciudad de México como en otros sitios del mundo, con intensidades y contenidos de frecuencia muy diferentes; en la tabla 4.2.1 se indican el evento, estación de registro, intensidades pico y frecuencia característica asociada al máximo en el espectro de Fourier. En el segundo caso, se emplearon los movimientos más probables de origen de subducción y falla normal, que pueden ocurrir en terreno firme (estación CU) y suelo blando (estación SCT) de la Ciudad de México y están asociados a la intensidad para un $T_R = 125$ años; estos movimientos fueron obtenidos por Jaimes (2006) a través de métodos de desagregación probabilista del peligro sísmico (PSHM). En el tercer caso, la respuesta dinámica de edificios de varios niveles fue obtenida empleando el modelo simplificado propuesto por Miranda and Taghavi (2005) y descrito en el CAPÍTULO 1; para los propósitos de este trabajo se consideró un amortiguamiento del 5 %, valores de 2 y 10 para α_s correspondientes a edificios estructurados en base a muros y marcos respectivamente (Miranda y Reyes, 2002), y valores de fracciones de la altura total del edificio de $x_i/H = 0, 0.25, 0.50, 0.75$ y 1.00. Finalmente, en el cuarto caso, se modeló en SAP2000 la respuesta de un estante típico de 4 niveles (ver figura 4.2.1) y se obtuvieron los movimientos en los niveles intermedio y último del mismo.

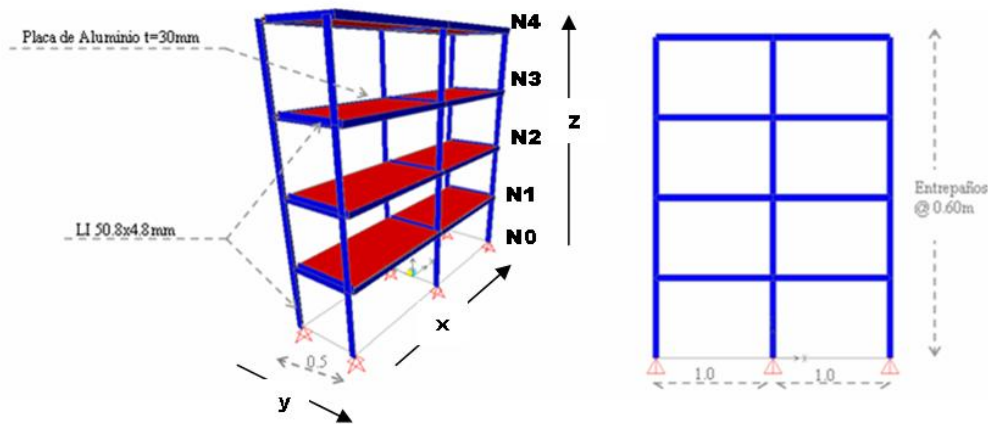


Figura 4.2.1 Características del estante analizado

4.3 TIPOS DE RESULTADOS OBTENIDOS

Fueron seleccionados cinco tipos de resultados en esta investigación tratando de abarcar los casos más interesantes de acuerdo a los tipos e intensidades de movimientos considerados, el tipo de objeto (arbitrario con o sin masa variable) y esbeltez. A continuación se describen los resultados obtenidos y se indican separados por una diagonal (/) la cara y el objeto analizado:

1) Tipo I: respuesta de los objetos C1/R, C2/R, C1/E3, C2/CL, C2/TP, C2/E2 y C1/J2 (ver tablas 4.1.1 y 4.1.2) en campo libre ante los sismos registrados en las estaciones Centro, Pacoima, Sylmar, Rinaldi, SCT19 y KJM000 (ver tabla 4.1.3).



2) Tipo II: respuesta de los objetos C1/J2 y C2/TP (ver tablas 4.1.1 y 4.1.2) localizados dentro de un edificio de muros o marcos estructurales, ubicado en suelo blando de Ciudad de México (estación SCT), con un $T = 2$ segundos y ante los sismos de 25 de abril de 1989 y 30 de septiembre de 1999.

3) Tipo III: respuesta de los objetos C1/J2 y C1/TP (ver tablas 4.1.1 y 4.1.2) localizados dentro de edificios de muros o marcos estructurales, ubicados en suelo blando (estación SCT) o firme (estación CU) de Ciudad de México, con valores de $T = 1.1, 1.5$ y 2.0 segundos y ante los eventos simulados de origen de falla normal y subducción.

4) Tipo IV: respuesta de los objetos C1/C y C2/J1 (ver tablas 4.1.1 y 4.1.2) localizados dentro del estante analizado (ver figura 4.2.1) ante el sismo registrado en la estación KJM000 y los eventos simulados de origen de falla normal y subducción. Respuesta de un estante con distribución de carga no uniforme.

5) Tipo V: respuesta de bloques rectangulares rígidos medida durante pruebas experimentales en mesa vibradora.

Tabla 4.1.3 Algunos eventos registrados considerados en este estudio

N	Fecha - Sismo	Estación	Acel (m/s ²)	Vel (m/s)	w (rad/s)
					Fourier
1	15/10/1979 - Imperial Valley	El Centro Array #5	3.30	0.89	2.15
2	1971 - San Fernando	Pacoima Dam	9.53	1.16	4.37
3	1966 - Parkfield	Shandon Array #2	4.76	0.76	9.11
4	19/09/1985 - Michoacán	SCT19	1.68	0.61	3.07
5	17/01/1994 - Northridge	Sylmar	8.27	1.29	4.30
6	17/01/1994 - Northridge	Rinaldi	8.26	1.75	4.60
7	21/07/2000 - México	AL0121	0.15	0.02	3.26
8	22/05/1997 - México	AL0122	0.06	0.02	3.03
9	30/10/1995 - México	AL0130	0.02	0.01	3.53
10	23/11/1980 - Irpinia	ASTU270	3.51	0.53	2.51
11	18/10/1989 - Loma Prieta	CAP090	4.35	0.29	9.49
12	21/09/1985 - México	CDAO	0.47	0.16	1.73
13	20/09/1999 - Chi Chi	CHY006	3.57	0.55	3.13
14	14/09/1995 - México	CUP114	0.13	0.04	1.99
15	23/05/1994 - México	CUP123	0.05	0.004	16.52
16	17/08/1999 - Kocaeli	DZC270	3.51	0.46	3.37
17	28/06/1992 - Big Bear	HOS180	0.99	0.12	3.61
18	28/06/1992 - Landers	JOS090	2.79	0.43	8.61
19	16/01/1995 - Kobe	KJM000	8.06	0.81	9.05
20	28/06/1992 - Landers	NPS090	1.31	0.15	3.22
21	15/06/1999 - México	SCT15	0.30	0.07	3.72
22	30/09/1999 - México	SCT30	0.36	0.10	3.07
23	19/10/1985 - México	TACY19	0.02	0.001	24.88
24	25/04/1989 - México	TACY25	0.11	0.02	2.22



4.3.1 Resultados tipo I

En la figura 4.3.1.1 se presentan las curvas de vuelco en campo libre asociadas a cada uno de los eventos (registrados o simulados) y considerados en este trabajo. Estas figuras son llamadas también curvas de dimensiones críticas de vuelco debido a que indican que, bajo estrictas condiciones de balanceo, un cuerpo con un semiancho b ($b = \min(b_L, b_R)$) necesitará de una semialtura h mayor o igual al límite de la curva para voltearse ante un movimiento específico (Arredondo, 2005; Arredondo y Reinoso, 2006). La figura 4.3.1.1a presenta resultados para los eventos registrados durante sismos en otros países, mientras que la figura 4.3.1.1b muestra los asociados a algunos eventos registrados en diferentes sitios de terreno firme y blando del Valle de México. En las mismas figuras, con un triángulo se indica la ubicación de cada uno de los objetos estudiados considerando ya sea como dimensión b el valor de b_L (columna izquierda de la figura) o b_R (columna derecha de la figura), y con una leyenda el código asociado al mismo. Se puede observar que solo durante eventos intensos (ver figura 4.3.1.1a y tabla 4.1.3) la mayoría de los objetos podría voltearse: durante los eventos registrados ($A_{cel} < 1.68 \text{ m/s}^2$) o simulados ($A_{cel} = 0.72 \text{ m/s}^2$ en CU y $A_{cel} = 1.78 \text{ m/s}^2$ en SCT) para el valle de México es poco probable que la respuesta de los objetos seleccionados sea vuelco. Lo anterior nos indica que si estos objetos estuvieran ubicados en Ciudad de México otros modos de respuesta, como deslizamiento, serían los más probables dependiendo de la interfase con su superficie portante; esto es posible si para la intensidad del movimiento y el valor del coeficiente de fricción el objeto se ubica en la región de deslizamiento de la figura 2.1.2.

Las figuras 4.3.1.2 y 4.3.1.3 muestran diferentes modos de respuesta (deslizamiento, balanceo y deslizamiento – balanceo) de los objetos C2/R y C1/E3 respectivamente; esto para los eventos registrados en 6 estaciones acelerométricas y valores del coeficiente de fricción que permitan que el objeto se localice en la región correcta de la figura 2.1.2. El objeto C2/R presentó desplazamientos y giros máximos ($x = 0.40 \text{ m}$ y $\theta = 4^\circ$) durante los eventos de Kobe y Northridge registrados en las estaciones KJM000 y Rinaldi respectivamente. El objeto C1/E3 respondió básicamente en el modo de deslizamiento puro alcanzando valores mayores a 0.50 m durante el sismo de Imperial Valley registrado en la estación El Centro; lo anterior se debe a que el objeto presenta una base muy ancha y se necesitarían intensidades y valores del coeficiente de fricción muy elevados para provocar un efecto de vuelco en el mismo. Como se vio cada objeto responde de manera particular durante el balanceo; durante deslizamiento, para un mismo movimiento y coeficiente de fricción, las respuestas son muy similares ya que dependen solo de las condiciones de interfase y no de la geometría del objeto.

4.3.2 Resultados tipo II

En la figura 4.3.2.1 se presentan las curvas de vuelco para los movimientos calculados en diferentes niveles de un edificio con 2 segundos de período fundamental, estructurado con de muros o marcos y localizado en suelo blando del valle de México. Se presentan las curvas de vuelco a diferentes alturas en el edificio y asociadas a los eventos registrados en el sitio durante eventos importantes de subducción y falla normal. Así mismo, en la azotea ($x_i/H = 1.00$) se indican con triángulos y cuadros, llenos y vacíos, las caras C1 y C2 de algunos de los objetos tomando como ancho el valor de b_L o b_R . Independientemente del valor elegido para el ancho del objeto, los movimientos calculados en altura del edificio y amplificados respecto al registrado en campo libre no provocarán vuelco; amplificaciones del orden de 7 se presentaron en la azotea del edificio respecto a campo libre durante los eventos del 25 de abril de 1989 ($A_{cel} = 0.375 \text{ m/s}^2$) y 30 de septiembre de 1999 ($A_{cel} =$



0.353 m/s²) que resultan ser los más dañinos (curvas de volteo más acostadas). Estas figuras presentan un formato diferente a la figura 4.3.1.1: se indican con radios cada 0.25 m y arcos cada 5 grados, los valores del tamaño (dimensión R) para un objeto y su esbeltez α . Este formato permite observar que tipo de contenidos son los que podría voltear un evento en particular; por ejemplo, en el caso de los eventos 250489 y 300999 solo cuerpos muy esbeltos ($\alpha < 15^\circ$) podrían voltearse dentro del edificio y ese no es el caso de los objetos en estudio. Objetos típicos presentan anchos que varían entre 0.07 y 0.50 m, y valores de $h/b < 5$; bajo estas consideraciones se encontrarían en la figura 4.3.2.1 los objetos representados por triángulos y cuadrados vacíos.

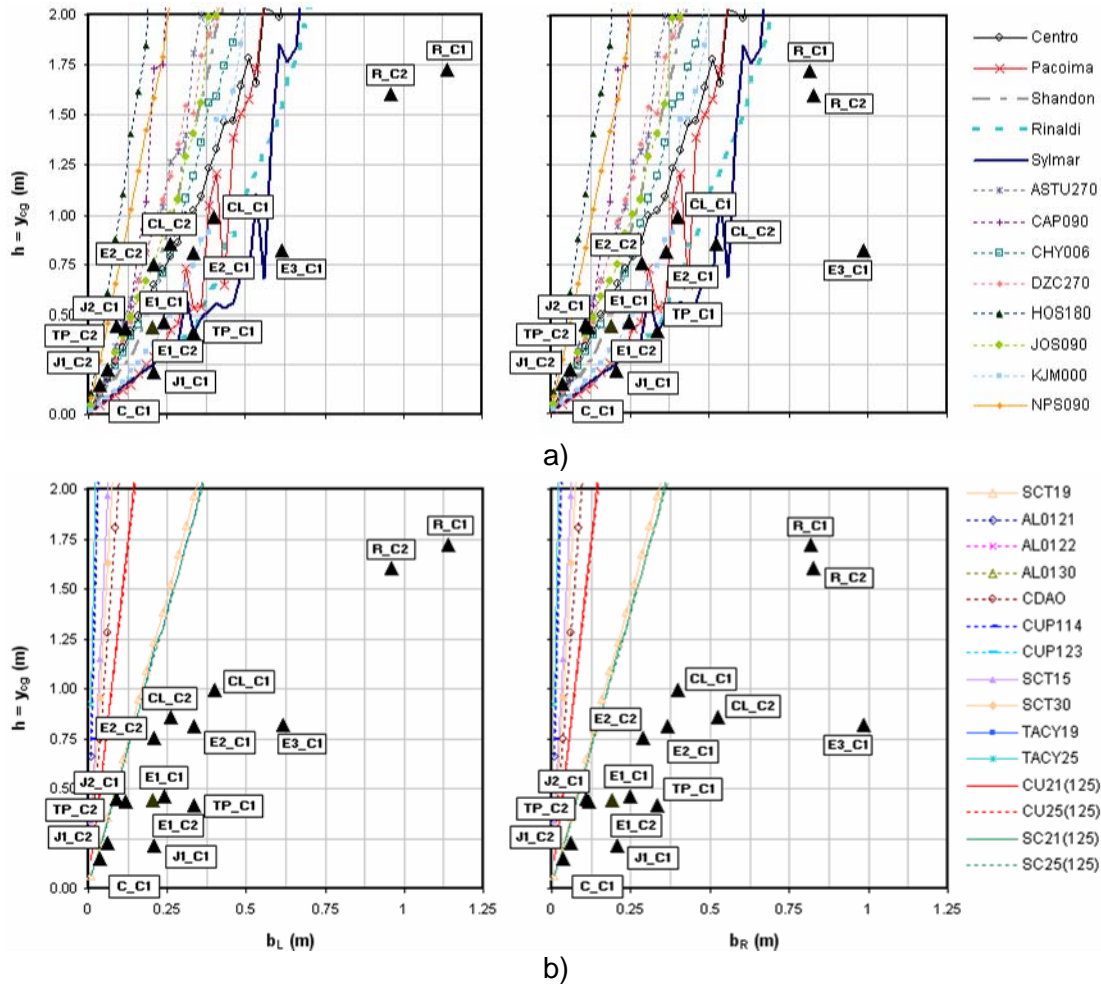


Figura 4.3.1.1 Empleo de las curvas de volteo para estimar la estabilidad de contenidos de formas arbitrarias ante eventos registrados o simulados en estaciones de a) otros sitios del mundo y b) Ciudad de México

La figura 4.3.2.2 presenta las historias de deslizamiento del cuerpo C1/J2 localizado en niveles superiores de los edificios antes descritos, un valor de $\mu = 0.1$ y ante los movimientos calculados en el edificio cuando esta sujeto en su base a los eventos registrados 250489 y 300999. Para el primer sismo deslizamientos máximos de 0.20 m fueron alcanzados en la azotea del edificio de muros estructurales. Para el segundo sismo se observa un incremento constante durante los primeros 25 segundos del movimiento hasta un poco más de 0.40 m, esto se debe a que el inicio del movimiento



presenta una fase muy armónica; resultados similares se observan en Augusti et al. (1992). Se observaron cambios más marcados en la forma de las historias de desplazamiento entre diferentes niveles del edificio en especial para la estructura más flexible, en donde el filtrado de la señal de campo libre es más evidente.

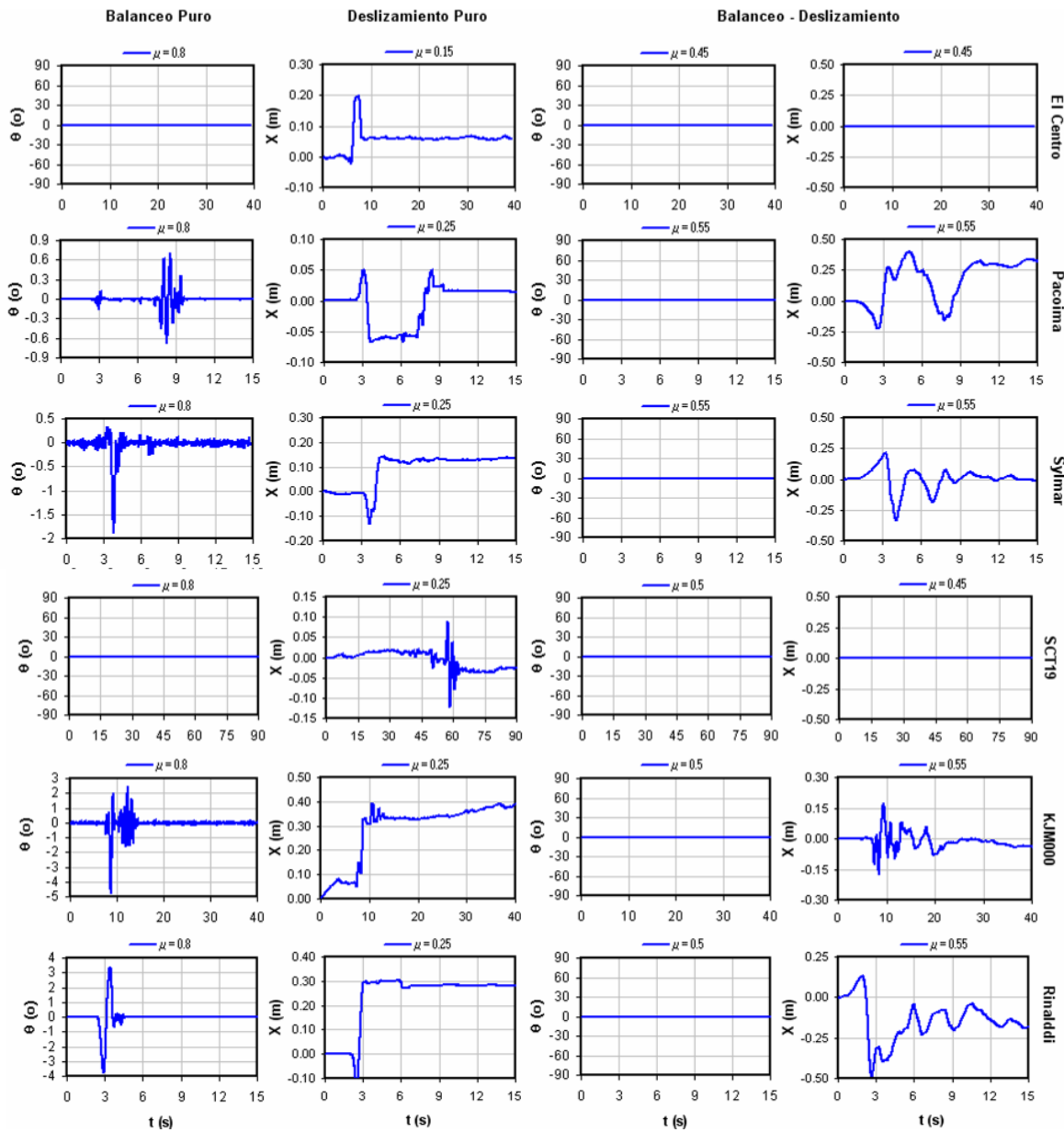


Figura 4.3.1.2 Posibles respuestas dinámicas del objeto C2/R en campo libre ante eventos registrados en 6 estaciones acelerométricas

La figura 4.3.2.3 presenta las historias de volteo para el cuerpo C2/TP, en la azotea de los edificios descritos en el párrafo anterior, ante el movimiento calculado allí durante el sismo de subducción 250489 y para $\mu = 0.8$. Cada columna de la figura considera el caso de que para el objeto (Televisor de Plasma), la pantalla presenta cierta diferencia de densidad de masa por unidad de volumen



respecto al marco que la contiene y que le sirve como soporte. En el análisis numérico se tiene en cuenta esto para definir la posición del centro de masa y por lo tanto el brazo de giro respecto a los vértices en contacto con la superficie de apoyo (b_L o b_R); para tal fin se definen δ_{ref} y δ_i como la densidad de masa asociadas al marco y a la pantalla, y n como la diferencia de los mismos ($n = \delta_i - \delta_{ref}$). En el edificio de muros, se observó que en general el cuerpo con centro de masa más elevado (aquel con n mayor) se voltea primero; cuando el objeto está en el edificio más flexible ($\alpha_S = 10$) el patrón de volteo es prácticamente el mismo debido a que el movimiento es de origen de subducción (contenido de bajas frecuencias) y en general el edificio lo reproduce en altura.

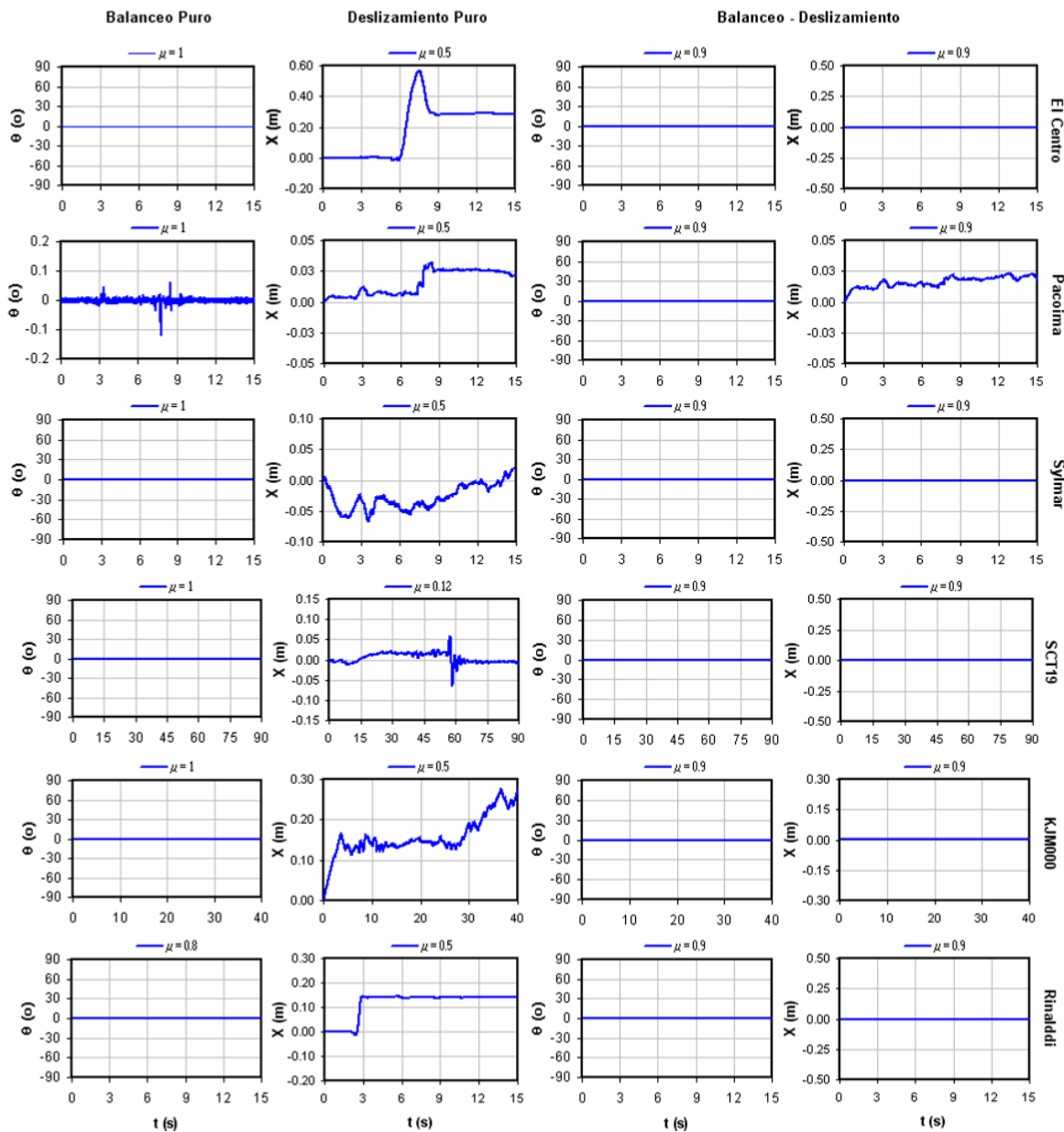


Figura 4.3.1.3 Posibles respuestas dinámicas del objeto C1/E3 en campo libre ante eventos registrados en 6 estaciones acelerométricas



4.3.3 Resultados tipo III

Las figuras 4.3.3.1 y 4.3.3.2 presentan las curvas de volteo calculadas en diferentes niveles de edificios cuya resistencia lateral es debida a sistemas de muro o marcos estructurales. Se presentan los resultados para los eventos simulados con diferente mecanismo de falla y las curvas asociadas a estructuras con diferentes períodos estructurales: $0.1 < T < 1.0$ segundos para estructuras localizadas en CU y $1.10 < T < 2.0$ segundos cuando se encuentra en SCT. Existen condiciones más desfavorables para contenidos localizados dentro de estructuras ubicadas en suelo blando debido a que allí los movimientos sísmicos son de mayor intensidad y por lo tanto las curvas de volteo son mucho más acostadas permitiendo que no solo objetos esbeltos se volteen como en el caso del sitio CU; en SC, para $T < 1.30$ segundos se pueden voltear objetos esbeltos ($\alpha < 15^\circ$) y para $1.70 < T < 2.0$ segundos cuerpos robustos con valores de α cercanos a 40° podrían colapsar si $R (R_L$ o $R_R) < 1.5$ m. Las curvas de volteo para terreno firme (ver figura 4.3.3.1) indican que solo objetos muy esbeltos podrían colapsar, son casi independientes del valor del período fundamental de la estructura y del nivel dentro del edificio para el cual fueron calculadas. Para los objetos considerados en este estudio (ver figura 4.1.2) el peor escenario se presenta cuando están ubicadas en edificios de suelo blando. Para los rangos de valores considerados del período fundamental estructural en el sitio CU y SCT, se observaron ampliaciones de la aceleración pico del suelo hasta del orden de 6 y 9 en azotea.

Las figuras 4.3.3.3 y 4.3.3.4 presentan historias de rotaciones y desplazamientos para los objetos C1/J2 y C1/TP ubicados en estructuras con $T = 1.10, 1.50$ y 2.00 segundos, localizadas en suelo blando y sometidas a los eventos simulados de subducción y falla normal respectivamente. Se observan patrones de volteo muy diferentes dependiendo del nivel donde se encuentre ubicado el objeto C1/J2 y el período fundamental de la estructura. En todos los casos el cuerpo colapsa, aunque en el edificio más flexible ($T = 2$ segundos) esto sucede de forma súbita, mientras que en los niveles intermedios ($0.50 < x_i/H < 0.75$) de los edificios con $T = 1.10$ o 1.50 segundos el objeto se balancea durante algún tiempo alcanzando giros de entre 10° y 20° previo a su caída; los autores han encontrado que la razón de esto se asocia al contenido de frecuencias e intensidades pico (velocidad y aceleración máximas) del movimiento en cierto nivel del edificio (Arredondo et al., 2006). En el caso de deslizamiento para el cuerpo C1/TP, valores de 0.20 m y mas de 0.50 m fueron alcanzados para el objeto cuando está dentro del edificio más rígido ($T = 1.10$ segundos) o para $T = 1.50$ o 2.00 segundos respectivamente; resultados de este tipo podrían presentarse cuando el Televisor de Plasma este soportado sobre superficies relativamente lisas como madera pulida con un $\mu = 0.25$.

4.3.4 Resultados tipo 4

En esta sección se describen los resultados asociados al comportamiento de sistemas portantes típicos (estantes, libreros, gabinetes, etc.) empleados para exhibir o de almacenar objetos dentro de ellos. La figura 4.3.4.1a presenta resultados para volteo y deslizamiento puro del objeto C1/C cuando se encuentra en los niveles 2 (N2) y 4 (N4) de un estante (ver figura 4.2.1) de planta baja y sometido a movimientos simulados de origen de subducción tanto en suelo blando como firme. El estante fue modelado considerando que: a) se encuentra empotrado en su base sin que los sistemas de anclaje sufran daño alguno y b) el movimiento actúa en ambas direcciones ortogonales de su base; en las figuras ambas direcciones se representan con las letras X y Y. Deslizamiento del orden de 0.04 m se observaron para la copa cuando se encontraba en algún nivel del estante localizado en CU; en suelo blando mayores ampliaciones de las intensidades simuladas para campo libre se presentaron en altura del estante y por lo tanto deslizamientos hasta 7 veces mayores.

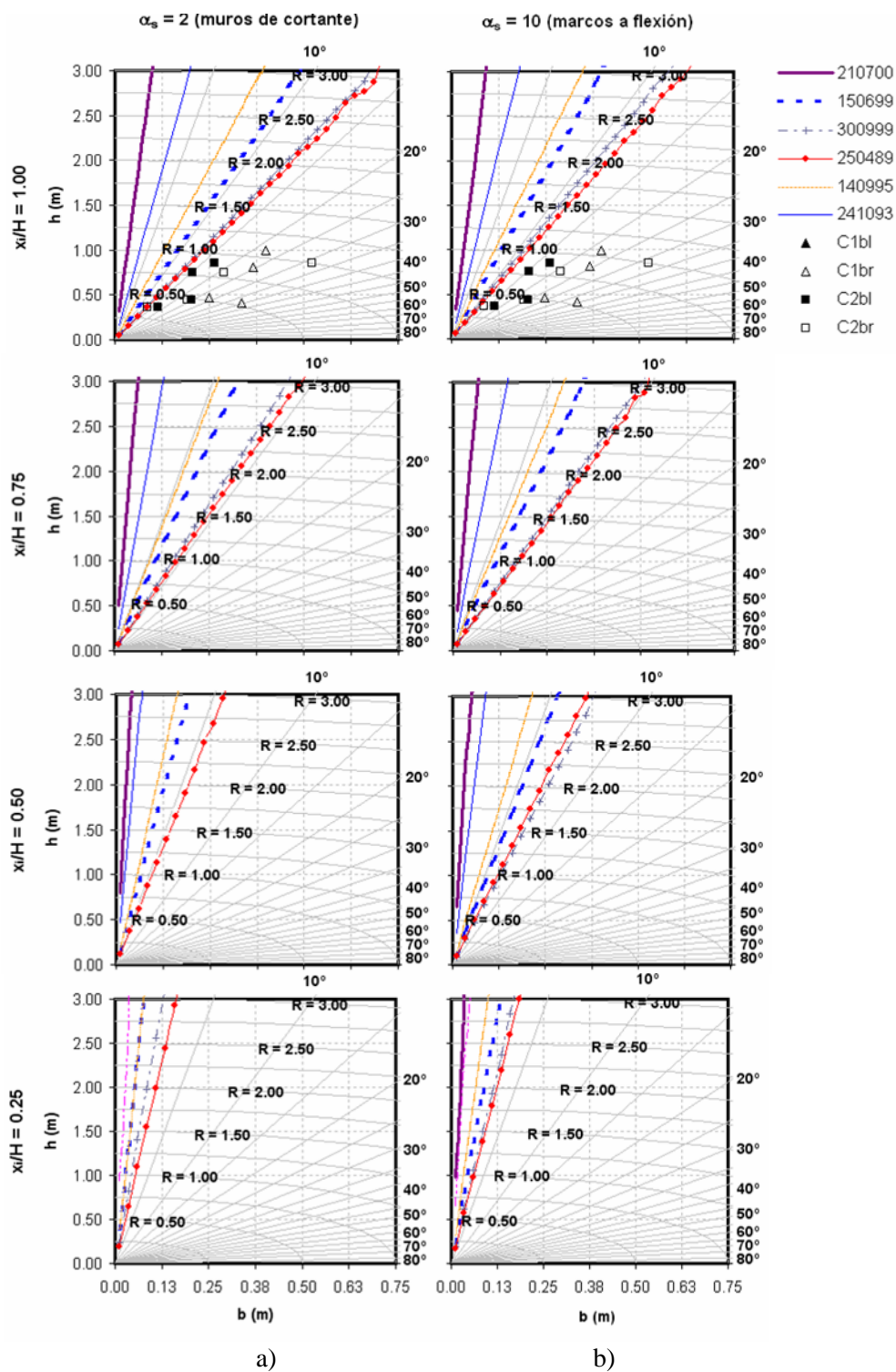


Figura 4.3.2.1 Estabilidad de algunos contenidos de formas arbitrarias ubicados dentro de un edificio de a) muros y b) marcos estructurales debido a sismos de subducción y falla normal registrados en la estación SCT



Obsérvese que si la copa (objeto C1/C) esta ubicada a una distancia menor a la calculada numéricamente podría caer desde el nivel donde se encuentre localizado: por ejemplo, si la copa esta ubicada a 0.25 m desde el borde en dirección Y del estante, y este es sometido al movimiento SC25(125) en la misma dirección, el objeto rebasaría el límite permitido en el nivel soportante y caería. Análisis de este tipo permiten estimar, para los movimientos más probables que se pueden presentar en un sitio, las distancias y separaciones de seguridad respecto al borde de sistemas portantes y entre objetos frágiles. Para este objeto no se observó tendencia a volteo. En la figura 4.3.4.1b se muestra la respuesta a volteo del objeto C2/J1 cuando el estante que lo contiene está sujeto al sismo registrado durante el sismo de Kobe en 1995. En general los patrones de volteo son muy similares a excepción de pequeñas vibraciones observadas durante los primeros 8 segundos de duración del movimiento; esta similitud indica que el movimiento se filtra en frecuencias independientes a las del objeto estudiado o se deamplifica debido probablemente a que el estante se deformó y disipó energía; el modelo analítico del estante mostró que en sentido X y Y los movimientos se deamplificaron hasta en un 2% y un 43.7 % respectivamente.

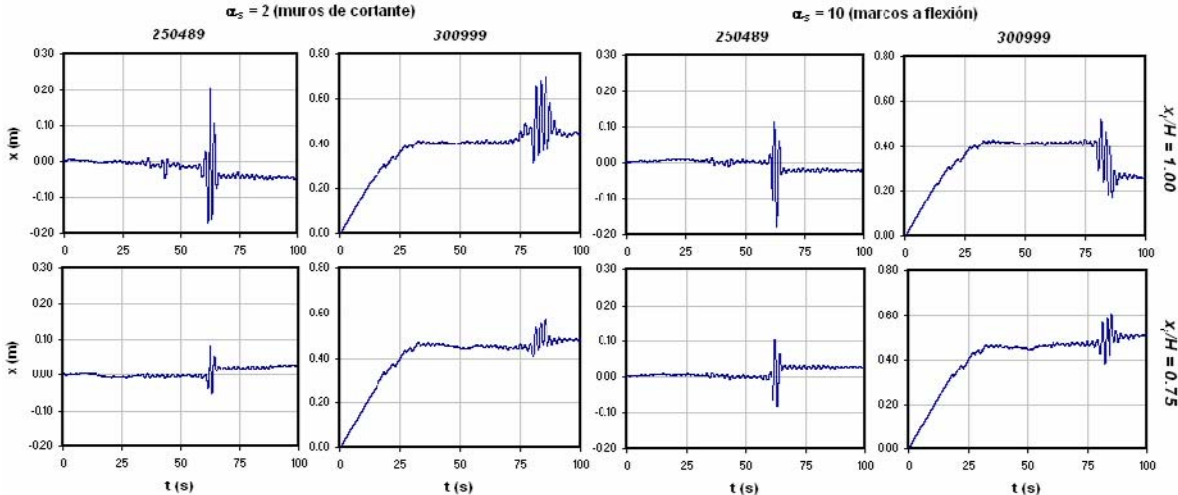


Figura 4.3.2.2 Deslizamiento del objeto C1/J2 ubicado en niveles superiores ($x_i/H > 0.5$) de un edificio con $T = 2$ segundos, localizado en SCT, cuya resistencia a sismo esta dada por muros o marcos estructurales y sometida a los sismos registrados 250489 y 300999; $\mu = 0.1$

A continuación y como ejemplo práctico, en la figura 4.3.4.2, se muestra el caso de un estante de cinco niveles cargado en el último de ellos de tal forma que allí la densidad de masa por unidad de volumen es n veces la del sistema portante (estante); para ello se consideró como en la sección “RESULTADOS TIPO II”, que δ_{ref} y δ_i corresponden a la densidad de masa asociadas al estante y a lo que se almacena en i – ésimo nivel del mismo respectivamente y que $n = \delta_i - \delta_{ref}$. En la figura 4.3.4.2a se indican las dimensiones del estante, el centro de masa del conjunto (c. m.) y su centro geométrico (c. g). En la figura 4.3.4.2b se muestra el cuerpo rectangular equivalente cuya respuesta ante un movimiento en su base corresponde a la del conjunto presentada en la figura 4.3.4.2a; para este cuerpo equivalente se mantiene el ancho $2b$ y se da un valor a la altura de $2y_{cm}$ asegurando que la posición del centro de masa y del centro geométrico coincidan. Esta simplificación permite evaluar la estabilidad del conjunto ante un movimiento en su base empleando la curva de volteo para el movimiento considerado como excitación en su base.



En la figura 4.3.4.3 se presentan las historias de rotaciones de tres cuerpos rectangulares sometidos al movimiento registrado por la estación Sylmar durante el sismo de Northridge (ver tabla 3); los casos a considerar son: 1) respuesta de un cuerpo de dimensiones $2b \times 2h = 1.2\text{m} \times 1.87\text{m}$ (ver figura 4.3.4.3a), 2) respuesta de un cuerpo de ancho $2b = 1.2\text{m}$ pero de altura $2y_{cm} = 2.56\text{m}$ (ver figura 4.3.4.3b) y 3) respuesta de un cuerpo de ancho $2b = 1.2\text{m}$ pero de altura $2y_{cm} = 3.2\text{m}$ (ver figura 4.3.4.3c). El caso 1 corresponde a un cuerpo de dimensiones iguales que las del estante analizado (ver figura 4.3.4.2a) considerando que la distribución de masa en altura es uniforme, los casos 2 y 3 consideran que el valor de la densidad de masa por unidad de volumen en el quinto nivel es la mitad o el triple de la del estante respectivamente. En el momento en que el centro de masa del conjunto se encuentra 0.35m por encima del centro geométrico (ver figura 4.3.4.3b), el cuerpo aún se balancea disipando energía en el impacto con la superficie; cuando el centro de masa se encuentra 0.67m por encima del centro geométrico (ver figura 4.3.4.3c) el conjunto alcanza su estado crítico y se voltea. Se observó entonces, que es importante considerar la distribución de masa de un cuerpo para evaluar su estabilidad y que no basta con considerar sus dimensiones absolutas, en este caso: 1.2m de ancho y 1.87m de altura (ver figura 4.3.4.3a).

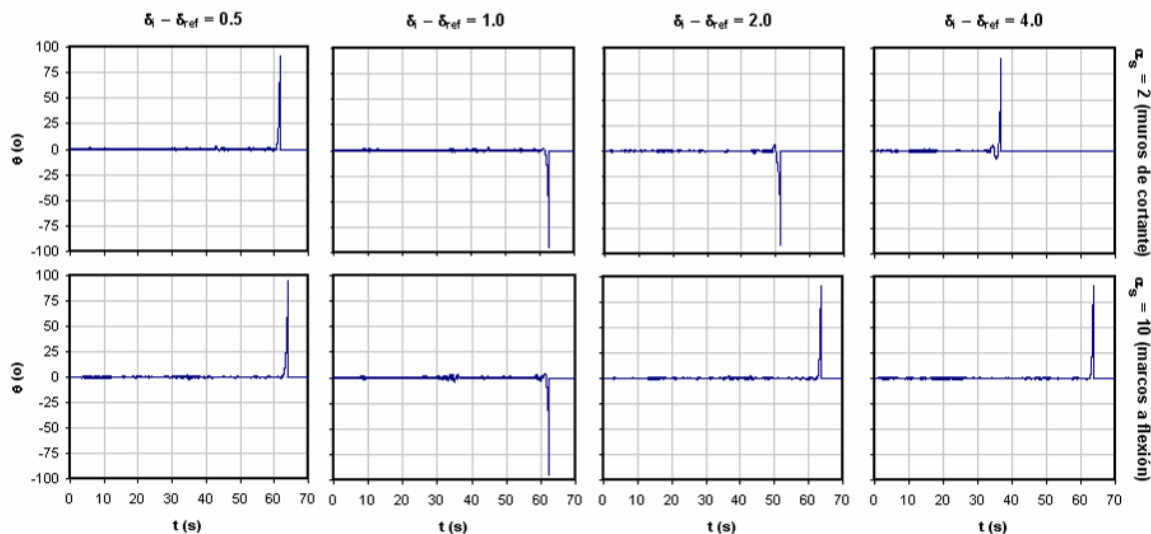


Figura 4.3.2.3 Volteo del objeto C2/TP ubicado en la azotea ($\xi/H = 1.00$) de un edificio con $T = 2$ segundos, localizado en SCT, cuya resistencia a sismo esta dada por muros o marcos estructurales y sometida al sismo registrado 250489; $\mu = 0.8$

En la figura 4.3.4.4 se presentan las curvas de volteo para el sismo de Northridge (línea continua) y en línea punteada la obtenida empleando un ajuste propuesto en trabajos previos (Arredondo y Reinoso, 2006). En la misma figura se indican por medio de triángulos los casos en que el estante se balancea sin voltearse y por medio de un círculo el caso en que el estante se voltea; adicionalmente, se indica la respuesta asociada a la figura 4.3.4.3. Se observó que a través del ajuste propuesto en este trabajo y de un modelo simplificado del estante, se puede tener una buena aproximación de las dimensiones críticas mínimas para su volteo.

4.3.5 Resultados tipo 5

En esta sección se presentan a grandes rasgos algunos resultados obtenidos en pruebas experimentales en mesa vibradora. estas pruebas tienen como propósito calibrar modelos para



estimación de volteo y cálculo de desplazamientos máximos de cuerpos rígidos. así mismo algunas pruebas incluyen variaciones en las condiciones de distribución de masa en los prototipos. la figura 4.3.5.1 muestra el volteo de un bloque de dimensiones $b = 0.20\text{m}$ y $h = 0.40\text{m}$ con base de caucho, soportado sobre una superficie de madera, con 2 placas de 50 kg en su centro de masa, y sometido a los eventos registrados en las estaciones DZC270 y KJM000. Las figuras de la columna izquierda representan los desplazamientos de la mesa vibradora obtenidos a través de video. Las columnas del centro corresponden a los desplazamientos del centro de masa del prototipo (x_c y y_c) respecto a dos ejes ortogonales con origen allí. Las figuras de la columna derecha presentan las historias de desplazamiento medidas empleando sistema digital de video (línea gruesa) y a través de un inclinómetro (línea delgada).

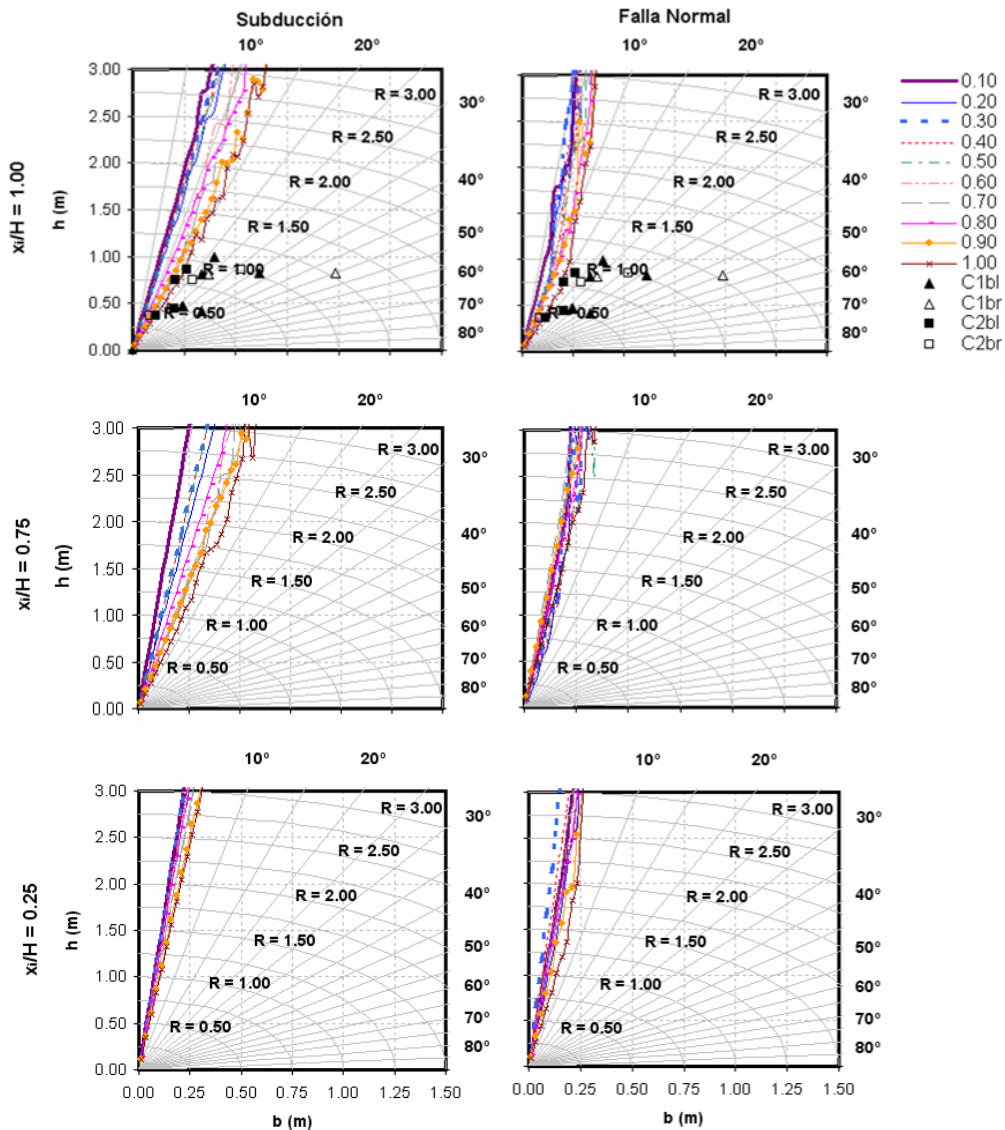


Figura 4.3.3.1 Estabilidad de algunos contenidos de formas arbitrarias ubicados dentro de edificios de muros estructurales con diferentes períodos y sometidos al movimiento más probable que se puede presentar en CU para un $T_R = 125$ años y de diferente origen

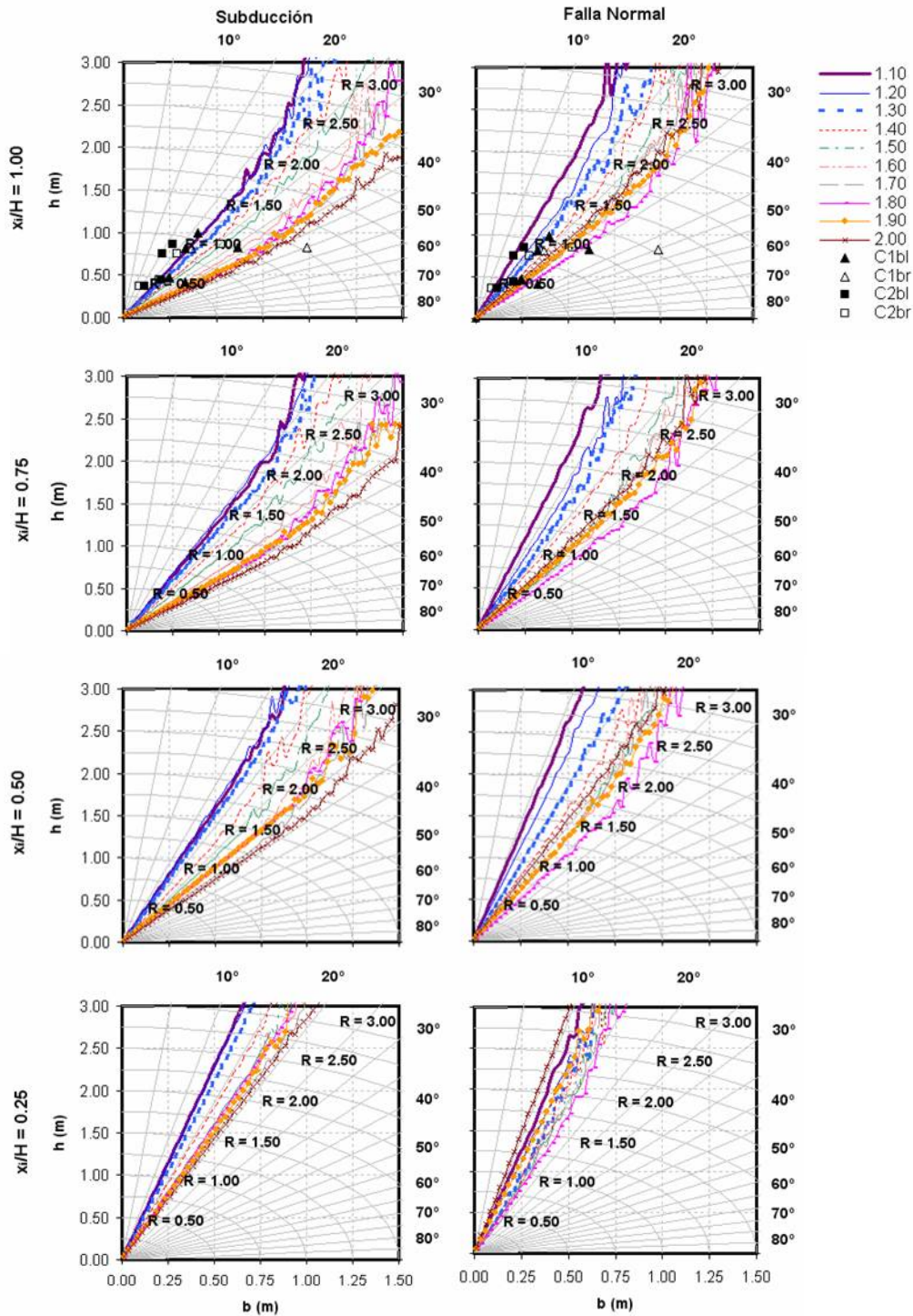


Figura 4.3.3.2 Estabilidad de algunos contenidos de formas arbitrarias ubicados dentro de edificios de marcos estructurales con diferentes períodos y sometidos al movimiento más probable que se puede presentar en SC para un $T_R = 125$ años y de diferente origen

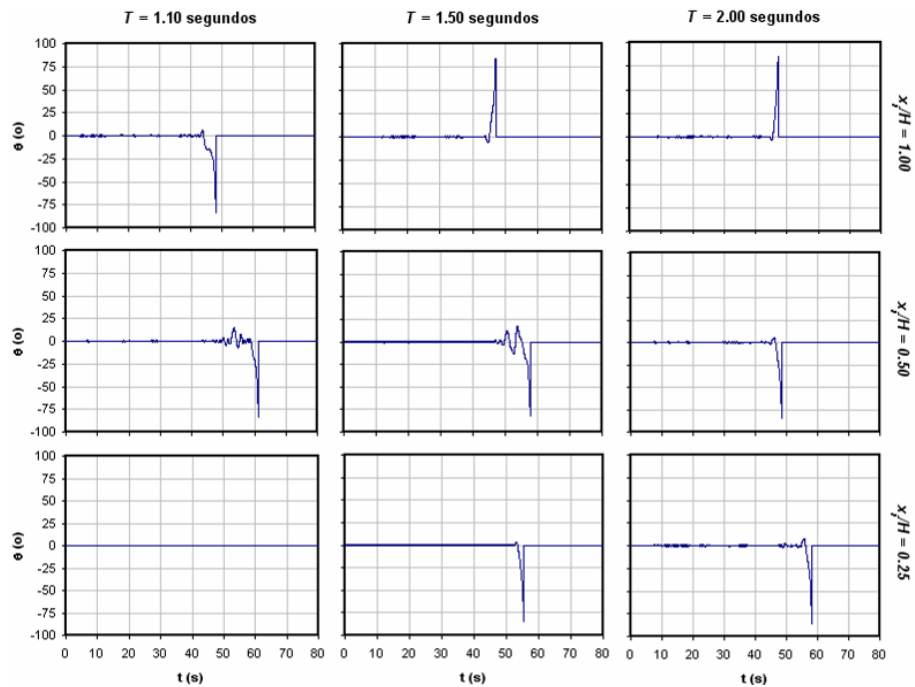


Figura 4.3.3 Volteo del objeto C1/J2 ubicado en un edificio de marcos estructurales localizado en SCT y sometido a un evento simulado de origen de subducción y $T_R = 125$ años; $\mu = 0.8$

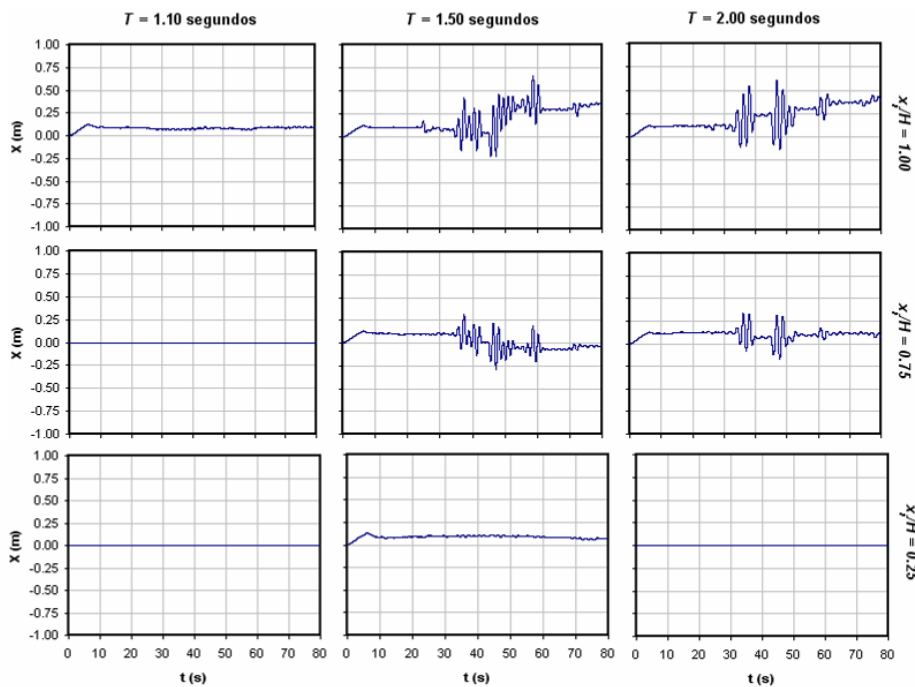


Figura 4.3.4 Deslizamiento del objeto C1/TP ubicado en un edificio de marcos estructurales localizado en SCT y sometido a un evento simulado de falla normal y $T_R = 125$ años; $\mu = 0.25$

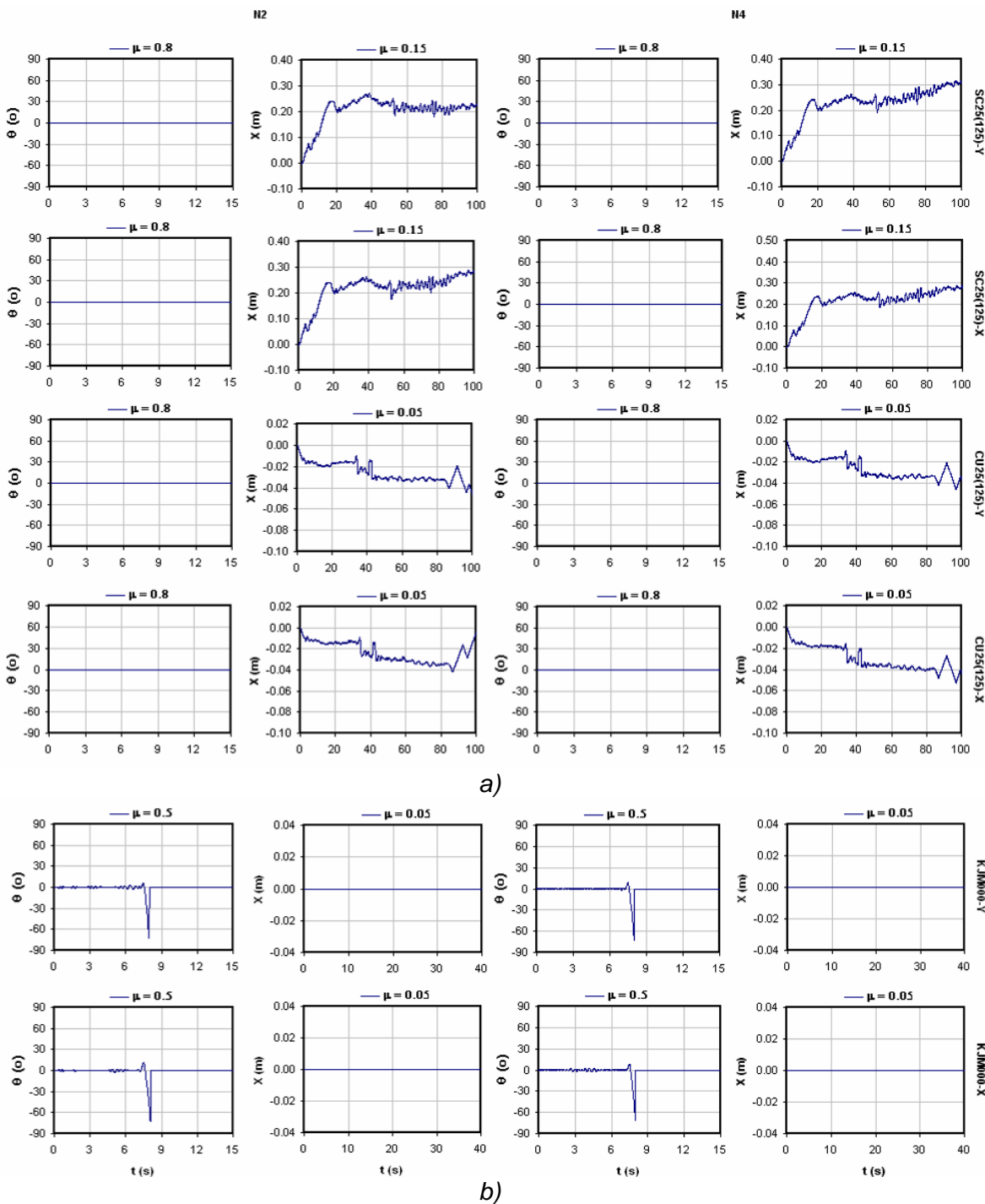


Figura 4.3.4.1 Respuesta dinámica de los objetos a) C1/C y b) C2/J1 en los niveles 2 y 4 de un estante ante los eventos de subducción simulados en CU y SCT para un $T_R = 125$ años, y ante el sismo registrado en la estación KJM000 durante el sismo de Kobe (Japón) en 1995

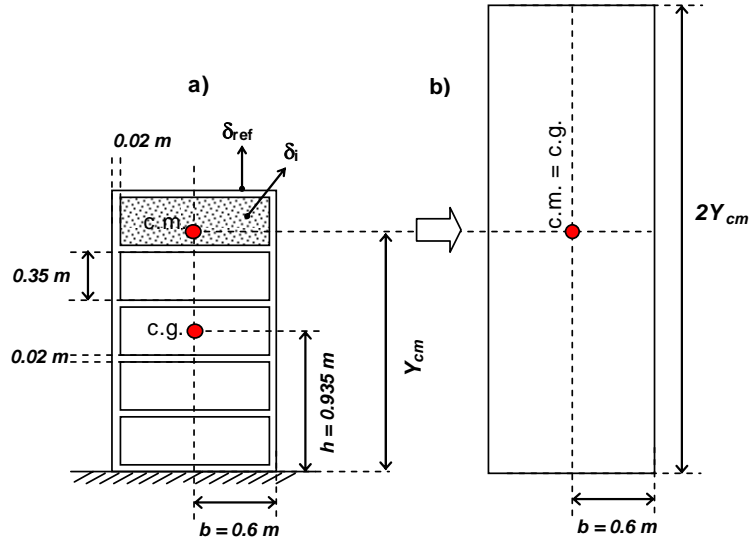


Figura 4.3.4.2 Geometría y modelo equivalente de un estante de cinco niveles con distribución no uniforme de masa

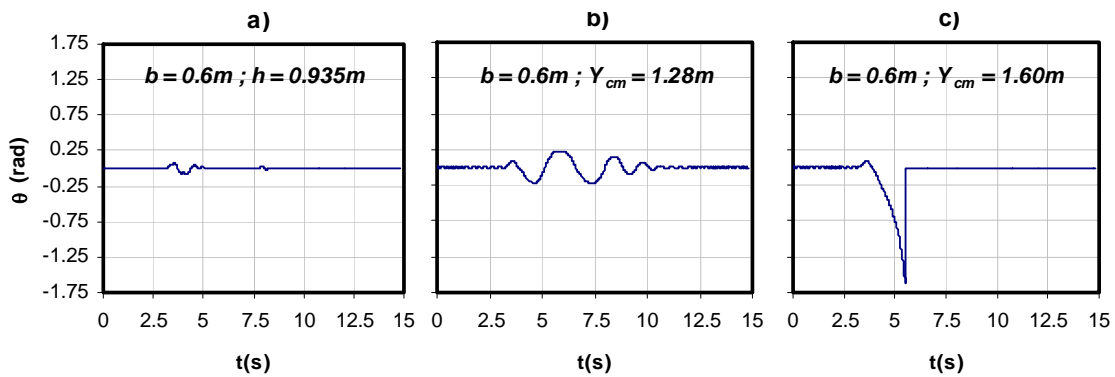


Figura 4.3.4.3 Historia de desplazamientos para cuerpos rectangulares, con y sin distribución uniforme de masa, sometidos al registro de la estación de Sylmar para el sismo de Northridge

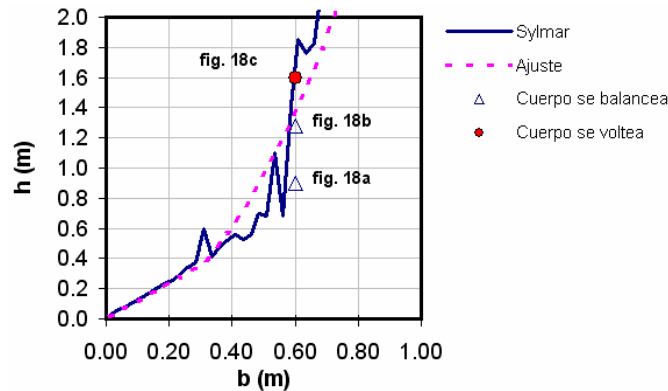


Figura 4.3.4.4 Curvas de volteo y condiciones límites para el estante analizado

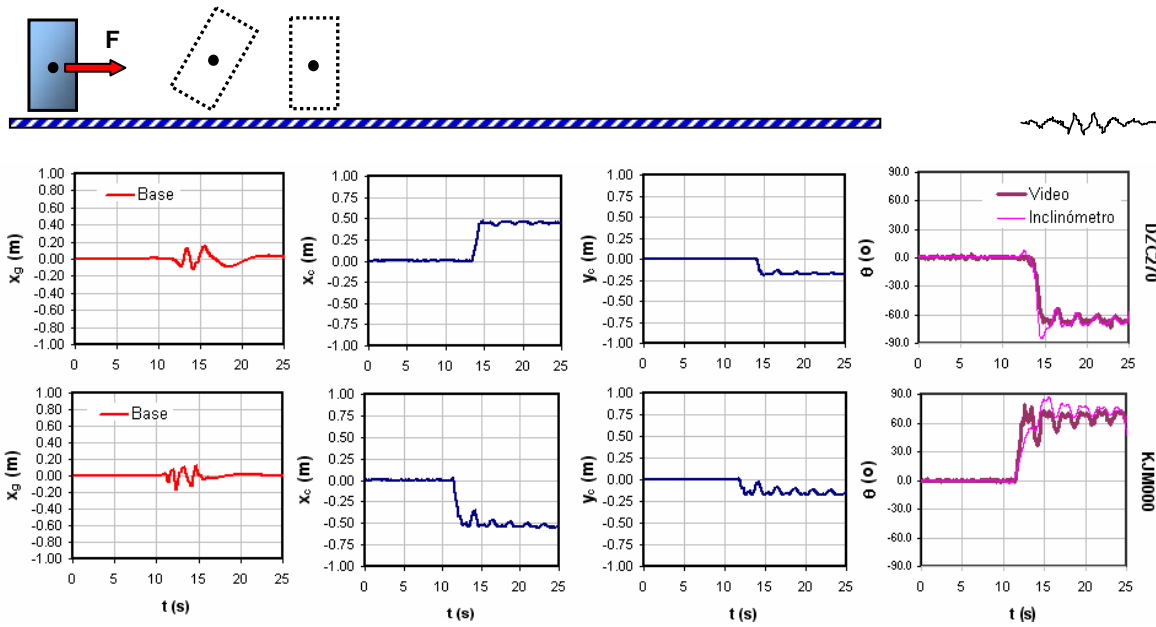


Figura 4.3.5.1 Respuesta experimental en mesa vibradora de un bloque rectangular con distribución no uniforme de masa



CAPÍTULO 5

PRUEBAS EXPERIMENTALES EN MESA VIBRADORA

En este capítulo se indican objetivos, detalles de instrumentación y diferentes consideraciones hechas durante la serie de pruebas experimentales que complementan esta investigación doctoral. Esta investigación corresponde a una petición, por parte de La Asociación Mexicana de Institución de Seguros (AMIS) al Instituto de ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), de una propuesta para proponer tablas y bases de datos que permitan fijar cuotas de cobertura global contra daño en contenidos de edificios debido a sismos.

5.1 OBJETIVO GENERAL

Modelar experimentalmente el deslizamiento y/o balanceo de cuerpos rígidos rectangulares ante movimientos en su base. Se consideran tanto movimientos de tipo armónico modulados en frecuencia y amplitud como aquellos registrados durante sismos; en el caso de sismos, esto solo se ha hecho de forma exhaustiva a través de modelos numéricos y analíticos.

5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- 1) Calibración de expresiones para determinar dimensiones críticas de volteo y deslizamiento máximo en cuerpos rígidos.
- 2) Estimación experimental y analítica de coeficientes de restitución y fricción para diferentes interfases objeto/superficie portante.
- 3) Comparación de los resultados obtenidos para cuerpos prototipo (dimensiones reales) y modelos (dimensiones escaladas) a través de un análisis dimensional convencional.
- 4) Evaluación del efecto que la distribución no uniforme o las variaciones en la masa de un objeto tienen en su comportamiento dinámico.
- 5) Modelado experimental de cuerpos de formas arbitrarias, sin ejes de simetría.

5.3 ESPECIMENES PROTOTIPO

Para estas pruebas experimentales se contrató a la empresa ODEKA S. A. de C. V. para que construyera bloques rectangulares prismáticos: de diferentes relaciones de esbeltéz, estructurados y rigidizadas en sus caras perimetrales con perfiles PTR (ver figura 5.3.1a), cuya cara inferior se pueda cambiar por una placa de cierto material (madera, acero y caucho) de 2.5 cm. de espesor (ver figura 5.3.1b) y con dispositivos internos para agregar pesas de diferentes pesos que permitan en altura modificar su centro de masa (ver figura 5.3.1c). La figura 5.3.1d muestra diferentes tamaños y pesos de placas consideradas durante pruebas. Se consideran cuerpos con bases de diferentes materiales para considerar interfases y por lo tanto coeficientes de fricción diferentes.

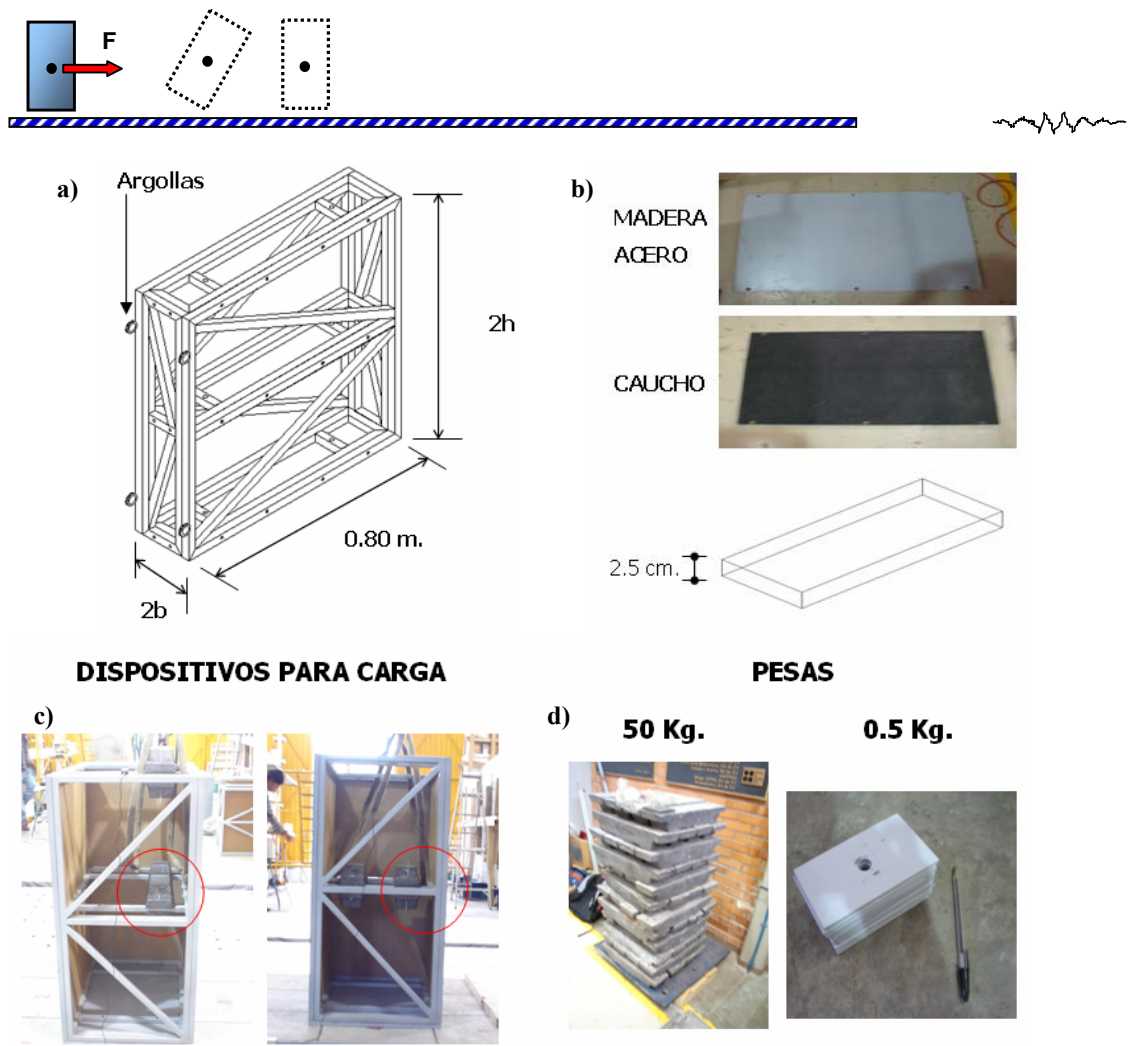


Figura 5.3.1 Especímenes considerados durante pruebas experimentales: a) prototipo, b) placas de interfase, c) dispositivos para recibir carga y d) pesas

En la tabla 5.3.1 se indican códigos y dimensiones de los bloques a ensayar; b y h representan semianchos y semialturas respectivamente. Se eligió un mismo valor de la profundidad de los bloques asegurando que fuera mayor que la dimensión b evitando así posibles efectos torsionales. Adicionalmente, en la tabla 5.3.2 se ejemplifican algunos contenidos que representan una pérdida importante dentro de una estructura de acuerdo a su uso; esto para dar validez a la selección de las dimensiones de especímenes a probar.

Tabla 5.3.1 Prototipos a probar en mesa vibradora

CÓDIGO	SEMI - DIMENSIONES		
	b (m)	h (m)	Profundidad (m)
P1	0.1	0.2	0.8
P2	0.1	0.4	0.8
P3	0.1	0.6	0.8
P4	0.2	0.4	0.8
P5	0.3	0.6	0.8



Tabla 5.3.2 Algunos ejemplos de contenidos en estructuras de acuerdo a su uso

b (m)	h/b	vivienda, oficinas, tiendas departamentales	equipo hospitalario	laboratorios	industria
0.1	1	objetos en alacenas-estantes, cristalería, porcelanas, televisores, UPS	vaporizadores de anestesia	balones de destilación, matraces, vaso de precipitados, pesas, mecheros, esterilizadores	
	2	subwoofer, minicomponentes, monitores, CPU, UPS, plasmas y LCD, licuadoras, cafeteras de goteo, lámpara escritorio, cristalería,	esterilizadores, torniquetes	microscopios, balanzas, agitadores, autoclaves, hornos, fuente de poder	extractores, cafetera secretarial
	3	plasmas y LCD, cristalería	equipo cardiovascular		licuadoras industriales, dispensadores, granizadoras
	4				licuadoras industriales
	5 y 6	parlantes, ventiladores, jarrones, lámparas de pie, esculturas	cilindros de hidrogeno, oxigeno y desechos radioactivos		
0.2	1	televisores, microondas, monitores, impresoras, triturador de documentos		destilador, centrífugas, hornos, incubadoras para cultivos	freidoras, salamandras, enfriadores, vitrinas mini frías - pastelería, dispensadores, peladores eléctricos, extractores, rebanadoras
	2	calentadores, lavadoras, secadoras, lavavajillas, mueble organizador	bombas de succión, sistemas de autotransfusión		baño maría - lateral, freidoras, dispensadores, asador tacos pastor, conservador de golosinas, vitrinas mini calientes - panaderías, bebederos, batidoras, amasadoras, granizadoras
	3	archiveros, vitrinas, ventiladores pedestal, UPS	monitores presión sanguínea, bombas intra-aórticas, respiradores, ultrasonidos, reguladores de voltaje - cargadores		freidoras, asadores, planchas, enfriadores, trituradoras de hielo
	4				anaqueles, lockers, duplexers
	5 y 6	relojes de pie	lámparas de cirugía		
0.3	1	amplificadores, televisores, refrigeradores, congeladores, cafetera express, fotocopiadoras rebanadoras, precoladora manual	calentador-enfriador	incubadoras para cultivos	estufones, hornos, enfriadores, dispensador, procesador de alimentos,
	2	televisores	incubadoras, cunas térmicas, maquinas de anestesia	refrigeradores	carros de servicio, asadores, rosticeros, enfriadores, maquinas productoras de hielo, vitrinas refrigeradas
	3	vitrinas, consolas videojuego, refrigeradores, centros de lavado, espejos de pie, gabinetes	maquinas de anestesia, cunas térmicas, rayos x - portables, servidores		rack charolas, planchas, enfriadores, refrigeradores, destilador eléctrico
0.4	1	escritorios, revisteros	calentador-enfriador, UPS	refrigeradores, muflas	marmita, enfriadores
	2	libreros	maquinas de anestesia, esterilizadores, UPS, DC sistemas	cabinas de flujo, refrigeradores	baño maría - frente, gabinetes, anaqueles, estufas, hornos, enfriadores, vitrinas lácteos y carnes frías, lavalozas
0.5	1	fotocopiadoras	UPS	incubadoras avícolas, liofilizador	estufas, rosticeros, carros de servicio, congeladores
	2	libreros	cunas térmicas, cámara de flujo laminar		rosticeros
	3		UPS		
	4		UPS		



5.4 SUPERFICIES PORTANTES

Se probará la respuesta de los diferentes prototipos cuando se encuentran apoyados sobre superficies rígidas horizontales de diferentes materiales (vinil, concreto, loseta, madera y tapete); estas superficies se fijaran a la mesa mediante cabezales y pernos perimetrales a fin de asegurar que su movimiento sea el mismo (ver figura 5.4.1).

Los materiales seleccionados representan superficies típicas que se pueden encontrar en campo libre o en diferentes niveles de edificios. Esta superficie portante se construirá empleando módulos de concreto y placas de cada material que se puedan instalar en serie directamente sobre la mesa vibradora, ensamblar mediante conexiones macho / hembra y acoplarse a través de un marco perimetral de acero. Con ello se pretende evaluar la respuesta bidimensional de los bloques para diferentes condiciones de interfase.

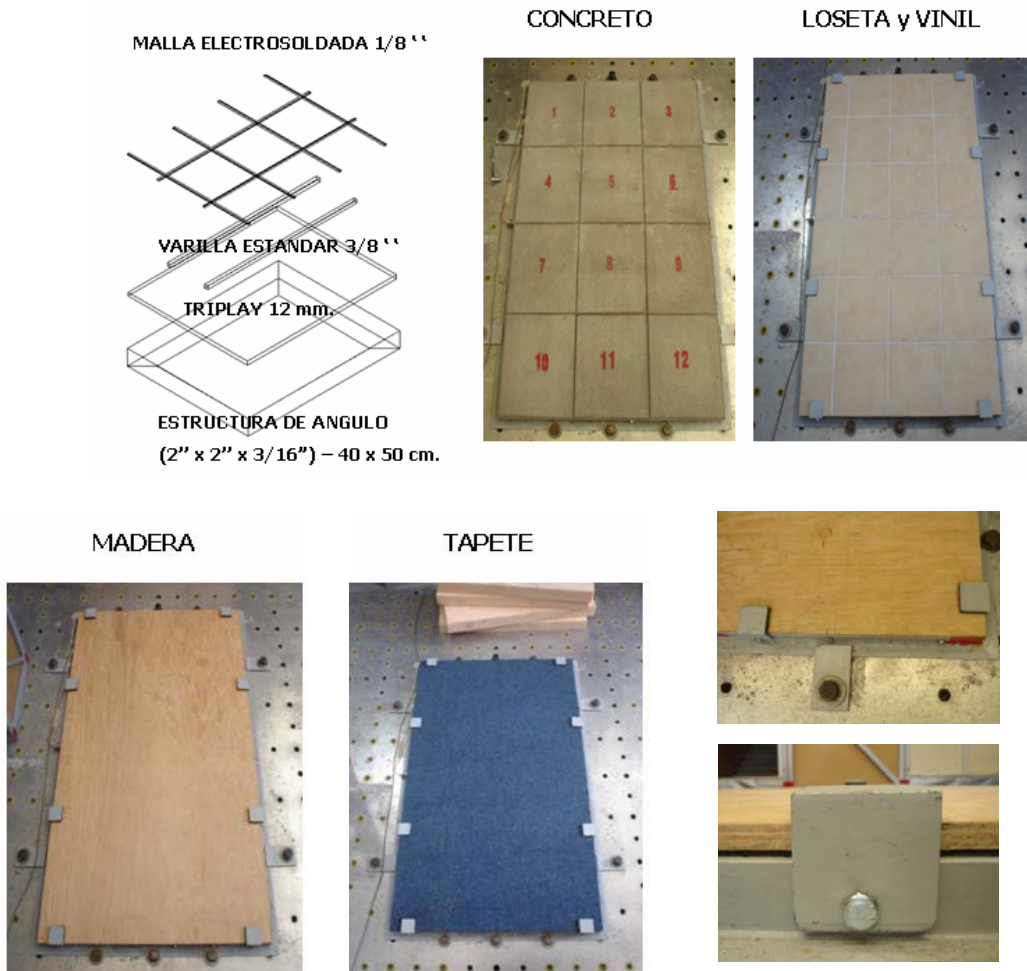


Figura 5.4.1 Sistema de piso fijo en mesa vibradora diseñado para modificar el material de la superficie: a) estructuración, b) serie de módulos de concreto, c) placa loseta y vinil, d) placa madera, e) placa tapete, f) sistema sujeción piso / mesa vibradora y g) sistema sujeción placa/piso



5.5 EQUIPO DE MEDICIÓN: ROTACIONES, DESPLAZAMIENTOS, ACELERACIONES Y CARGAS

La estimación experimental de giros y deslizamientos en cuerpos rígidos se llevó a cabo empleando un sistema digital de video que registró un cierto número de imágenes por segundo y permitió mediante software especializado estimar los valores de desplazamientos horizontales y verticales respecto a un sistema de referencia (ver figura 5.5.1); esto se hizo marcando con un color distintivo ciertas zonas estratégicas (vértices y centro geométrico) sobre el bloque y al procesar el video, filtrando aquella gama de colores que no correspondía al de las marcas. Con estos desplazamientos horizontales y verticales fue posible estimar las rotaciones sobre cualquiera de los cuatro vértices del bloque rígido y compararlos con los resultados analíticos obtenidos del programa de computadora desarrollado (CAPÍTULO 6).

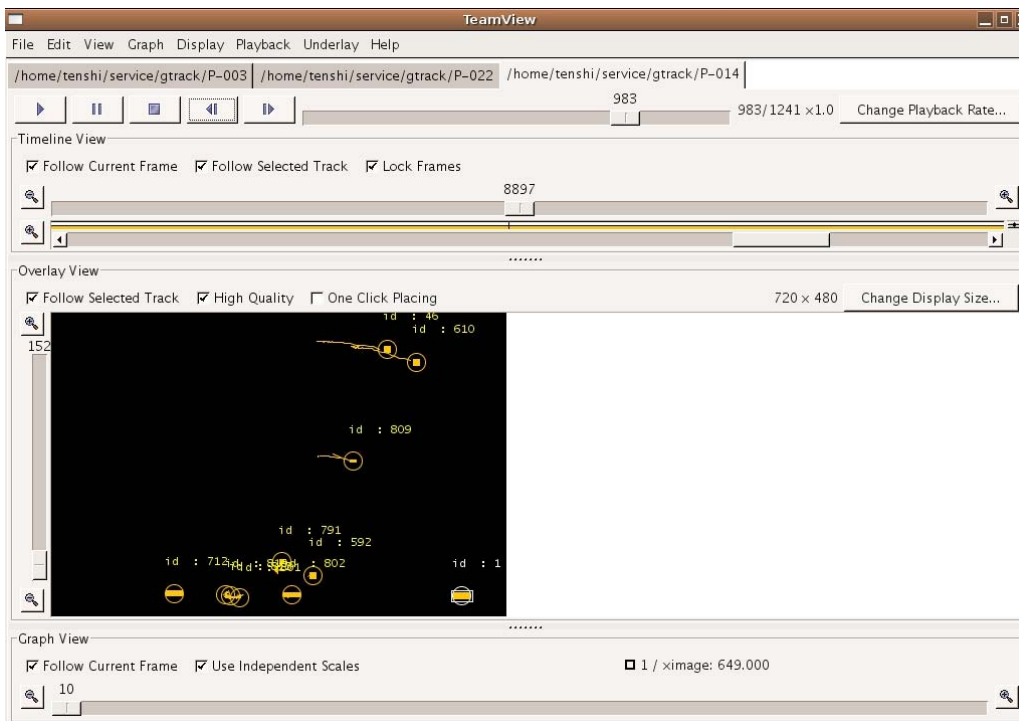


Figura 5.5.1 Programa para procesamiento de video

Las especificaciones del programa y videocámara son las siguientes:

- 1) Programa: GTRACK – TEAM VIEW 3.0.
- 2) Ambiente: LINUX OUBUNTU 2.612.16.
- 3) Zoom óptico: 20X
- 4) Zoom digital: 800X
- 5) Resolución: 720 X 480 píxeles.
- 6) Velocidad de Grabación: 29.97 F/S.
- 7) Escalas de tiempo: 0.033 segundos = 33 ms.
- 8) Escalas dimensionales: en X, 0.0028 m/píxel y en Y, 0.0031 m/píxel.



En la figura 5.5.2 se muestran diferentes equipos empleados para estimar: 1) la respuesta de los bloques durante pruebas experimentales y 2) valores de algunos parámetros importantes a tratar en la sección 5.6. Debido a que la cámara de registro se encuentra en un soporte externo a la mesa vibradora fue necesario restar del movimiento registrado la señal de entrada. En este trabajo se combina el uso de inclinómetros que registran en dos direcciones perpendiculares (Crossbow CXTA02, +/- 75°), acelerómetros Crossbow (2g), video, transductores de deslizamiento (LVDTs, +/- 15 cm) y celdas de carga (500 lb.). En el caso del inclinómetro fue necesario hacer una calibración empleando un nivel topográfico (ver figura 5.5.3) y proponer un modelo logístico del tipo dado en la ecuación 5.5.1 que en función del giro permite estimar valores de voltaje.



Figura 5.5.2 Equipo empleado durante pruebas experimentales

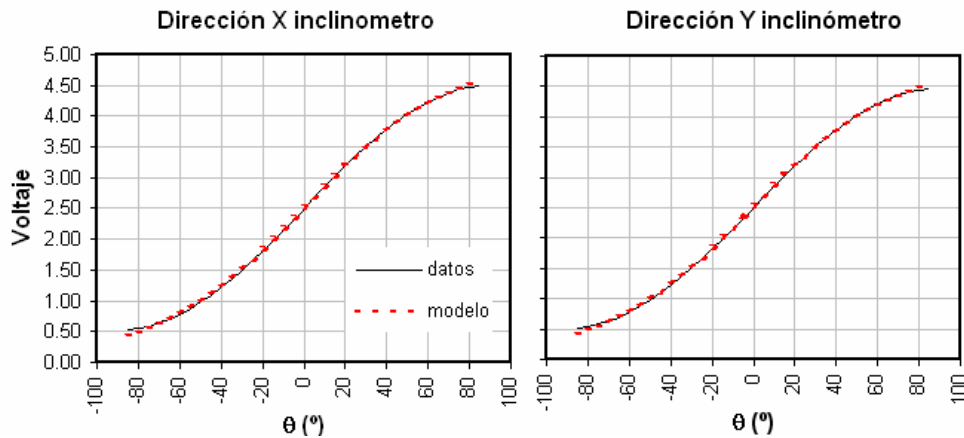


Figura 5.5.2 Calibración del inclinómetro

$$Voltaje = \frac{l}{1 + m \cdot e^{-n \cdot \theta}} \quad (5.5.1)$$

Donde l , m y n toman valores de 4.985, 0.988 y 0.028 en dirección X, mientras que en dirección Y toman valores de 4.922, 0.957 y 0.028 respectivamente.

La figura 5.5.3 muestra la disposición de equipos y especímenes sobre la mesa vibradora durante pruebas experimentales tanto para registrar en video como para estimar el coeficiente de fricción. Durante la medición de la respuesta dinámica de bloques se emplearon protecciones laterales de



espuma y sujetadores (eslingas) a la grúa en el caso de cuerpos cargados con pesas (en algunos casos 200 Kg. excéntricos); esto con el fin de proteger tanto la superficie de piso como los especímenes. Las figuras 5.5.3a y 5.5.3b muestran una vista frontal y posterior para registro en video; en las mismas figuras se pueden ver las marcas (de referencia que sigue el programa para procesar video). La figura 5.5.3c muestra el montaje para estimar coeficientes de fricción empleando tensores, celdas de carga y transductores de desplazamiento.

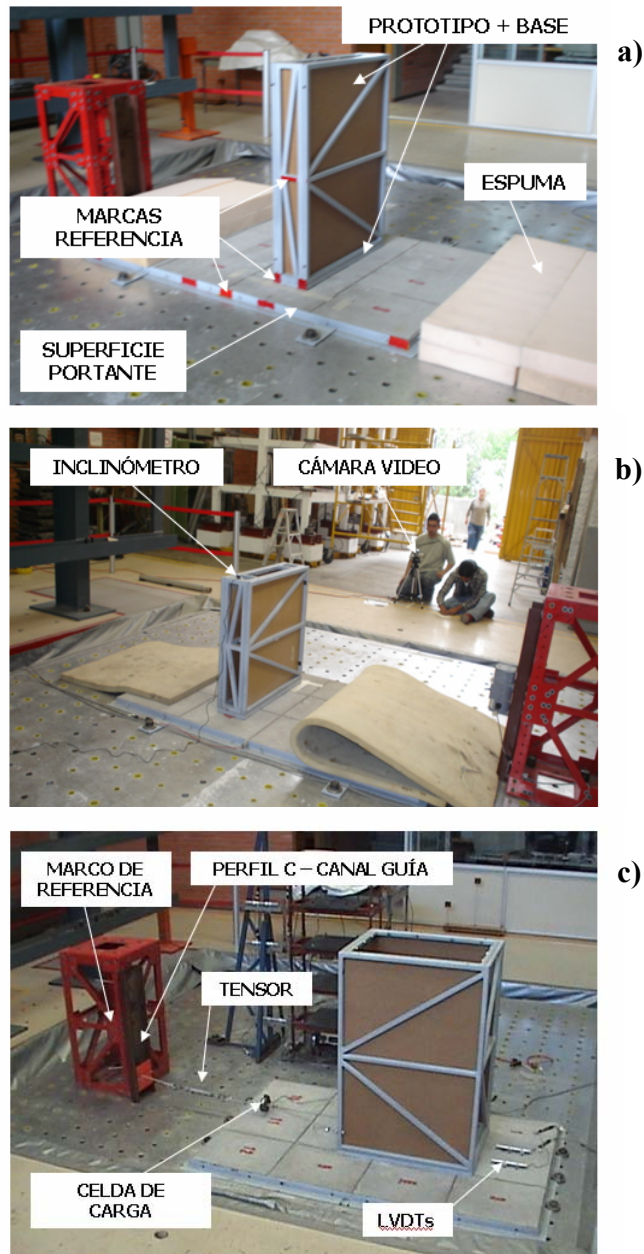


Figura 5.5.3 Disposición de equipos y bloques durante pruebas experimentales en mesa vibradora: a) vista frontal, b) vista posterior y c) arreglo para estimar coeficientes de fricción.



5.6 PARAMETROS REQUERIDOS PARA EL MODELO

En esta sección se indican algunos medios para obtener el valor de los parámetros necesarios en el modelo dinámico de cuerpos rígidos sometidos en su base a un movimiento.

5.6.1 Coeficiente de Restitución (r)

Es la razón entre la velocidad angular del cuerpo antes del impacto (θ'_1) con la superficie de apoyo, y su velocidad angular después del mismo (θ'_2); ver Expresiones 5.6.1.1 a 5.6.1.3. Teóricamente, su magnitud es derivada a través de la conservación del momentum angular y de la energía durante el impacto (Kimura y Iida, 1934; Housner, 1963); este parámetro tiene un valor entre 0 y 1, el valor de uno es para un choque perfectamente elástico y el valor de cero para un choque perfectamente inelástico. Puede asumirse como un valor tomado de investigaciones previas (p. e. Aslam y otros 1980), estimado a través de pruebas de vibración libre o ajustado a partir del modelo analítico. En este trabajo se usa el valor obtenido de la expresión 5.6.1.3, se estudia su variación tiempo a tiempo para las diferentes señales de entrada consideradas y se compara con el valor que en el modelo analítico mejor reproduce los resultados experimentales.

$$\theta'_2 = r \cdot \theta'_1 \quad (5.6.1.1)$$

$$\alpha = \tan^{-1}(b/h) \quad (5.6.1.2)$$

$$r = 1 - 1.5 \cdot (\sin(\alpha))^2 \quad (5.6.1.3)$$

Donde $R^2 = b^2 + h^2$.

5.6.2 Coeficientes de Fricción Estáticos y Dinámicos

En física o mecánica se define como rozamiento o fricción a la resistencia que se opone a la rotación o al deslizamiento de un cuerpo sobre otro, o también es la fuerza que aparece en la superficie de contacto de dos cuerpos cuando se intenta deslizar uno sobre otro. Se pueden mencionar algunas leyes del rozamiento para cuerpos sólidos:

- 1) La fuerza de rozamiento es de sentido contrario a la fuerza que empuja al cuerpo.
- 2) El valor de la fuerza de rozamiento es menor o igual que el de la fuerza que empuja al cuerpo.
- 3) La fuerza de rozamiento es casi independiente de la superficie de contacto.
- 4) La fuerza de rozamiento depende de la naturaleza de los cuerpos en contacto, así como del estado en que se encuentren sus superficies.
- 5) La fuerza de rozamiento es directamente proporcional a la fuerza normal que actúa entre las superficies de contacto.
- 6) Para un mismo par de cuerpos, el rozamiento es mayor en el momento de arranque que cuando se inicia el movimiento.



- 7) La fuerza de rozamiento es prácticamente independiente de la velocidad con que se desplaza un cuerpo sobre otro.

Existen dos tipos de rozamiento. La fricción estática (μ_s) es la fuerza de oposición al inicio de cualquier movimiento de una superficie contra otra. Es decir que solo está presente mientras el movimiento no se ha iniciado. Cuando el cuerpo ya está en movimiento entonces la fuerza de oposición que actúa es más débil y se denomina fricción dinámica (μ_k). Este segundo tipo solo existe entre cuerpos en rozamiento que ya se estén moviendo. Se observa que es más difícil iniciar el movimiento de un cuerpo que mantenerlo y esto es porque la estática es más intensa que la dinámica. La condición de equilibrio de un cuerpo rectangular y la variación de estas fuerzas ($f_{\text{máx}}$, f_k) respecto a la fuerza aplicada (F) se presentan en las figuras 5.6.2.1a y 5.6.2.1b.

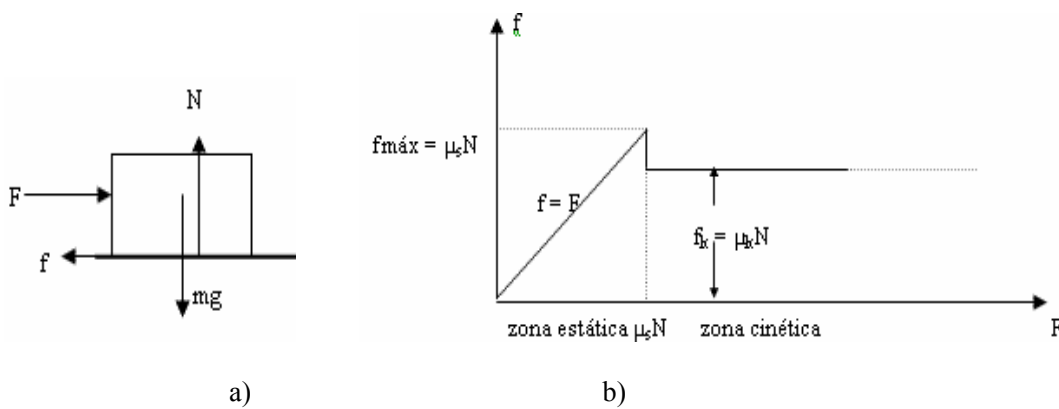


Figura 5.6.2.1 a) Diagrama de cuerpo libre y b) relación entre la fuerza aplicada al cuerpo y la fuerza de fricción entre superficies de contacto.

En este trabajo, al igual que Konstantidinis y Makris (2003), se viene estimando el valor de los coeficientes de fricción estáticos y dinámicos a través de pruebas de carga – desplazamiento que permitan obtener gráficas como las que se muestran en la figura 5.6.2.2. Para obtener estas figuras se considera el sistema conformado por un bloque de masa m que descansa sobre un plano horizontal. Este bloque está unido por un lado, a una celda de carga desde un marco de reacción y por el otro, a un transductor de desplazamiento; esto se hace mediante un hilo “inextensible” y de peso despreciable; un ejemplo de la disposición de equipos para realizar este tipo de pruebas se mostró en la figura 5.5.3c. El coeficiente estático μ_s se obtiene después de ir incrementando la carga horizontal hasta superar por primera vez el estado de reposo y deslizarse; esto corresponde al valor de fricción asociado al pico de la figura. A partir de allí el cuerpo permanece deslizando para aproximadamente la misma carga horizontal, y el coeficiente asociado será μ_k (meseta de la figura). Para los fines de esta investigación se espera contar con resultados de este tipo, sin embargo debido a retrasos y poca disponibilidad de espacio en la mesa vibradora para instalar el sistema bloque/superficie de piso, recientemente se está midiendo y procesando esta información.

En la tabla 5.6.2.1 se indican, de la literatura, diferentes valores de los coeficientes de fricción dinámicos y estáticos entre diferentes tipos de superficies; el número entre paréntesis indica la referencia al final de este trabajo En la tabla 5.6.2.2 se presentan otros valores encontrados en Internet para estos coeficientes. Aunque en general, estos parámetros provienen de pruebas experimentales sobre interfases con condiciones muy diferentes a las que aquí encontramos, pueden



ser un punto de referencia como valor inicial para aproximarnos desde el modelo analítico a los resultados experimentales.

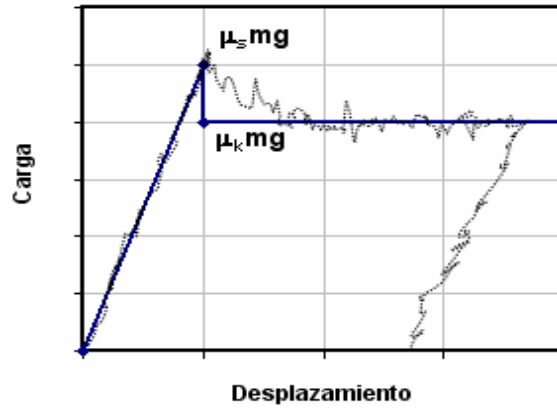


Figura 5.6.2.2 Curvas carga – deslizamiento del sistema considerado

Tabla 5.6.2.1 Coeficientes de fricción estáticos y dinámicos

Materiales en contacto	μ_s					μ_k				
	31	56	20	21	22	31	56	20	21	22
Hielo / Hielo			0.1		0.1	0.028		0.03		0.03
Vidrio / Vidrio			0.9		0.94			0.4		0.4
Madera / Cuero			0.4	0.5				0.3	0.4	
Madera / Piedra			0.7					0.3		
Madera / Madera		0.375	0.4	0.7	0.38		0.2	0.3	0.4	0.2
Madera encerada / Nieve húmeda		0.14			0.14	0.1				0.1
Madera encerada / Nieve seca										0.04
Roble / Roble						0.48				
Acero / Acero		0.74	0.74	0.15	0.74	0.18	0.57	0.57	0.09	0.57
Acero / Hielo			0.03			0.025		0.02		
Acero / Hierro						0.19				
Acero / Latón			0.5					0.4		
Acero / Teflón			0.04					0.04		
Aluminio / Acero		0.61			0.61		0.47			0.47
Metal / Cuero				0.6		0.56			0.5	
Metal / Metal (lubricados)					0.15					0.06
Teflón / Teflón		0.04	0.04		0.04		0.04	0.04		0.04
Caucho / Concreto (seco)		1.0	1.0	0.9	1.0		0.8	0.8	0.7	0.8
Caucho / Concreto (húmedo)			0.3	0.7				0.25	0.57	
Cobre / Acero		0.53					0.36			
Cobre / Hierro (fundido)			1.1					0.3		
Cobre / Cobre					0.53					0.36
Bronce / Bronce						0.2				
Bronce / Acero						0.18				
Esquí (encerado) / Nieve (0°C)			0.1			0.035		0.05		
Articulaciones humanas		0.01	0.01		0.01		0.003	0.003		0.003



Tabla 5.6.2.2 Otros valores de los coeficientes de fricción estáticos y dinámicos

Materiales en contacto	μ_s	μ_k
Granito / Acrílico	0.37	0.40
Granito / Caucho	0.81	0.68
Granito / Plástico	0.44	0.54
Granito / Madera	0.35	0.40
Vinil / Acrílico	0.73	0.42
Vinil / Caucho	0.96	0.47
Vinil / Plástico	0.74	0.35
Vinil / Madera	0.81	0.49

5.7 HISTORIAS DE ACELERACIÓN

Se estudia experimentalmente la respuesta de cuerpos rectangulares sometidos a movimientos analíticos de tipo armónico y registrados durante sismos. En la tabla 5.7.1 se indican para diferentes sismos considerados fecha de ocurrencia, estación de registro, intensidades pico, desplazamiento máximo y frecuencia predominante asociada a la máxima amplitud del espectro de Fourier y la propuesta por Fajfar (1992). Estos corresponden a movimientos con diferentes características en términos del contenido de energía en varias bandas de frecuencia, duración y variación de la intensidad con el tiempo. De este grupo de sismos registrados, fueron seleccionados inicialmente 6 (sombreados) que cumplen con las limitaciones existentes para reproducir intensidades pico y desplazamientos en la mesa vibradora. En la misma tabla se enmarcan las celdas asociadas a casos que no cumplen con las restricciones en mesa vibradora; aunque el desplazamiento D de los eventos registrados en las estaciones DZC270 y KJM000 por poco no cumple con el desplazamiento máximo de la mesa (15 cm.), un filtro pasa banda (0.1Hz-10Hz) permitió usarlos sin modificar substancialmente la señal original.

Para evaluar la validez de los eventos seleccionados no basta solo con revisar que sus intensidades pico cumplan con las restricciones de la mesa vibradora, es necesario conocer si pueden propiciar y sostener algún modo de respuesta diferente a permanecer en reposo. Esto se obtiene a partir de criterios de estabilidad y condiciones de iniciación de los diferentes posibles modos de respuesta; en dichos criterios se evalúan las condiciones de frontera prototipo/superficie portante, la aceleración pico del movimiento y sus dimensiones. La tabla 5.7.2 se indica, como ejemplo, el modo de respuesta desde el reposo de los diferentes prototipos considerados en este estudio para una fricción estática de 0.3. En la primera columna se indica tanto el valor del coeficiente de fricción estático considerado como los movimientos en la base del cuerpo. Las columnas siguientes indican las dimensiones en metros de los prototipos. Las siglas PS, PR, S-R y R corresponden a deslizamiento puro, balanceo puro, deslizamiento-balanceo y reposo respectivamente. Las filas sombreadas corresponden a los eventos a considerar en pruebas experimentales sin algún tipo de escalamiento. El estudiar posibles comportamientos de cuerpos rígidos desde el reposo nos permitió reducir a 5 el número de sismos a considerar en pruebas experimentales; el registro de la estación HOS180 no es lo suficientemente fuerte para promover otro tipo de comportamiento diferente al reposo en los prototipos.

Adicionalmente, movimientos analíticos del tipo que se presenta en la figura 5.7.1 fueron considerados. Estos movimientos han sido estudiados previamente al ser modulados tanto en



frecuencia como amplitud ($1 < \omega < 20 @ 1 \text{ rad/s}$ y $0.1g < A < 1g @ 0.1g$). Las expresiones 5.7.1 y 5.7.2 corresponden a los movimientos Ricker y SIN_Var respectivamente.

Tabla 5.7.1 Características de los sismos considerados para pruebas experimentales

Evento	Fecha - sismo	Referencias										Estación	A (m/s ²)	V (m/s)	D (m)	W (rad/s)	
		8	29	12	13	60	26	57	32	33	Fourier					Fajfar	
1**	15/10/1979 - Imperial Valley										N	El Centro Array #5	3.30	0.89	0.66	2.15	5.42
2**	1971 - San Fernando	N			N	N	N					Pacoima Dam	9.53	1.16	0.36	4.37	12.03
3**	27/06/1966 - Parkfield		E		N		N					Shandon Array #2	4.76	0.76	0.31	9.11	9.12
4**	19/09/1985 - Michoacán									N		SCT	1.68	0.61	0.28	3.07	4.05
5**	17/01/1994 - Northridge				N					N		Sylmar	8.27	1.29	0.34	4.20	9.36
6**	17/01/1994 - Northridge				N					N		Rinaldi	8.26	1.75	0.48	4.60	6.92
7	21/07/2000 -											AL0121	0.15	0.02	0.007	3.26	8.44
8	22/05/1997 -											AL0122	0.06	0.02	0.005	3.03	4.12
9	30/10/1995 -											AL0130	0.02	0.01	0.001	3.53	6.21
10	23/11/1980 - Irpinia											ASTU270	3.51	0.53	0.33	2.51	9.00
11*	18/10/1989 - Loma Prieta		E	E								CAP090	4.35	0.29	0.06	9.49	20.06
12	21/09/1985 -											CDAO	0.47	0.16	0.07	1.73	3.88
13*	20/09/1999 - Chi Chi										N	CHY006	3.57	0.55	0.26	3.13	8.77
14**	14/09/1995 -									N		CUP114	0.13	0.04	0.02	1.99	5.13
15	23/05/1994 -											CUP123	0.05	0.004	0.001	16.52	15.20
16	17/08/1999 - Kocaeli											DZC270	3.51	0.46	0.18	3.37	10.31
17	28/06/1992 - Big Bear											HOS180	0.99	0.12	0.03	3.61	11.14
18*	28/06/1992 - Landers				N							JOS090	2.79	0.43	0.14	8.61	8.77
19*	16/01/1995 - Kobe			E								KJM000	8.06	0.81	0.18	9.05	13.44
20*	28/06/1992 - Landers				N							NPS090	1.31	0.15	0.06	3.22	11.80
21	15/06/1999 -											SCT15	0.30	0.07	0.03	3.72	5.55
22	30/09/1999 -											SCT30	0.36	0.10	0.03	3.07	4.86
23	19/10/1985 -											TACY19	0.02	0.001	8.00E-05	24.88	30.02
24**	25/04/1989 -									N		TACY25	0.11	0.02	0.009	2.22	6.19

E	PRUEBAS EXPERIMENTALES
N	RESULTADOS ANALÍTICOS O NUMÉRICOS
*	EMPLEADOS EN TRABAJOS PREVIOS
**	EMPLEADOS EN TRABAJOS PREVIOS CON REGISTRO
	NO CUMPLE CON LIMITACIONES EN MESA VIBRADORA
	SELECCIONADOS EN ESTA INVESTIGACIÓN

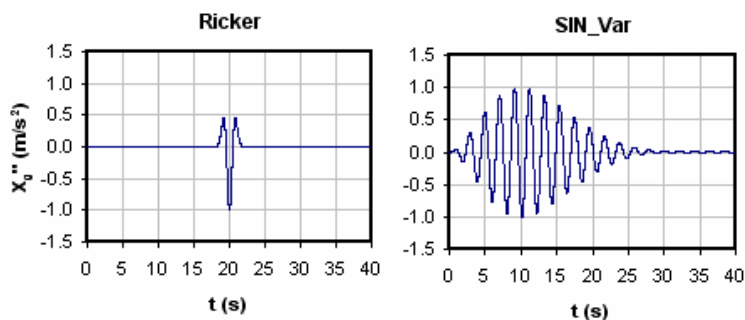


Figura 5.7.1 Movimientos analíticos empleados: Pulso de Ricker y movimiento senoidal de amplitud variable (SIN_Var)



$$x_g'' = A \cdot (2 \cdot a - 1) \cdot e^{-a} \quad ; \quad a = \left| \frac{w \cdot (t - T_s)}{2} \right|^2 \quad (5.7.1)$$

$$x_g'' = A \cdot \frac{90t^2 \cdot (t - T_d)^6}{T_d^8} \cdot \sin(w \cdot (t - T_d)) \quad (5.7.2)$$

Donde A representa la aceleración máxima del movimiento, w es la frecuencia angular en rad/s, T_s es el tiempo para el cual se obtiene la máxima intensidad, T_d es la duración de la fase intensa del movimiento y t es un instante de tiempo cualquiera.

Tabla 5.7.2 Modo de respuesta desde el reposo de los bloques estudiados para $\mu = 0.3$

μ	$b \times h$				
	0.1 x 0.2	0.1 x 0.4	0.1 x 0.6	0.2 x 0.4	0.3 x 0.6
0.3					
El Centro Array	PS	PR	PR	PS	PS
Pacoima Dam	PS	S-R	S-R	PS	PS
Shandon Array	PS	S-R	PR	PS	PS
SCT	R	R	PR	R	R
Sylmar	PS	S-R	S-R	PS	PS
Rinaldi	PS	S-R	S-R	PS	PS
AL01	R	R	R	R	R
AL01	R	R	R	R	R
AL01	R	R	R	R	R
ASTU270	PS	PR	PR	PS	PS
CAP090	PS	PR	PR	PS	PS
CDAO	R	R	R	R	R
CHY006	PS	PR	PR	PS	PS
CUP1	R	R	R	R	R
CUP1	R	R	R	R	R
DZC270	PS	PR	PR	PS	PS
HOS180	R	R	R	R	R
JOS090	R	PR	PR	R	R
KJM000	PS	S-R	S-R	PS	PS
NPS090	R	R	R	R	R
SCT	R	R	R	R	R
SCT	R	R	R	R	R
TACY	R	R	R	R	R
TACY	R	R	R	R	R
A2W10	R	R	PR	R	R
A4W10	PS	PR	PR	PS	PS
A6W10	PS	S-R	PR	PS	PS
A4W15	PS	PR	PR	PS	PS
A6W15	PS	S-R	PR	PS	PS
A8W15	PS	S-R	S-R	PS	PS
A6W20	PS	S-R	PR	PS	PS
A8W20	PS	S-R	S-R	PS	PS
A10W20	PS	S-R	S-R	PS	PS

Para el caso de estos movimientos analíticos, se puede demostrar que la velocidad (V) y desplazamiento máximo (D) están dados según las expresiones analíticas de la tabla 5.7.3. A partir de estas expresiones se encontró que para cumplir con las limitaciones de la mesa vibradora ($0 < V < 1.1\text{m/s}$ y $0 < D < 0.15\text{m}$), es necesario elegir una combinación de la frecuencia característica del movimiento (w) y de su aceleración pico ($0 < A < 1.2g$) tal que corresponda a una observación dentro de la zona definida entre las curvas punteadas de la figura 5.7.2; con esto se asegura el cumplir con los requerimientos de desplazamiento y velocidad máxima en la mesa. Dicha zona corresponde a la intersección de las áreas donde cada movimiento analítico cumple con las restricciones de la mesa vibradora; se eligió la intersección para tener un punto de comparación siendo consistente con la misma combinación de parámetros para los movimientos analíticos. Se



indican con rombos las combinaciones de A y w a probar durante las pruebas experimentales, considerando los movimientos Ricker y SIN_Var.

Tabla 5.7.3 Velocidad y desplazamientos pico para los movimientos analíticos

Movimiento tipo	V (m/s)	D (m)
FR	$0.8578 \cdot A \cdot w^{-1}$	$2 \cdot A \cdot w^{-2}$
SIN_Var	$1.0054 \cdot A \cdot w^{-1}$	$1.0823 \cdot A \cdot w^{-2.07}$

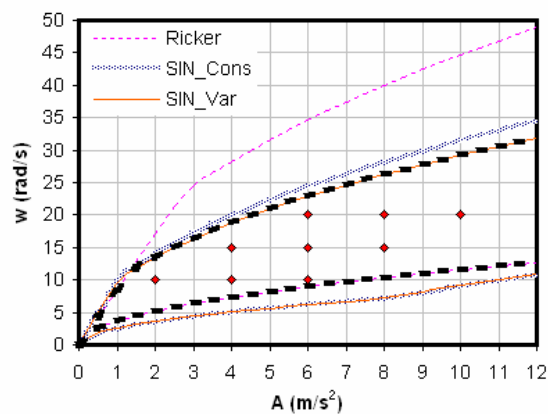


Figura 5.7.2 Combinación de A y w en movimientos analíticos para cumplir con los requerimientos de la mesa vibradora

5.8 ALTERNATIVA: APLICACIÓN DEL ANÁLISIS DIMENSIONAL

En muchos casos, debido a limitaciones de espacio o mecánicas, no es posible reproducir un fenómeno de forma real y es necesario buscar herramientas que permitan a partir de un modelo a escala estudiar comportamientos físicos de interés. En el caso de contenidos ubicados en sitios con condiciones especiales (p. e. suelos blandos con importantes efectos de amplificación) o niveles superiores de edificios, muchas veces es imposible reproducir en laboratorio las intensidades registradas durante sismos y es por ello que se recurre al estudio a escala de su respuesta. Dentro de las pruebas experimentales planteadas se tienen pensado evaluar la validez y aplicabilidad del análisis dimensional al estudiar la respuesta de contenidos para diferentes valores de escala.

5.8.1 MARCO TEÓRICO

El análisis dimensional es un método para verificar ecuaciones y planificar experimentos sistemáticos. A partir del análisis dimensional se obtienen una serie de grupos adimensionales, que van a permitir utilizar los resultados experimentales obtenidos en condiciones limitadas, a situaciones en que se tengan diferentes dimensiones geométricas, cinemáticas y dinámicas; y muchas veces en casos en que las propiedades involucradas en un fenómeno son distintas de las que se tuvieron durante los experimentos.



La importancia del análisis dimensional viene dada por la dificultad de establecer ecuaciones de determinados fenómenos, además de la dificultad de su resolución, siendo imposible obtener relaciones empíricas y teniendo que recurrir al método experimental. Es importante considerar que si en el experimento de un modelo (a escala geométrica del prototipo), se pueden obtener las escalas cinemáticas (relaciones de velocidades) y las escalas dinámicas (relaciones de fuerzas), los resultados adimensionales que se obtienen para el modelo son también válidos para el prototipo.

5.8.2 TEOREMA “II” DE BUCKINGHAM

El teorema II de BUCKINGHAM establece que en un problema físico en que se tengan “ k ” variables que incluyan “ q ” dimensiones distintas; las variables se pueden agrupar en “ $k-q$ ” grupos adimensionales independientes. Siendo V_1, V_2, \dots, V_k las variables que intervienen en el problema, se debe tener una función que las relacione: $f(V_1, V_2, \dots, V_k) = 0$; si $\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{k-q}$ representan los grupos adimensionales de las variables V_1, V_2, \dots, V_k ; este teorema también establece que existe una función de la forma: $g(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{k-q}) = 0$. El método para determinar, los grupos adimensionales; consiste en la selección de “ q ” de las “ k ” variables, con diferentes dimensiones, de manera que contengan entre todas las “ q ” dimensiones, y emplearlas como variables repetitivas, formando cada uno de los “ $k-q$ ” grupos adimensionales a partir de la siguiente expresión genérica:

$$\pi_i = V_i \cdot \prod_{j=q-k+1}^{j=k} V_j^{a_{ij}} \quad i = 1, \dots, q - k \quad (5.8.2.1)$$

Los grupos adimensionales, se denominan parámetros adimensionales π de BUCKINGHAM al ser su expresión un productorio adimensional. Los exponentes “ a_{ij} ” se determinan por la condición de que cada grupo resulte adimensional; se sustituyen las dimensiones de las variables por ellas mismas y los exponentes de M, L, T, \dots , se igualan a cero (adimensionalidad del parámetro). En el caso del comportamiento dinámico (deslizamiento y balanceo) de cuerpos rígidos se consideran 7 variables principales ($R, g, \alpha, \theta, w, \mu, x_g$) y dos dimensiones (L y T). Por lo tanto se pueden plantear cinco parámetros adimensionales que se pueden reducir a tres:

$$\pi_1 = w \cdot \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (5.8.2.2)$$

$$\pi_2 = \frac{\alpha}{\theta} \quad (5.8.2.3)$$

$$\pi_3 = \frac{x_g}{g} \quad (5.8.2.4)$$

5.8.3 TEORÍA DE MODELOS Y SEMEJANZA

A veces no es posible realizar ensayos experimentales de determinado prototipo (p) por su tamaño o por la dificultad de reproducir las condiciones reales; es por ello que se realizan pruebas con modelos (m) a escala (geométricamente semejantes). La teoría de modelos permite obtener las condiciones de ensayo del modelo a partir de las condiciones del prototipo y las magnitudes del prototipo a partir de las medidas experimentales del modelo. Con las herramientas del análisis dimensional pueden establecerse criterios de semejanza, muy útiles a la hora de realizar



experimentos, llevando las condiciones reales a las de laboratorio más manejables. Para ello, la condición de semejanza es que los números adimensionales que gobiernan las leyes del fenómeno en estudio de un prototipo deberán ser los mismos que en un modelo de laboratorio. En símbolos $\pi_{mi} = \pi_{pi}$. Se deben asegurar:

- 1) Semejanza geométrica: el modelo es una escala del prototipo.
- 2) Semejanza cinemática: cuando el modelo y el prototipo son similares respecto a sus dimensiones (L) y a la duración (T).
- 3) Semejanza dinámica: cuando el modelo y el prototipo son similares respecto al material (M), a sus dimensiones (L) y a la duración (T).

Trabajos previos (Isaacson y Isaacson, 1975; Sedov, 1993; Taylor, 1974; Hernández y otros, 1981; Vázquez, 2005; Tomazevic y Velenchovsky, 1992), en base al teorema II de BUCKINGHAM y a la teoría de modelos, plantean relaciones y procedimientos para el cálculo sistemático de productos adimensionales en diferentes aplicaciones. Considerando todo lo anterior y que el modelo está escalado respecto al prototipo por un factor de n ($L_p = nL_m$), se tiene que la duración del movimiento en la base del modelo se debe reducir por un factor de $n^{0.5}$ (ver expresión 5.8.3.1) mientras sus intensidades permanecen constantes (ver expresión 5.8.3.3).

$$\frac{w_m}{w_p} = \sqrt{\frac{R_p}{R_m}} = \sqrt{n} \quad (5.8.3.1)$$

$$\frac{\alpha_m}{\theta_m} = \frac{\alpha_p}{\theta_p} \quad (5.8.3.2)$$

$$\frac{x_{g_m}''}{g} = \frac{x_{g_p}''}{g} \quad (5.8.3.3)$$

Adicionalmente, el material de prototipo y del modelo es el mismo y por lo tanto al igualar sus esfuerzos ($\sigma_m = \sigma_p$) y densidades ($\rho_m = \rho_p$) se obtienen las relaciones 5.8.3.4 y 5.8.3.5 para la masa, respectivamente. La relación 5.8.3.4 corresponde a la masa que tendrá el modelo debido a su cambio de volumen y la relación 5.8.3.5 corresponde a la masa necesaria para cumplir con los requisitos inerciales. Debemos cumplir con la expresión 5.8.3.5 y por lo tanto se debe agregar masa al modelo en la proporción adecuada.

$$\frac{M_m}{M_p} = \frac{1}{n^3} \quad (5.8.3.4)$$

$$\frac{M_m}{M_p} = \frac{1}{n^2} \quad (5.8.3.5)$$

En la figura 5.8.3.1 se presentan las historias de rotaciones obtenidas analíticamente tanto para un cuerpo rectangular ($h_p = 0.75\text{m}$ y $b_p = 0.25\text{m}$) como para su modelo ($h_m = 0.15\text{m}$ y $b_m = 0.05\text{m}$) ante el evento 1 (ver tabla 5.7.1) que es el que presenta mayor desplazamiento máximo (0.66m). Estas figuras son adimensionales y están normalizadas respecto al giro y duración máxima en los ejes vertical y horizontal respectivamente. En este caso, la relación geométrica es $L_p / L_m = 5$ y para la



duración del movimiento en la base del modelo debe cumplirse que $T_m = T_p / (5)^{0.5}$; de lo anterior se deriva que $\Delta t_m = 0.0090$ (ver Figura III-5 derecha). Se probaron otros valores cercanos a 0.0090 (ver figuras 5.8.3.1 izquierda y centro) observándose un mejor ajuste respecto a los resultados del prototipo. Para el mismo caso, en la figura 5.8.3.2 izquierda y derecha se muestran resultados ante los sismos de Parkfield e Irpinia respectivamente con el valor de Δt_m derivado del análisis dimensional. De acuerdo con lo anterior y con las observaciones hechas por Aslam y otros (1980) sobre el intervalo de tiempo del movimiento en estudio, el valor de la duración del movimiento aplicado al modelo será esencial para obtener resultados congruentes. Uno de los propósitos de investigaciones de este tipo, será evaluar que tan acertadas son estas teorías de modelos y semejanza en la respuesta dinámica de contenidos que se encuentran localizados en niveles superiores de edificios donde las intensidades son demasiado altas para reproducirlas en mesa vibradora.

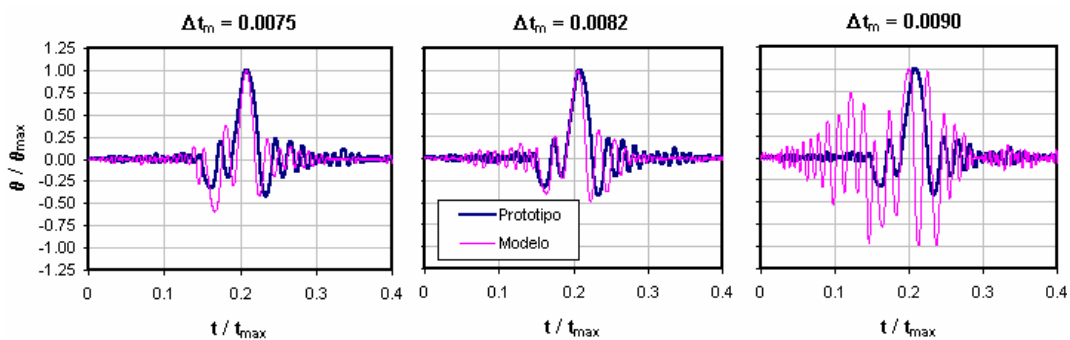


Figura 5.8.3.1 Historia de rotaciones para un cuerpo rectangular (dimensiones reales) y un modelo (dimensiones escaladas) para tres valores diferentes de Δt .

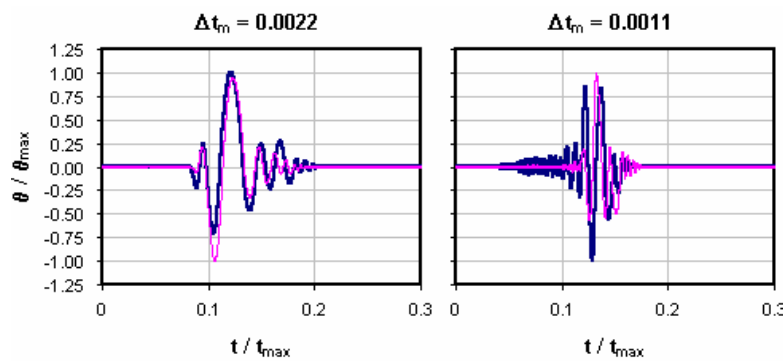


Figura 5.8.3.2 Historia de rotaciones para un cuerpo rectangular (dimensiones reales) y un modelo (dimensiones escaladas) ante los eventos registrados en Shandon y ASTU270 .

5.9 GRUPOS DE PRUEBAS EXPERIMENTALES

De acuerdo a lo que hemos visto en las secciones anteriores y a que es imposible e impráctico considerar todas las posibles combinaciones de casos que darían multiplicar el número de prototipos, superficies y movimientos considerados, se decidió definir cinco grupos (G1 a G5) de pruebas en los que se estudió estudiar una condición de interés en particular:



- 1) Grupo 1 (G1): estudiar el comportamiento dinámico de cuerpos rígidos con igual altura ($2h$).
- 2) Grupo 2 (G2): estudiar el comportamiento dinámico de cuerpos rígidos con igual esbeltez (α) y diferente (R).
- 3) Grupo 3 (G3): estudiar el comportamiento dinámico de cuerpos rígidos con igual ancho ($2b$) y diferente (R).
- 4) Grupo 4 (G4): evaluar que tan valido es el análisis dimensional en el estudio dinámico de cuerpos rígidos.
- 5) Grupo 5 (G5): evaluar el comportamiento dinámico de bloques rígidos con condiciones de distribución de masa no uniforme.

La tabla 5.9.1 resume los diferentes tipos de pruebas realizadas durante pruebas experimentales del comportamiento dinámico de bloques rígidos en mesa vibradora. Se indican tanto el prototipo (ver tabla 5.3.1) como el tipo de interfase considerada y los tipos de movimientos empleados como excitación en cada caso. En total fueron 284 pruebas. Resultados y comparaciones para los dos últimos grupos de pruebas hacen parte de actividades a futuro y en la actualidad su información experimental se esta procesando.

Tabla 5.9.1 Grupos de pruebas considerados durante experimentación en mesa vibradora

Grupo	b	h	Condición	Interface (bloques/sup.soporte)	Excitación	Número de pruebas
G1	0.1	0.4	igual h	Caucho/Concreto Caucho/Loseta	18 F. Analíticas	144
	0.2	0.4				
	0.1	0.6				
	0.3	0.6				
G2	0.1	0.2	igual α , diferente R	Madera/Vinil Acero/Vinil	5 sismos	30
	0.2	0.4				
	0.3	0.6				
G3	0.1	0.2	igual b, diferente R	Acero/Madera Caucho/Tapete	5 sismos	30
	0.1	0.4				
	0.1	0.6				
G4	0.1	0.2	Análisis dimensional n = 2	Madera/Madera Acero/Loseta Acero/Tapete	2 sismos	24
	0.2	0.4	Análisis dimensional n = 3			
	0.1	0.2				
	0.3	0.6				
G5	0.1	0.4	variaciones en masa (pp, +100kg, +200kg) y distribución irregular (+100LP, +200LP, +100right, +200 right)	Acero/Concreto Caucho/Madera	2 sismos	56
	0.3	0.6				

5.10 RESULTADOS Y COMPARACIONES CON EL MODELO ANALÍTICO

En esta sección se presentan la comparación de resultados analíticos, obtenidos con el programa que se describe en el CAPÍTULO 6, y algunos experimentales procesados mediante video o registrados



en inclinómetros. Se presentan resultados para los dos modos de respuesta que han sido la base de esta investigación: deslizamiento y balanceo puro. En el caso del inclinómetro, tanto las rotaciones del bloque rígido como las aceleraciones en su base se superponían en la señal registrada y fue necesario, considerar un filtro pasa banda que en cada caso eliminara las segundas y cuya frecuencia de referencia fuera menor a las fundamentales en la meseta o picos del espectro de Fourier de la señal de entrada. En esta sección se presentan resultados para aquellos casos que permiten ser comparados respecto al modelo de cuerpo rígido planteado en el CAPÍTULO 2; de las 284 pruebas experimentales se eligieron aquellas en las que solo se observó movimiento bidimensional sin rotación respecto al plano de su base, no hubo rebotes o saltos durante las pruebas o algún impacto respecto a los sistemas de sujeción sistema de piso – mesa vibradora. La tabla 5.10.1 presenta un resumen de los parámetros empleados en el programa de computadora para reproducir resultados experimentales. En la cuarta columna se indica el movimiento considerado como excitación y en el caso de funciones analíticas, se indica después de una “A” y una “w” su aceleración máxima y frecuencia característica respectivamente. El valor del coeficiente de fricción se ajustó de acuerdo al tipo de movimiento observado y las condiciones dispuestas por la figura 2.1.2. El valor del coeficiente de restitución se estimó con la ecuación 5.6.1.3. En general, el valor para Δt corresponde al del registro; sólo en algunos casos fue modificado (pequeñas variaciones o interpolación) tratando de suplir la carencia de un valor experimental para los dos primeros parámetros. Aslam et al. en 1980 señalan que este valor esta asociado al tamaño, a la relación de aspecto del bloque y a las características de la excitación, y proponen decrecer el paso de integración hasta asegurar una aproximación satisfactoria a resultados experimentales.

Tabla 5.10.1 Grupos de pruebas considerados durante experimentación en mesa vibradora

FIGURA	INTERFASE (base prototipo/piso)	BLOQUE	MOVIMIENTO	μ	Δt	r	
Figura 5.10.1	a	Acero / Vinil	P5	KJM000	0.25	0.020	0.700
	b	Acero / Vinil	P4	KJM000	0.32	0.020	0.700
	c	Madera / Vinil	P4	DZC270	0.30	0.005	0.700
	d	Madera / Vinil	P4	KJM000	0.27	0.020	0.700
	e	Madera / Vinil	P5	KJM000	0.35	0.020	0.700
	f	Madera / Madera	P4	KJM000	0.31	0.020	0.700
	g	Acero / Madera	P2	CAP090	0.20	0.005	0.912
	h	Acero / Loseta	P5	KJM000	0.19	0.025	0.700
Figura 5.10.2	a	Caucho / Loseta	P5	FR A(8) w(15)	0.40	0.005	0.700
	b	Caucho / Loseta	P5	FR A(10) w(20)	0.35	0.005	0.700
Figura 5.10.3	a	Acero / Madera	P2	DZC270	0.28	0.0053	0.912
	b	Acero / Madera	P3	CAP090	0.25	0.0044	0.959
	c	Acero / Madera	P3	DZC270	0.25	0.005	0.959
	d	Acero / Madera	P3	JOS090	0.25	0.0195	0.959
	e	Acero / Madera	P3	KJM000	0.30	0.020	0.959
Figura 5.10.4	a	Caucho / Concreto	P2	FR A(8) w(15)	0.80	0.005	0.912
	b	Caucho / Concreto	P2	SIN Var A(4) w(10)	0.80	0.0047	0.912
	c	Caucho / Concreto	P2	SIN Var A(6) w(10)	0.80	0.005	0.912
	d	Caucho / Concreto	P3	SIN Var A(2) w(10)	0.80	0.0048	0.959
	e	Caucho / Concreto	P3	SIN Var A(4) w(10)	0.80	0.005	0.959
	f	Caucho / Concreto	P3	SIN Var A(10) w(20)	0.80	0.005	0.959

Las figuras 5.10.1 a 5.10.4 muestran los grupos de pruebas mencionadas en la tabla 5.10.1, en el siguiente formato: la primera columna corresponde a la historia de desplazamientos del sistema de piso colocado sobre la mesa vibradora, la segunda y tercera columna corresponden a los movimientos en dirección X y Y del centroide geométrico (c) del bloque y, la cuarta columna indica



las rotaciones obtenidas en función de los desplazamientos de un par de vértices marcados como referencia. Estos resultados fueron derivados del procesamiento del video. Los resultados de video e inclinómetro se muestran como líneas continuas grises y achuradas respectivamente. En el caso de deslizamiento puro, las figuras 5.10.1 y 5.10.2 presentan la comparación entre resultados analíticos y experimentales considerando como excitación en la mesa vibradora algunos sismos y movimientos tipo pulso de ricker (ver ecuación 5.7.1) respectivamente.

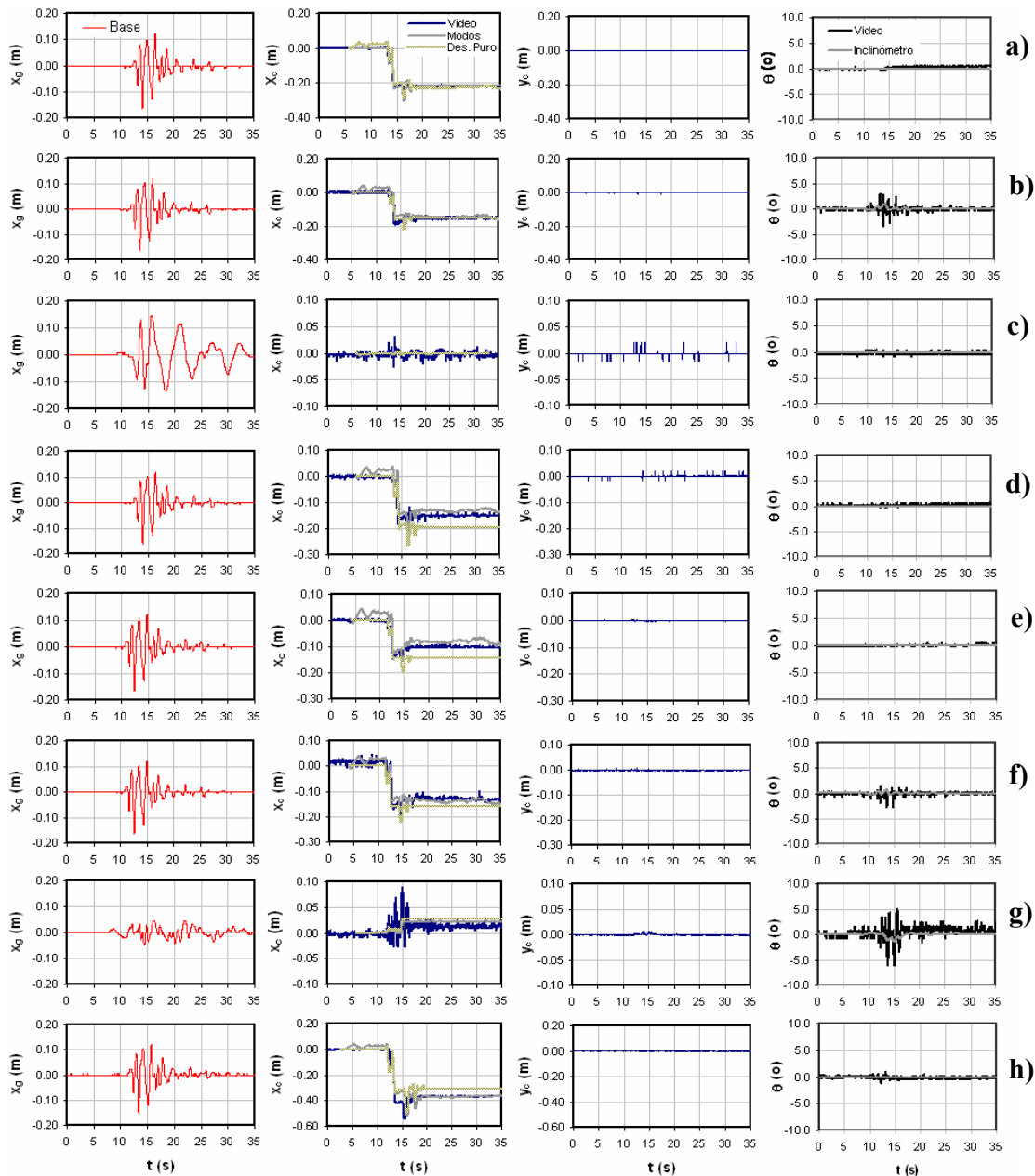


Figura 5.10.1 Comparación de los resultados analíticos y experimentales para el deslizamiento de bloques rígidos considerando como movimiento de la mesa vibradora sismos registrados en estaciones acelerométricas (ver tabla 5.10.1)

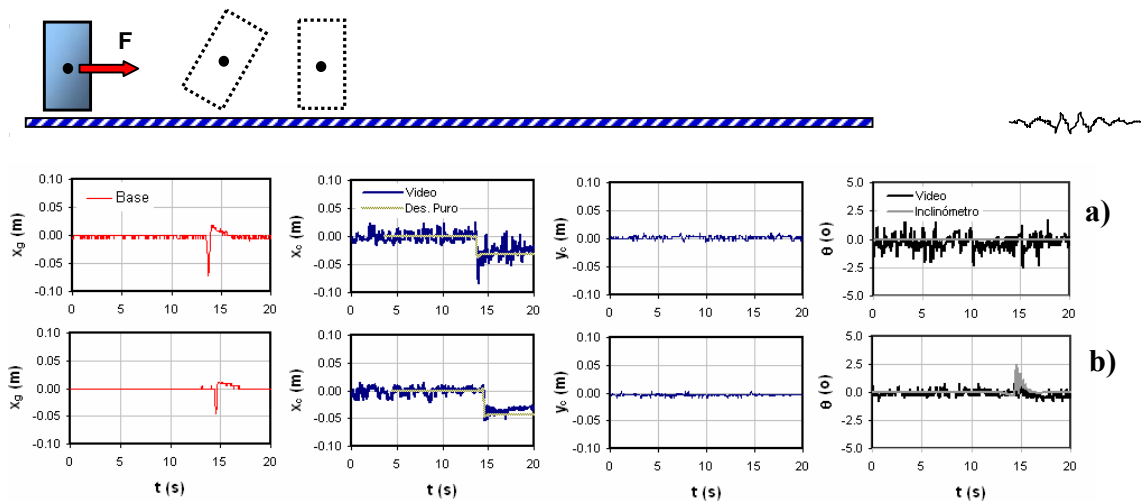


Figura 5.10.2 Comparación de los resultados analíticos y experimentales para el deslizamiento de bloques rígidos considerando como movimiento de la mesa vibradora pulsos de ricker (ver tabla 5.10.1)

Las figuras 5.10.3 y 5.10.4 presentan la comparación entre resultados analíticos y experimentales cuando el principal modo de respuesta desde el reposo es balanceo y posteriormente ocurre volteo del bloque rectangular. La figura 5.10.3 muestra resultados para algunos sismos mientras que la figura 5.10.4 presenta la respuesta de bloques sometidos a funciones analíticas impulsivas o armónicas de amplitud variable.

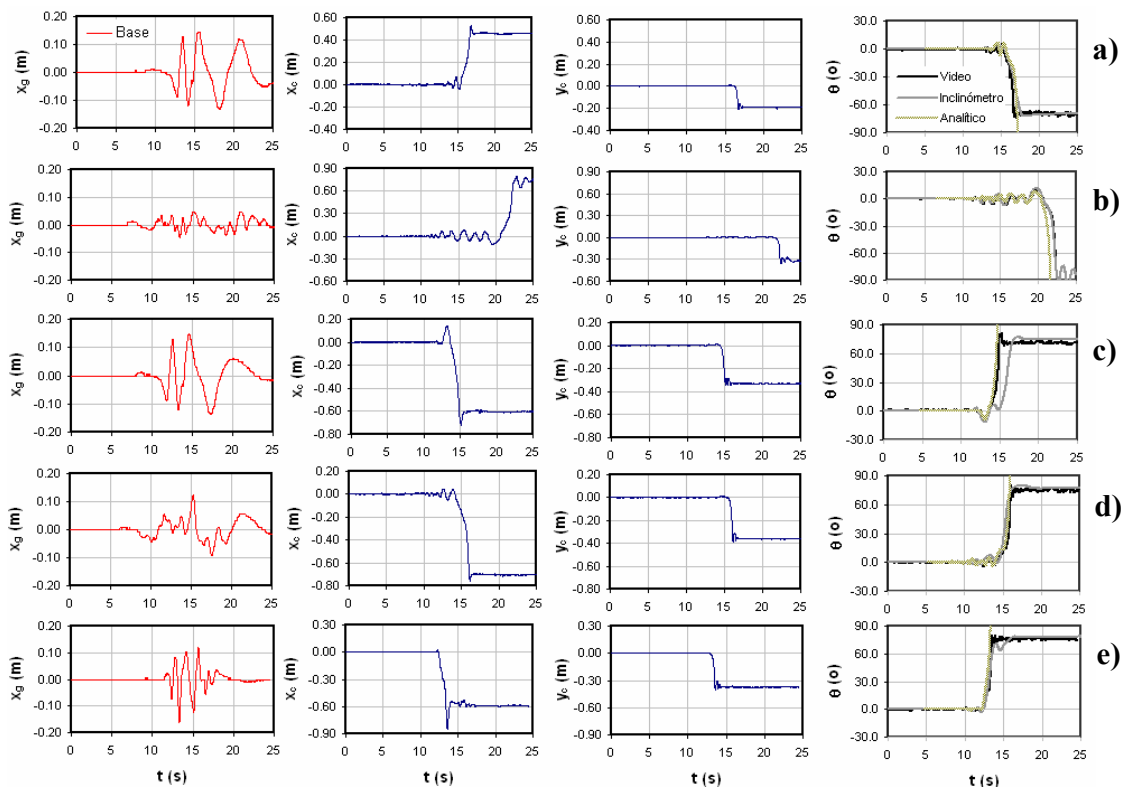


Figura 5.10.3 Comparación de los resultados analíticos y experimentales para el volteo de bloques rígidos considerando como movimiento de la mesa vibradora sismos registrados en estaciones acelerométricas (ver tabla 5.10.1)

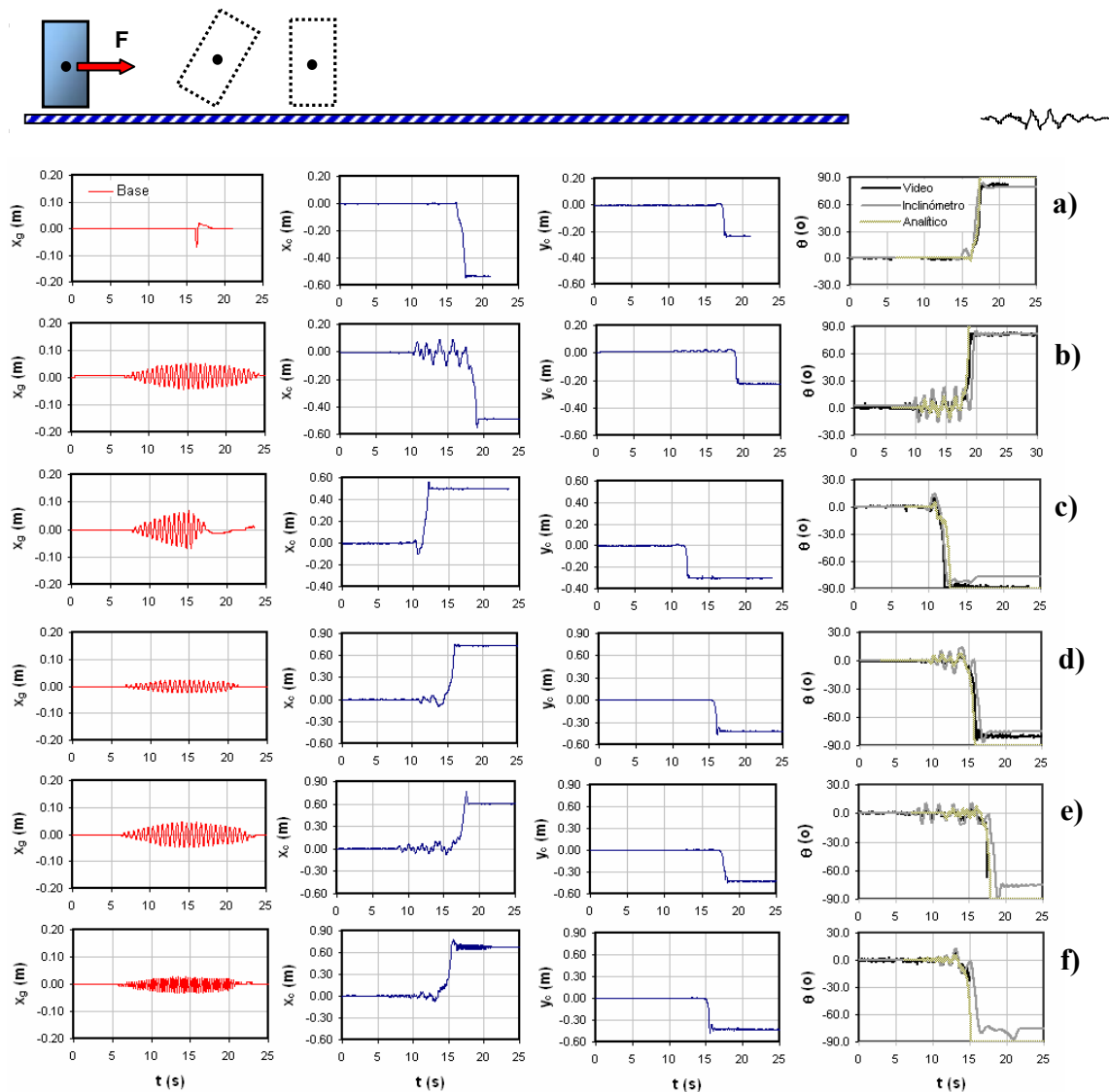


Figura 5.10.4 Comparación de los resultados analíticos y experimentales para el volteo de bloques rígidos considerando como movimiento de la mesa vibradora pulsos de ricker y senoides de amplitud variable (ver tabla 5.10.1)

De las figuras anteriores podemos hacer los siguientes comentarios:

- 1) Se pueden obtener mediante video, para un mismo movimiento de entrada en la mesa vibradora, historias de desplazamiento cortadas, desfasadas en el tiempo o con ciertas diferencias. En el primer caso esto se debe a que se interrumpió el funcionamiento de la mesa en el momento en que el bloque rectangular se volteo (ver figura 5.10.4c). El segundo caso esta relacionado con el tiempo en que se inició la grabación en video de la prueba experimental (ver figuras 5.10.1d y 5.10.1e). El tercer caso se presenta cuando las zonas de referencia (marcas de color) sobre los bloques son lo suficientemente grandes como para que el programa de procesamiento del video elija píxeles consecutivos y la respuesta calculada presente pequeñas fluctuaciones (ver figuras 5.10.3a y 5.10.3c).
- 2) Las figuras 5.10.1 y 5.10.2 presentan el caso de deslizamiento puro de bloques rectangulares y como puede apreciarse tanto la componente rotacional como el desplazamiento en sentido



vertical Y son muy pequeños ($\theta < 5^\circ$). Las figuras 5.10.1f y 5.10.1g presentan un patrón de rotación alrededor de los 15 segundos pero con fines teóricos se considera que la respuesta es deslizamiento puro. Al procesar el video para movimientos analíticos tipo impulsivo se observa ruido antes y después de la fase intensa del movimiento, este es debido a procesamiento digital y se ve reflejado en la irregularidad de los desplazamientos y rotaciones del bloque (ver figuras 5.10.2a y 5.10.2b).

- 3) En el caso de volteo (ver figuras 5.10.3 y 5.10.4) tanto los resultados obtenidos mediante el inclinómetro como a través de procesamiento del video presentan una meseta después de la caída del bloque, esto es debido a: limitaciones en el rango de medida del inclinómetro ($\pm 75^\circ$), que el bloque después de caer quedó apoyado sobre los cojines de espuma o sostenido por las eslingas desde la grúa. En el caso de los resultados analíticos, obtenidos a través del programa de computadora, esto no ocurre y las historias de rotaciones presentan una caída vertical continua después de superar una condición de balanceo crítica cuando el valor del coeficiente de restitución no es suficiente como para tratar de regresar el bloque a su posición de equilibrio.
- 4) En algunos casos, las respuestas dinámicas de los bloques que fueron medidas a través de video presentaron interrupciones (ver figuras 5.10.4e y 5.10.4f), esto es debido a que durante el procesamiento digital el punto definido como de referencia se perdió o cambió entre cuadros (frames) consecutivos. En estos casos se volvía a filtrar el video asegurándose que en cada cuadro el punto de referencia existiera y fuera el mismo.
- 5) Los resultados obtenidos dan validez al marco teórico de este trabajo y dejan entrever que a pesar de las evidentes diferencias entre modelos experimentales y analíticos, se pueden estudiar fenómenos dinámicos complejos a partir de consideraciones sencillas sobre los parámetros involucrados, interfaces entre superficies de contacto y dimensiones geométricas.



CAPÍTULO 6

PROGRAMA DE COMPUTADORA PARA ESTUDIAR EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE CONTENIDOS (DAC)

En esta sección se describe un programa de computadora desarrollado para modelar la respuesta dinámica de contenidos sometidos a movimiento horizontal y vertical en su base; se detalla tanto su estructuración e interfaz visual como los diferentes tipos de análisis y resultados que permite hacer. El programa está escrito en ambiente VISUAL BASIC 6.0 y trabaja en conjunto con algunas macros de EXCEL desde donde define las diferentes propiedades geométricas del objeto en estudio.

6.1 ESTRUCTURACIÓN DEL PROGRAMA

El programa consta de:

- 1) Un formulario principal desde donde se define: la geometría del objeto a modelar, los datos de entrada (historias de aceleración horizontal y vertical, tipo de archivo, intervalo de tiempo y, coeficientes de fricción estático y dinámico), el tipo de movimiento que se iniciaría desde el reposo y, si se requiere, existe la opción de evaluar cómo van cambiando los modos de respuesta durante la excitación o movimiento en la base del cuerpo; del trabajo de Taniguchi (2002) se programaron las condiciones de transición para considerar que durante un cierto movimiento en la base de un cuerpo se puede pasar de uno a otro modo de respuesta e incluso volver a períodos de reposo.
- 2) Tres formularios secundarios desde donde se definen los parámetros necesarios para obtener curvas de volteo, curvas de deslizamiento máximo y espectros de volteo para cuerpos rígidos.
- 3) Un módulo principal que contiene las subrutinas para resolver paso a paso las ecuaciones dinámicas asociadas a los diferentes modos de respuesta de cuerpos rígidos: reposo, deslizamiento, balanceo y deslizamiento – balanceo.
- 4) Así mismo, a través de objetos OLE se hace un nexo con una hoja de cálculo de EXCEL en donde, definiendo la geometría y la distribución de masas del cuerpo rígido en estudio se obtienen sus propiedades inerciales respecto a un sistema de referencia previamente elegido.

En la figura 6.1.1 se muestra el formulario principal del programa. El programa permite considerar como excitación una lista de diferentes movimientos que se definen previamente en un archivo e ir grabando archivos individuales de respuesta asociados a cada uno de ellos. Adicionalmente, en este formulario existen 6 ventanas en donde se van a ir mostrando y actualizando los resultados paso a paso de acuerdo al tipo de respuesta de salida elegida por el usuario: modo de respuesta desde el reposo, giros, deslizamiento respecto al centro de masa o deslizamiento respecto al vértice en contacto con la superficie portante y sus historias integradas respecto al tiempo. Existen dos barras operativas: la primera que muestra el progreso en los cálculos y la segunda que permite seleccionar hasta qué instante de tiempo se requiere evaluar la respuesta del objeto. En la figura 6.1.2 se describe a través de un diagrama de flujo la estructura interna del programa.

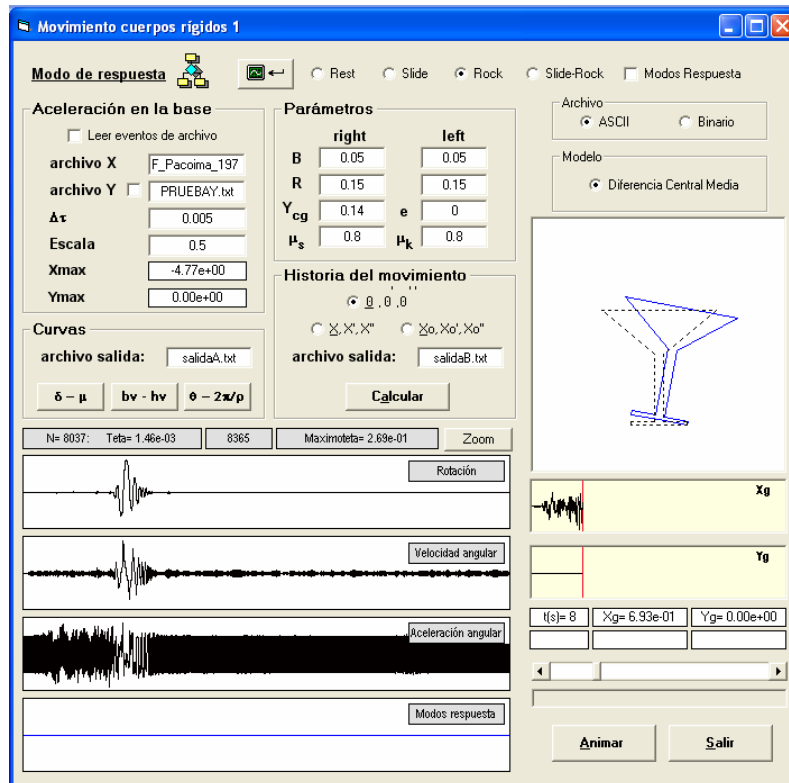


Figura 6.1.1 Programa para estudiar el comportamiento dinámico de cuerpos rígidos

6.2 TIPOS DE ANÁLISIS

Los tipos de análisis que permite el programa actualmente son:

- 1) Estimación del modo de respuesta bidimensional más probable desde el reposo de cualquier cuerpo rígido ante un movimiento en su base y bajo ciertas condiciones de interfase con la superficie portante.
- 2) Modelado del comportamiento dinámico de cuerpos rígidos de formas arbitrarias (con o sin huecos) y de masa uniforme o variable.
- 3) Historias de rotación y deslizamiento de un cuerpo rígido ante un movimiento en su base.
- 4) Cálculo de las dimensiones críticas de volteo para cuerpos rígidos ante un movimiento con ciertas características particulares de intensidad y contenido de frecuencia.
- 5) Cálculo de desplazamientos relativos máximos de un cuerpo considerando las condiciones de frontera con la superficie portante.
- 6) Obtención de espectros de volteo para cuerpos rígidos.
- 7) Animación de cómo responde el cuerpo ante una excitación en su base.

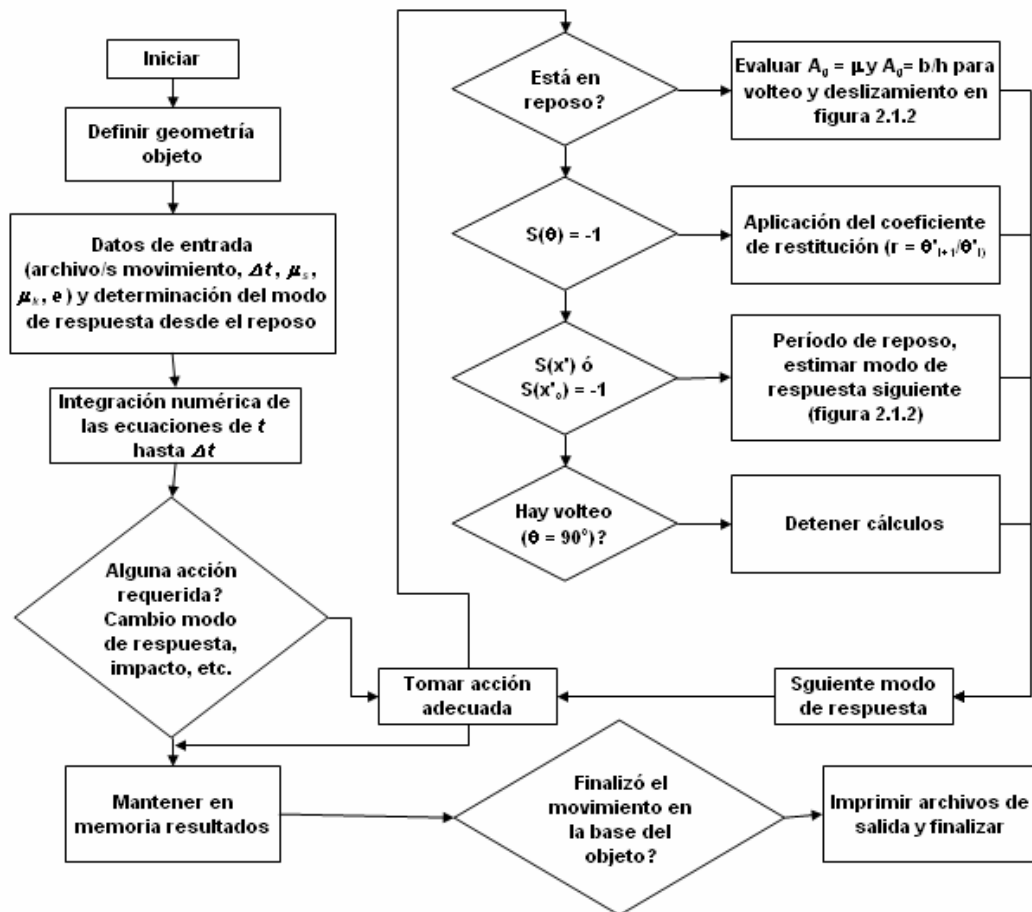


Figura 6.1.2 Diagrama de flujo programa DAC (comportamiento dinámico de contenidos)

6.3 ALGUNOS RESULTADOS OBTENIDOS CON EL PROGRAMA

En la figura 6.3.1 se presentan los resultados obtenidos con el modelo desarrollado en este trabajo a través del método de la diferencia central media, a través del modelo de Santa Cruz y otros (2000) y de la solución obtenida empleando las funciones ODE del MATLAB; con fines comparativos con los resultados presentados por Makris y Roussos (1998), se modeló el caso de un bloque rectangular de dimensiones $b = 0.5$ m y $h = 1.5$ m sujeto al registro de la estación Rinaldi del sismo de Northridge (17/01/94) escalado al 75 %.

En la figura 6.3.2 se muestra la respuesta de un cuerpo rectangular con relación de forma $h/b = 3.0$, $b = 1.0$ m, coeficientes de fricción estático y dinámico de 0.15 y considerando que el impacto es perfectamente plástico ($e = 0$); estos resultados corresponden a los desplazamientos efectivos del vértice del cuerpo en contacto con la superficie de apoyo (figura izquierda) y a cómo su modo de respuesta cambia repetidamente en el tiempo (figura derecha) ante el sismo de San Fernando - California ocurrido en 1971 y registrado en la estación Pacoima Dam (S16E).

En la Figura 6.3.3 izquierda se presentan las historias de velocidad (línea gruesa continua) y desplazamiento (línea delgada continua) de un cuerpo rígido sometido a un pulso de Ricker ($w = 5$



rad/s y $A = 1g$) en su base para $\mu = 0.15$. En la figura 6.3.3 derecha se muestran los máximos desplazamientos que el mismo cuerpo puede alcanzar para diferentes valores del coeficiente de fricción.

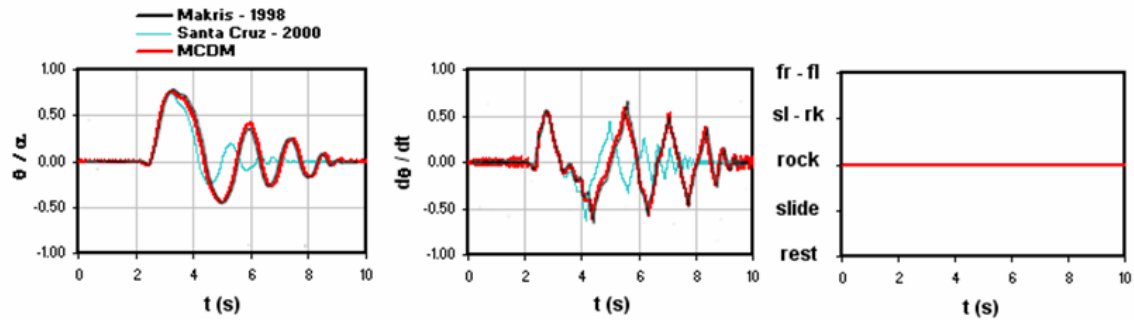


Figura 6.3.1 Rotación y velocidad angular de un cuerpo rígido rectangular sujeto al sismo de falla normal registrado en la estación Rinaldi en enero de 1994

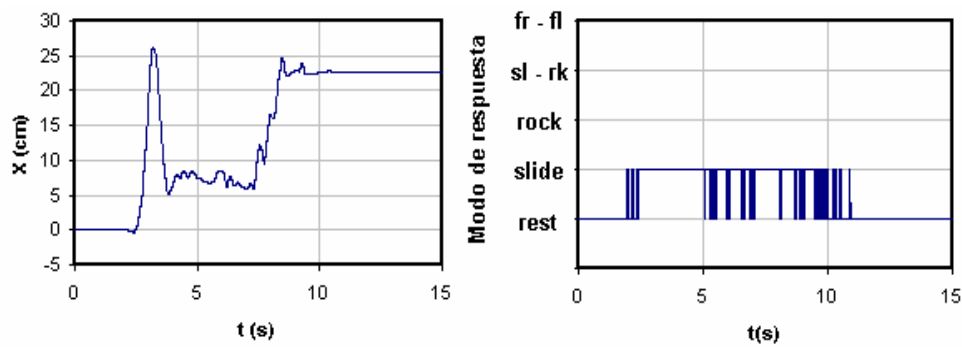


Figura 6.3.2 Desplazamientos efectivos y modos de respuesta de un cuerpo rectangular ($b=1$ y $h=3$) durante el sismo de San Fernando.

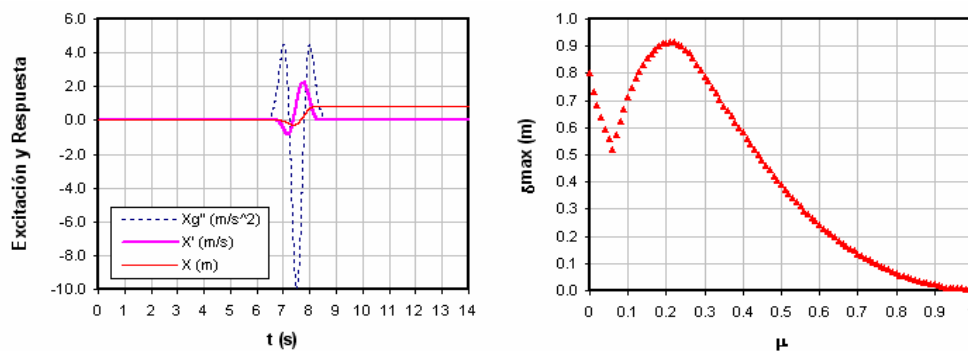


Figura 6.3.3 Deslizamiento de un cuerpo rígido ante un movimiento de tipo impulsivo

En la figura 6.3.4 se comparan algunos resultados obtenidos con el programa DAC (línea gruesa) y analíticos o experimentales encontrados en publicaciones previas (línea delgada). En cada figura se indican los valores de los parámetros considerados así como las semi dimensiones del bloque rígido



rectangular analizado. La tercera columna muestra la variación de los modos de respuesta de los cuerpos en el tiempo.

Las figuras 6.3.4a y 6.3.4b presenta historias de deslizamiento – balanceo y deslizamiento puro ante el sismo de San Fernando registrado en la estación Pacoima; la historia de desplazamientos de la figura 6.3.4b se compara con los resultados analíticos obtenidos por Jones et al. (1990).

Las figuras 6.3.4c y 6.3.4d presentan las historias de rotación de un cuerpo con $b = 0.076\text{m}$ y $h = 0.38\text{m}$ para oscilación libre con un giro inicial de 11° y ante un movimiento de tipo armónico; en estas figuras se comparan los giros analíticos con los obtenidos experimentalmente por Aslam et al. (1980) y se toma un valor del coeficiente de restitución de 0.925 estimado durante pruebas realizadas por el mismo autor.

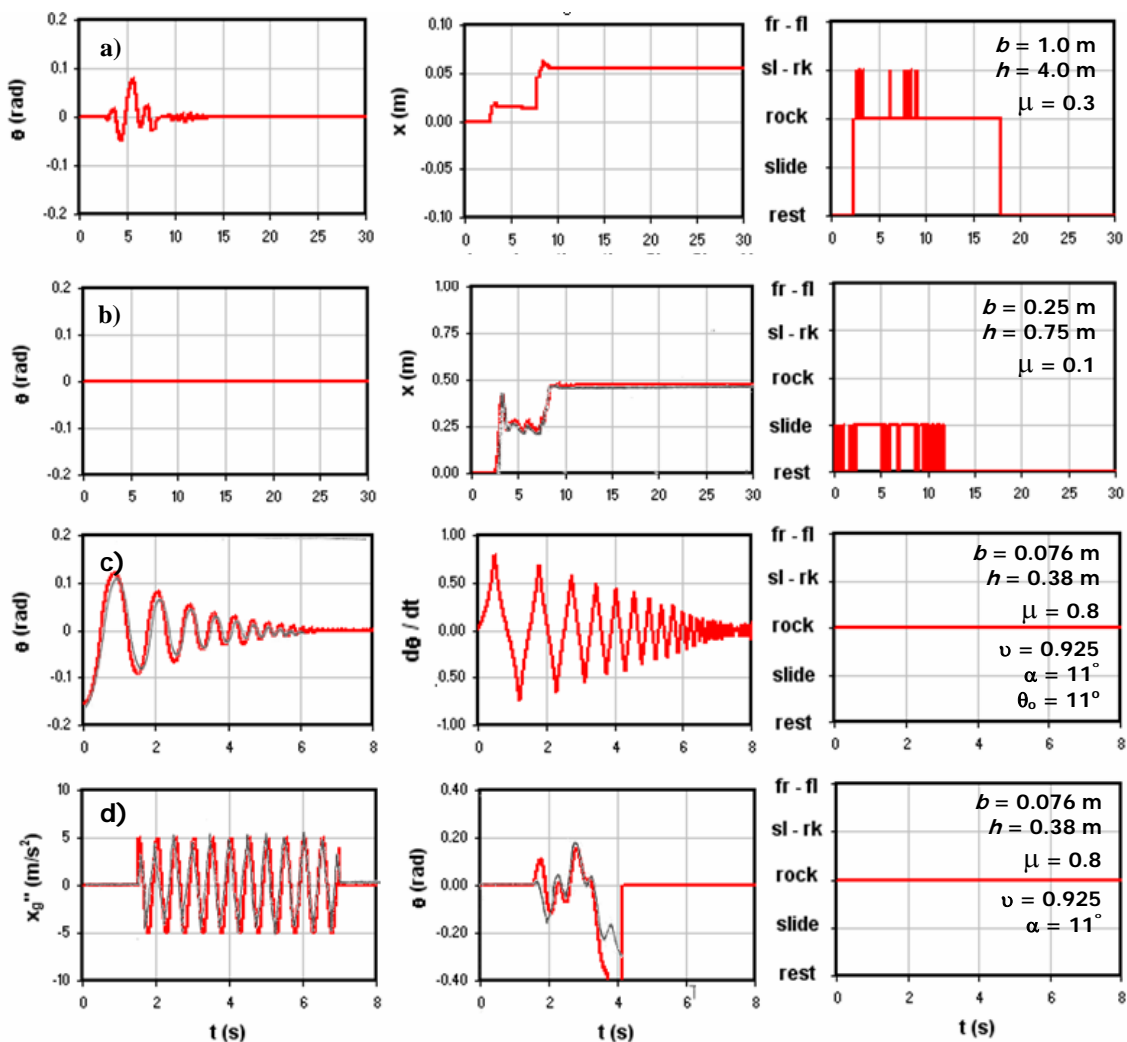


Figura 6.3.4 Comparación resultados analíticos con los obtenidos durante investigaciones disponibles en la literatura



ACTIVIDADES EN PROCESO

A continuación se describen una serie de actividades que actualmente se vienen realizando y son complementarias a esta investigación; estas actividades no son restrictivas para cumplir con los objetivos planteados durante el trabajo de investigación doctoral, pero si facilitarán a las áreas investigativa y práctica de la ingeniería herramientas (documentos y un programa de computadora) para el estudio y entendimiento de la respuesta dinámica de contenidos.

- 1) Concluir con el procesamiento de la información obtenida durante pruebas en mesa vibradora y estimar de forma experimental valores de referencia para los parámetros que involucra el modelo (coeficientes de fricción y restitución).
- 2) Terminar de escribir otros artículos en proceso de edición y posterior publicación:
 - Artículo sobre el efecto que las intensidades pico y la frecuencia de un movimiento tienen en el deslizamiento de cuerpos rígidos.
 - Artículo sobre el volteo de cuerpos rígidos ubicados en campo libre o en diferentes niveles de edificios localizados en sitios de Ciudad de México ante eventos asociados a períodos de retorno para condiciones de servicio; influencia del tipo de estructura, movimiento y fuente.
 - Artículo sobre el modo de respuesta más probable desde el reposo de cuerpos rígidos cuando se encuentran apoyados sobre superficies inclinadas.
 - Artículo sobre la respuesta dinámica experimental de bloques rígidos sometidos a movimientos analíticos y registrados durante sismos.
- 3) Culminar la interfaz visual del programa de cómputo y elaborar una ayuda con el objetivo de que este se pueda distribuir.



ACTIVIDADES A FUTURO

A continuación se describen una serie de actividades pensadas a futuro que darán continuidad al estudio de la vulnerabilidad y de la respuesta dinámica de contenidos ante un movimiento en su base; este tipo de estudios permitirán abordar y llenar vacíos existentes en las teorías convencionales basadas en simplificaciones que en muchos casos están muy lejanas de reproducir las condiciones reales.

- 1) Análisis tridimensional de la respuesta dinámica de cuerpos rígidos.
- 2) Análisis teórico y experimental de la “torsión” alrededor del eje vertical de bloques rígidos rectangulares.
- 3) Análisis experimental de cuerpos de formas arbitrarias.
- 4) Análisis experimental de cuerpos rígidos restringidos con algún tipo de sistema de sujeción o anclaje.
- 5) Validación de metodologías de análisis dimensional y teorías de semejanza para estudiar la respuesta dinámica de contenidos durante sismos poco frecuentes o ubicados en niveles superiores de edificios donde el movimiento, debido a su intensidad y desplazamiento máximo, no puede ser reproducido en mesa vibradora.
- 6) Respuesta dinámica de cuerpos rígidos cuya distribución de masa es variable en el tiempo; p. e. contenidos con líquidos en su interior.
- 7) Respuesta dinámica de cuadros a través de pruebas experimentales en mesa vibradora y a través de modelos analíticos avanzados de sistemas pendulares equivalentes.



CONCLUSIONES

CAPÍTULO 1

En esta sección se probó la exactitud de un modelo simplificado para estimar demandas de aceleración lateral en edificios sujetos a sismos usando los registros de aceleración de edificios instrumentados. Fue mostrado que el método da buenos resultados, considerando el pequeño esfuerzo computacional necesario aun frente a modelos de estructuras más elaborados con elementos finitos. El modelo es capaz de reproducir los cambios en las propiedades dinámicas de un edificio después de ser rehabilitado aún cuando esté localizado sobre suelos de condiciones extremas.

Se hizo un estudio paramétrico en edificios instrumentados de modos de vibrar, amortiguamiento, amplificaciones de aceleración máxima de cada piso respecto a la del suelo, espectros de piso y su relevancia en la respuesta de elementos no estructurales (contenidos). Los eventos registrados nos permitieron examinar la correlación del amortiguamiento y período fundamental respecto al cambio de la intensidad del movimiento en la base de un edificio. Se observó como la respuesta de un edificio se ve influenciada por el origen del sismo: los eventos de subducción tienen más energía en períodos largos y ante ellos los edificios altos responden principalmente en el primer modo; ante eventos de falla normal se observó una importante participación de modos superiores. Las variaciones de las demandas de aceleración en niveles superiores de edificios muestran que en algunos casos las provisiones y criterios dados en los códigos, para el anclaje de componentes no estructurales y para la amplificación del movimiento en altura, pueden ser inadecuadas.

El modelo puede ser usado en: 1) un análisis preliminar para nuevos edificios, 2) evaluación rápida de demandas en edificios existentes cuando no se cuenta con información detallada sobre su estructuración y ante eventos postulados, 3) estudios paramétricos para identificar tendencias en las principales propiedades estructurales de un edificio (período y amortiguamiento) respecto a las características de la excitación (intensidades pico y contenido de frecuencia), 4) estudios de vulnerabilidad de elementos no estructurales cuando el nivel de comportamiento esperado para un edificio después de un sismo es operacional o de ocupación inmediata y 5) el análisis del efecto que sobre los contenidos puede tener la rigidización estructural, que es una práctica muy frecuente y alentada por los distintos códigos y normas en el diseño sismorresistente de edificios.

CAPÍTULO 2

Se modeló y programó la respuesta bidimensional de cuerpos rígidos sometidos a movimiento horizontal en su base; el modelo permite estimar rotaciones, velocidades y aceleraciones angulares para diferentes modos de respuesta. Se estudió su comportamiento tanto en campo libre como en diferentes niveles de edificios cuya resistencia lateral a sismo es provista por muros o marcos de concreto; se obtuvieron algunas curvas de la amplificación de la intensidad y de volteo en altura de cada edificio. Se identificaron y estudiaron los principales parámetros que intervienen en la respuesta de contenidos y a partir de ello se ajustaron expresiones para definir condiciones críticas de volteo y deslizamiento; estas expresiones fueron probadas en 24 diferentes sismos, escalados y sin escalar a una misma intensidad, y comparadas con los resultados predichos a partir de metodologías ya existentes. Aunque la derivación de las expresiones propuestas está basada en



movimientos analíticos, se extiende su aplicación a sismos registrados con razonable aproximación. Se mostró que no es suficiente con considerar separadamente alguno de los parámetros involucrados, es necesario tener en cuenta el efecto que en conjunto tienen todos ellos sobre su comportamiento dinámico. Se encontró además que existe un límite a partir del cual la velocidad máxima del movimiento y su frecuencia característica son los que gobiernan su respuesta y por debajo del cual quien controla es la aceleración. Se estudió el efecto que sobre la respuesta de un objeto pueden tener diferentes patrones de distribución de masa; así mismo se modelan algunos ejemplos de cuerpos irregulares o con huecos. Se propuso un formato gráfico para el volteo que incluye las características geométricas del objeto en estudio (la esbeltez y tamaño) y que al permite interpolar entre líneas y curvas se convierte en una herramienta general; este formato es la forma más simple de combinar los resultados obtenidos a través de las curvas de volteo y los espectros de volteo propuestos en investigaciones previas.

Diferentes aplicaciones prácticas o ventajas se derivan de los resultados y herramientas obtenidas en esta sección; en el caso de balanceo y posible volteo de cuerpos:

- 1) Es más útil conocer cuáles cuerpos, y de que dimensiones, tienen un alto riesgo de voltearse ante cierto movimiento futuro y no qué giro máximo se alcanzará como proponen otras metodologías.
- 2) Es posible estimar rápidamente cuáles objetos tienen un riesgo real de voltearse durante un evento futuro
- 3) Pueden servir con propósitos preliminares de diseño en la estimación de fuerzas para anclajes y para definir medidas de mitigación del daño.
- 4) Para estimar el límite más bajo de la intensidad pico que se presentó en un sitio durante un sismo cuando no se tienen registros en el mismo.
- 5) En estudios de vulnerabilidad de estanterías y sistemas portantes empleados en bodegas, almacenes de cadena e industria.
- 6) En una evaluación preliminar de la estabilidad de algunas estructuras: en vivienda rural estructurada con base en muros de adobe no anclados o débilmente restringidos, tanques o torres rígidas cuyos anclajes fallaron, edificios muy rígidos de muros estructurales soportados por fundaciones superficiales ligeras, entre otros.

En el caso de posible deslizamiento de cuerpos:

- 1) Para propósitos de diseño preliminar y ayudar en la selección de medidas de mitigación que incluyen desde modificaciones al objeto hasta la selección de interfaces de materiales que modifiquen su comportamiento (selección apropiada de geometría y resistencia de estantes, simples modificaciones en la rigidez de contenidos, el uso de superficies de soporte hechas de materiales que permitan el deslizamiento de objetos, la estimación de cantidades extra de masa que se coloca en la parte inferior de objetos con el objetivo de bajar su centro de masa y modificar su modo de respuesta de balanceo a deslizamiento, entre otros).
- 2) Para estimar y limitar el riesgo potencial de impacto por deslizamiento entre objetos frágiles próximos.



- 3) Para evitar el uso de sistemas de restricción costosos (sistemas de suspensión y aisladores de base) o imprácticos (sujetar los contenidos a su sistema portante lo que es impráctico y antiestético) en la protección de, por ejemplo, objetos de arte.
- 4) En el estudio de problemas dinámicos de objetos y sistemas indispensables en hospitales, plantas nucleares e industria química.
- 5) En una evaluación preliminar del comportamiento sísmico de estructuras rígidas con aislamiento de base o en la estimación de deformaciones permanentes en estructuras monolíticas (muros de contención y presas de tierra).

CAPÍTULO 3

Se presentó un estudio exhaustivo de la respuesta de contenidos dentro de edificios sometidos tanto a eventos registrados en suelo blando y terreno firme de Ciudad de México como a eventos futuros simulados. Así mismo, se mostró la importancia que el origen del movimiento, el tipo de sistema estructural, las propiedades dinámicas de la estructura y el sitio donde está localizado el edificio, tienen en el colapso de contenidos que se encuentran en su interior. De esta manera, la vulnerabilidad de los contenidos se estimó a través de curvas de volteo en un formato propuesto en este trabajo que nos permite predecir qué tipo de bloques rígidos pueden voltearse para una combinación particular de intensidades pico y contenidos de frecuencia. Estos resultados no solo son aplicables a contenidos geoméricamente similares a bloques rectangulares, pueden ser usados en objetos con distribución uniforme de masa en altura respecto a un eje vertical que pasa por su centro de masa.

La forma de las curvas de volteo fue explicada en función a dos relaciones que consideran las intensidades pico del movimiento en la base de un objeto: PFV^2/PFA y $g \cdot (PFV/PFA)^2$. La estructura general de estas expresiones debería incluir el efecto de la frecuencia característica del movimiento (w), pero debido a la restricción de altura de entrepiso en edificios típicos, a las dimensiones de contenidos típicos y a los movimientos considerados pudo ser despreciada. Estas relaciones permiten: 1) entender qué objetos son afectados básicamente por la aceleración y cuáles por el efecto combinado de la velocidad y frecuencia característica y 2) tener una idea de qué tan acostadas o empinadas son las curvas de volteo y por lo tanto qué tan dañino puede ser el movimiento para los contenidos.

CAPÍTULO 4

Se modeló la respuesta bidimensional de cuerpos de forma arbitraria (con o sin huecos) y de masa uniforme o variable considerando que el momento polar de inercia es diferente dependiendo del sentido del movimiento en su base, la altura del centro de masa y el vértice que está en contacto con la superficie de apoyo. De esta manera, cuando se requiera estudiar cuerpos con huecos o distribución no uniforme de masa, será necesario definir las diferentes regiones o áreas involucradas y asignar a cada una de ellas una densidad de masa que es proporcional a la del cuerpo principal. En el caso de cuerpos geoméricamente simétricos respecto a un eje vertical y con centro de masa sobre el mismo, se puede considerar un único cuerpo rectangular equivalente cuya altura corresponde al doble de la altura del centro de masa respecto al sistema de referencia. Por otro lado, cuerpos asimétricos tanto en geometría como en distribución de masa requieren considerar dos cuerpos



rectangulares equivalentes cuyas dimensiones serán definidos por la distancia desde el centro de masa hasta el vértice en contacto con la superficie en un instante dado y por un ancho medio medido desde el eje vertical que pasa por el centro de masa y el vértice de interés; la altura de ambos cuerpos es igual al doble de la distancia al centro de masa.

Diversas metodologías y técnicas han sido aplicadas para entender el comportamiento de algunos objetos, de geometría o distribución de masa arbitraria, ubicados en diferentes tipos de sistemas portantes (edificios, estantes, etc.). Se observó que durante movimientos registrados o simulados para la Ciudad de México los objetos responden principalmente en el modo de deslizamiento; esto se debe a que presentan una base ancha o los movimientos no son suficientemente intensos como para provocar otro tipo de respuesta desde el reposo, aún al considerar valores grandes para el coeficiente de fricción. Se obtuvieron respuestas a volteo para los objetos en niveles superiores de edificios debido a la amplificación del movimiento con la altura respecto a campo libre o al emplear eventos históricos registrados en otros lugares del mundo. Aunque los resultados presentados aquí son exclusivos para los objetos considerados, queda claro que a través de modelaciones simplificadas de la estructura portante y de los objetos contenidos se pueden estimar probables modos de respuesta para los mismos y tomar medidas de mitigación del riesgo dependiendo de sus condiciones de colocación o instalación.

Estudios sobre la respuesta de contenidos típicos, generalmente muy diferentes a simples bloques rectangulares, que se encuentran ubicados en el interior de edificios con sistemas particulares de estructuración y sometidos en su base a movimientos característicos de un sitio permitirán modificar y replantear metodologías para evaluar la vulnerabilidad de los mismos.

A través de este enfoque se puede establecer qué distribuciones de masa o carga en estantes y sistemas portantes resultan ser críticas para los eventos más probables que se pueden presentar en un sitio dependiendo de las diferentes fuentes sísmicas que lo afectan. Esto es de particular interés considerando que en las últimas décadas los hábitos de consumo del público han cambiado llevándolo a comprar en grandes almacenes de bodega, en los cuales es más alto el riesgo de sufrir lesiones durante un sismo debido a la forma de almacenar y ofrecer los productos.

CAPÍTULO 5

Una serie de pruebas experimentales fue llevada a cabo para obtener resultados experimentales que permitieran validar modelos teóricos existentes y propuestos en esta investigación. Durante estas pruebas se estudió la respuesta dinámica de bloques rígidos rectangulares con diferentes esbelteces y tamaños, diferentes interfases base bloque / superficie portante y una serie de movimientos como excitación que incluían tanto movimientos analíticos de tipo impulsivo y armónicos como eventos registrados en estaciones acelerométricas.

Otros objetivos planteados para esta investigación incluyen el estudio de la respuesta de bloques con distribución no uniforme de masa, la estimación experimental de los parámetros involucrados en el modelo y la validación de metodologías muy frecuentemente usadas en investigación como análisis dimensional y teorías de semejanza. En los tres casos, se están realizando pruebas experimentales pero debido a restricciones de espacio y tiempo en mesa vibradora no se cuenta aún con resultados definitivos.



Durante la comparación que se hizo de resultados experimentales y analíticos, se estimó la combinación de parámetros que mejor reprodujera los resultados registrados y procesados mediante video o equipo (inclinómetros). Así mismo se recurrió a sugerencias como reducir o modificar el paso de integración hasta que la respuesta se estabilizara. Cabe indicar que lo óptimo sería tener valores experimentales y así poder obtener resultados meramente teóricos obviando el proceso de ensayo y error que en muchos casos puede ser causa de ruido cuando se estudian fenómenos complejos como comportamientos dinámicos. Queda en el camino continuar con la estimación experimental de coeficientes de fricción y de restitución en cada caso buscando encontrar alguna tendencia respecto al tamaño, esbeltez, relación de aspecto del bloque rectangular o respecto a las características del movimiento de entrada.

La comparación para los resultados de volteo y deslizamiento validan el fundamento teórico y analítico de esta investigación. Se mostró que los resultados obtenidos experimentalmente pueden ser reproducidos vía analítica a través de una adecuada selección de los parámetros empleados en el modelo, aún considerando que existen evidentes diferencias respecto a dimensiones geométricas y condiciones de frontera entre el espécimen y la superficie portante.

CAPÍTULO 6

Se desarrolló un programa de computadora para estudiar el comportamiento dinámico bidimensional de contenidos. El programa permite estudiar la respuesta de contenidos regulares o irregulares, con o sin huecos y con distribución no uniforme de masa en altura. Adicionalmente el programa permite considerar tanto movimientos horizontales como verticales en la base del objeto en estudio. El programa está escrito en lenguaje de programación VISUAL BASIC 6.0 y presenta una interfaz visual a través de la cual se pueden evaluar diferentes modos de respuesta de objetos, determinar condiciones críticas de volteo, deslizamientos máximos y hacer estudios paramétricos cuando se requiere hacer un número importante de corridas.

Este tipo de herramientas permite, como vimos en los CAPÍTULOS 3 y 4, realizar investigaciones numéricas respecto a la respuesta general ante movimientos reales registrados o simulados. Usando un ensamble de eventos simulados, pueden ser calculados los estadísticos de la respuesta de cuerpos rígidos para un rango de valores reales de los parámetros involucrados. Esto permitirá definir un predominante o exclusivo modo de respuesta de objetos bajo ciertas condiciones de ubicación, interfases o movimiento en su base. De ahí se podrán proponer guías o recomendaciones para la modificación o protección de contenidos esenciales o costosos.



APÉNDICE I
ARTÍCULOS PARA REVISTAS ARBITRADAS

INFLUENCE OF FREQUENCY CONTENT AND PEAK INTENSITIES IN THE ROCKING SEISMIC RESPONSE OF RIGID BODIES

CESAR A. ARREDONDO AND EDUARDO REINOSO*

Instituto de Ingeniería

Universidad Nacional Autónoma de México

Ciudad Universitaria, Delegación Coyoacán 04510, México, DF, México

Received (received date)

Revised (revised date)

Accepted (accepted date)

The rocking response of a family of bodies given by its width and height due to analytical and recorded strong ground motions is presented; this allow us to identify the main parameters that govern their response: peak acceleration and velocity, dominant frequency, and acceleration time-history. Recorded strong ground motions were scaled to the same peak acceleration and also to the same peak velocity to analyze the effect of both parameters in the response. These three parameters were used to build an equation to obtain the height/width overturning plots. The proposed equation was tested for many well known strong ground motions and the results were compared to other methods shown to be more accurate. This parametric equation does not need iterations or numerical approximations to be solved and can provide in a very practical way for engineers minimum design requirements or particular specifications for the purpose of protecting nonstructural elements safety.

Keywords: Rigid bodies, rocking, overturning, peak intensities, dominant frequency, contents

1. Introduction

The study of the seismic response of contents of building and equipment in industrial facilities is becoming more and more important. Damage in critical equipment can cause business interruption associated to loss of operational capability, loss of market share and loss of valuable electronic information. This is the case of electrical equipment that needs to be fully operational after moderate or strong shaking. For industrial and commercial electrical power distribution and control equipment, rocking would not be an issue unless the anchorage failed or if exist marginally anchored conditions. But still there are many objects that may experience rocking problems such as:

- UPS or DC bus battery racks used to supply power to a critical power DC bus, standby generators, etc. DC bus power is essential to operate the protective relaying in high voltage circuit breakers in utility switch yards and control systems in critical

* Ph.D. Student. E-mail: carredondov@iingen.unam.mx

* Researcher. E-mail: ere@pumas.iingen.unam.mx

process plants. The large batteries used in these applications are tall and slender and are prone to rocking if not restrained. Without the DC bus nothing will operate in a critical application. They can also initiate fires if they are damaged

- Servers, which are very prone to rocking and are most likely sitting on a raised floor that has not been properly braced.
- Hospital equipment that cannot be anchored and is critical for operation (large coolers to store medicine, patient monitoring equipment, patient treatment equipment, etc.).
- Utility substation large top heavy transformers which are not anchored even in earthquake prone areas.
- Laboratory supplies and equipment (chemicals that when combined are very dangerous being stored next to each other in glass containers on shelves in research labs where they can overturn and break and mix).
- Personal computers and communication equipment essential for post event recovery.
- Radio repeaters for emergency communications (equipment racks, batteries, duplexers, etc.).

In pioneering works Ishiyama (1982 and 1983) studied experimentally rectangular rigid bodies with harmonic input motion for many frequencies and peak intensities. Agbabian et. al (1990) combined analytical and experimental techniques for determining levels of fragility of art objects. In the same field, Augusti et. al (1992) proposed different solutions to reduce the risk for museum contents. Shenton (1996 and 1998) derived criteria to define whether an object may slide or rock. Zhu and Soon (1998) quantified the possibility of overturning of a rigid body through fragility curves as a function of peak ground acceleration. Shao and Tung (1999) used previous numerical and analytical methods to study criteria for initiation of different response modes; they also used recorded motions to estimate distance of sliding and the probability of overturning to nonsymmetrical rigid bodies. Santa Cruz et. al (2000) studied the behavior of rigid bodies for Mexican accelerograms. Aydin and Tung (2001) verified through statistical analysis the validity of the energy balance equation given by Housner (1963) to estimate overturning potential in rigid bodies subjected to earthquakes. Taniguchi (2002) classified different response modes of a rigid body including the consecutive effects of many motions. Psycharis et. al (2002) proposed an equation that considers the peak acceleration needed to overturn a body submitted to harmonic motion on its base; they were the first to include explicitly the type of motion in terms of its main or dominant frequency. Makris and Konstantinidis (2003) compared the free and force vibration response between a single degree of freedom (SDOF) oscillator and a slender rigid block. They proposed the concept of rocking spectrum as an additional measure of earthquake intensity; this “exact” spectrum can only be obtained through numerical procedures and, as will be seen in the following pages, corresponds to a particular case of the overturning plots used in this study. More recently, Aydin (2006) studied and derived analytical expressions to the initiation of response modes from a probabilistic point of view. Griffin (2006) showed that a great percent of property damage and financial losses are associated to damage in nonstructural elements (architectural components, contents, equipment and

systems); he described a typical design process and the difficulties to achieve good earthquake performance in contents due to traditional design philosophies and mistakes in the design process, which do not consider the overall seismic behavior.

Rigid bodies such as those studied in the above references are shaken by earthquakes in all directions. They may jump, hit walls or other objects, and they, very likely, will slide. To study all these effects together is desirable, but there are so many parameters to study that separating them seems appropriate. Here we present an analytical study of bodies being shaken only by one horizontal component, with no sliding, using both analytical and recorded accelerograms. We focus on the response of rigid bodies that rock and could overturn. The goals of this study are: (1) evaluate the effect that peak intensities and frequency have in the rocking response of unanchored bodies and (2) propose a simple formula that can be applied to estimate critical dimensions to overturn a body under the action of recorded earthquakes. Although other methodologies use the rotations of a body to predict its overturning hazard, in most cases, it is more practical to know the dimensions for which an object may overturn; this gives engineers a good and practical tool to assess its vulnerability. Many practical applications derives from the expression proposed in this work: (1) to quickly determinate which objects (industrial equipment, museum exhibits, office contents, monumental columns, sculptures, etc.) have a real overturning risk under future earthquakes, and to propose mitigating and restraining measures, (2) it can be used in preliminary design purposes to estimate anchoring forces, (3) as a tool to estimate peak intensities in sites where there has been an earthquake and no strong ground motions records are available, and existing rigid blocks have or have not overturned, and, finally, (4) as a preliminary evaluation of the stability of some structures such as isolated or weakly restrained adobe walls in rural houses (Bariola and Sozen, 1990), rigid tanks or petroleum towers which rock on their foundations after the anchor fail and buildings whose lateral seismic resistance is given by end shear walls that rest on light shallow foundation beams (Priestley et. al, 1978).

2. Dynamic Response of Rigid Bodies

We analyze symmetric rigid bodies both in geometry and mass supported by a rigid surface where the friction is so large that such blocks are restricted from sliding, they may rock and eventually overturn. The variables are schematically presented in Figure 1. Previous works (Makriss and Roussos, 1998; Shenton et. al, 1991) have shown the following non linear formulation of the dynamic response of rigid bodies

$$(I + mR^2)\theta'' = mR \cos(\alpha - |\theta|)x_g'' - S(\theta)mRg \sin(\alpha - |\theta|). \quad (2.1)$$

where x_g'' is the history of acceleration on its base, $\theta(t)$ is the rotation, m the mass, I the inertial moment, $R^2 = b^2 + h^2$, $\alpha = \tan^{-1}(b/h)$ and $S()$ is the signum function. $2b$ and $2h$ are width and height, respectively. Only the horizontal motion is considered, so the body will always be in contact with the surface and the vertical force acting in the center of mass will be larger than zero.

In this work we have solved Eq. (2.1) with a finite differences approximation. This allows us to obtain the non linear response in an efficient way. The dynamic problem to solve is as follows

$$\theta'' = \frac{3}{4R} (\cos(\alpha - |\theta|)x_g'' - S(\theta)g \sin(\alpha - |\theta|)). \quad (2.2)$$

To use the Central Difference method we modify $\Delta t = \Delta t_{i+1/2} = \Delta t_{i+1} - \Delta t_i$ and

$$\theta'_{i+1/2} = \theta'_{i-1/2} + \Delta t \cdot \theta''. \quad (2.3)$$

$$\theta_{i+1} = \theta_i + \Delta t \cdot \theta'_{i+1/2}. \quad (2.4)$$

We also take into account the loss of energy due to the impact between the body and the surface with the coefficient of restitution, r (Makris and Roussos, 1998), which depends on the slenderness of the body and affects the angular velocity after the impact:

$$r = \left[1 - \frac{3}{2} \sin^2(\alpha) \right]^2. \quad (2.5)$$

$$\theta'_{i+1} = \sqrt{r} \cdot \theta'_i. \quad (2.6)$$

Another consideration is that the body starts rocking after a limit of intensity obtained from the equilibrium of moments in the vertex in contact with the surface:

$$x_g'' > g \frac{b}{h}. \quad (2.7)$$

3. Behavior of Rigid Bodies due to Analytical Motions

With the purpose of understanding the effects of peak intensities and frequency content of the strong ground motion we obtained the critical overturning dimensions for rigid bodies. We have used the next three simple analytical strong ground motions:

$$x_g'' = A \cdot (2 \cdot a - 1) \cdot e^{-a} \quad ; \quad a = \left| \frac{w \cdot (t - T_s)}{2} \right|^2. \quad (3.1)$$

$$x_g'' = A \cdot \sin(w \cdot t). \quad (3.2)$$

$$x_g'' = A \cdot \frac{90t^2 \cdot (t - T_d)^6}{T_d^8} \cdot \sin(w \cdot (t - T_d)). \quad (3.3)$$

where A represents peak acceleration, w is the angular frequency in rad/sec, T_s is the time of occurrence of the peak intensity, T_d is the duration of the intense part of the strong ground motion and t is time. Eq. (3.1) corresponds to a Ricker's pulse, and Eqs. (3.2) and (3.3) correspond to harmonic motions with constant amplitude (*SIN_Cons*) and with modulated or variable amplitude (*SIN_Var*) (Huerta, 2001), respectively. These analytical motions were selected assuming that Ricker and *SIN_Var* may be associated to near fault motions, and *SIN_Cons* to far motions. Although *SIN_Cons* differs clearly

from real strong ground motions we have used it to stress one of the purposes of this study, to understand the influence of frequency content and intensity in the overturning behavior of rigid bodies. Figure 2 shows plots of these motions for $w = 3$ rad/sec, $T_s = 20$ seconds, $T_d = 40$ seconds and $A = 0.1g$.

The goal now is to find out, for a given amplitude A , frequency w and width b , the height h for which the body overturns. This is a step by step process where we evaluate the rotation $\theta(t)$; the process stops when $\theta(t) = 90^\circ$ and the next b is analyzed. Although most actual rigid bodies have widths between 0.07 and 0.50 m and the h/b relation is smaller than 5 (Psycharis et. al, 2002), in this work we have considered larger values of both dimensions to account for very wide bodies such as electrical equipment, and slender bodies such as bookshelves and lockers. We consider slender bodies those with $h > 2.75b$ (Housner, 1963).

We have plotted the values of h obtained for every b for the three analytical motions for $w = 6$ rad/sec and $A = 0.7g$; this type of plots will be use in this study to predict the overturn of rigid bodies and its format will be explained later. Figure 3 shows these results where three regions of stability can be seen: rigid bodies with dimensions within the *zone I* do not even rock, those with dimensions within *zone II* do rock but do not overturn, and bodies with dimensions within *zone III* experience irregular behavior and very likely will overturn, as was pointed out by Ishiyama (1982). The limit between *zones I* and *II* is defined by Eq. (2.7) and depends only on the peak acceleration A , while the limit between *zones II* and *III* shown with continuous line is given by the lowest values of all results. Plots on the right correspond to the worst motions for contents while plots on the left reflect those with very small intensities. The analytical motion *SIN_Var* is the strongest one since for a given b rigid bodies with shorter height may overturn, while *SIN_Cons* is the weakest motion which will cause overturning only to very slender bodies. This is due to the way that the history of acceleration changes in time; while *SIN_Cons* intensities are constant, *SIN_Var* presents important changes in the intensity that do not allow some bodies to recover and reach again its equilibrium state. It is well known that peak velocity, V , is another key parameter in the response of rigid bodies; however, differences in Figure 3 are difficult to explain in terms of V since peak values obtained for these motions are practically the same (0.99, 1.16 and 1.17 m/sec for *Ricker*, *SIN_Cons* and *SIN_Var*, respectively). For simplicity, Figure 3 shows results for $w = 6$ rad/sec and $A = 0.7g$, other results not shown here for frequencies around this value are very similar.

It was observed that, for both low and high frequency all overturn curves due to the three analytical motions tend to be the same. This can be appreciated in Figure 4 that shows the response of rigid bodies for the same three analytical motions for many values of w and for $A = 0.7g$. The values of w cover most of earthquake engineering applications of interest. It is very clear that the frequency of the motion is extremely important in the response and that rigid bodies are vulnerable to high frequency motion. However, for analytical motions, V grows proportionally to w^{-1} . This means that for low frequency, V is very large, and the response is predicted by Eq. (7), and for high frequency, V and *zone*

III are smaller and the body will overturn only if b is really small ($b < 25$ cm). In what follows we use real accelerograms to try to separate the effect of V and w .

4. Analytical Models for Overturning Estimation

Ishiyama (1982 and 1983) proposed overturning criteria under harmonic motion obtaining the overturning critical dimensions with peak values A and V

$$h = \max \left\{ \frac{b}{A} g \quad ; \quad c_1 g \left(\frac{b}{V} \right)^2 \right\} \quad (4.1)$$

with $c_1=0.2133$. This equation gives the critical height of a rigid body obtained with the maximum of the influence of peak acceleration (Eq. (2.7)) and the influence of peak velocity needed to overturn a rectangular column (Milne, 1885). An improved fit of the second part of Eq. (4.1) for earthquakes recorded in the coast and central Mexico was proposed by Santa Cruz et. al (2000) with $c_1=0.15$.

More recently, Psycharis et. al (2002) presented the following expression:

$$h = b \cdot \left(\frac{g}{A} \right)^{1.053} \cdot \left(\frac{w}{p} \right)^{1.263} \cdot \left(0.20 + 1.30\varepsilon - 1.21\varepsilon^2 \right)^{1.053} \quad (4.2)$$

where $p = (3g/4R)^{0.5}$, (with $R = (b^2 + h^2)^{0.5}$) and ε is the restitution coefficient. According to experimental studies (Aslam et. al., 1980), ε is generally larger than 0.925; in this work we have chosen $\varepsilon = 0.9$ since Eq. (4.2) was based in this value. p depends on h , the critical overturning dimensions for given values of A and V are obtained with iterations.

Based on the expression by Ishiyama, we propose in this work the following equation:

$$h = \max \left\{ \frac{b_v}{A} g \quad ; \quad e^{\beta_o} \cdot g \left(\frac{b}{V} \right)^2 \right\} \quad (4.3)$$

where dimensionless parameter β_o is a logarithmic fit of the form $c * LN(w) + d$. In this way, Eq. (4.3) includes explicitly the main variables such as A , V and w . Figure 5 shows the observed β_o for the three analytical motions and for the same frequencies shown in Figure 4. With thick line we show the average of all observations and with thin and dotted lines the respective fit and standard deviation. In what follows and because *SIN_Var* is the analytical motion whose parameter β_o reproduce better real strong ground motion results, its coefficients will be used:

$$c = 0.1116 \cdot \ln(A) - 0.6778 \quad (4.4)$$

$$d = 0.4892 \cdot \ln(A) + 3.6277 \quad (4.5)$$

The average values to c and d coefficients are 0.519 and 0.324 respectively.

Figure 6 shows with rhombus numerical results and the b/h plots predicted by the expressions shown above using the *SIN_Var* analytical motion (Figure 2) with $A=0.7g$ for three frequencies ($w=2, 6$ and 15 rad/s); peak velocities obtained for these frequencies

are $V=3.6, 1.17$ and 0.46 m/s. In general, the model proposed in this work (Eq. (4.3)) is the one that better fits the results for SIN_Var ; other approaches are more conservative. For low frequency ($w=2$ rad/sec, Figure 6a) peak velocity dominates the response, that is why Eq. (4.1) yield good results; Psycharis' model fail to predict the response since it does not depend on V . For high frequency ($w=6$ and 15 rad/sec, Figures 6b and 6c) the influence of V is not that important, so our and Psycharis models predict better the response due to their dependency on w .

5. Behavior of Rigid Bodies due to Recorded Free Field Strong Ground Motions

In what follows we obtain and compare with other methodologies, the response of rigid bodies due to the earthquake ground motions shown in Table 1, which present among other parameters, peak intensities and the frequency associated to: (1) the maximum amplitude of the Fourier spectra, (2) $w = 0.43\pi A/V$ as suggested by Fajfar et. al (1992), (3) the peak value of the velocity spectrum (VS), (4) the peak value of the acceleration spectrum (AS) and (5) the break point between the regions of constant acceleration and velocity in the velocity spectrum (BPVS). In the case of Fourier spectra, many earthquakes have a wide broad spectrum and not always its peak value could be representative.

In order to compare the influence of A and V in the response, we first scaled all records to $1g$ ($\cong 10$ m/s²) and then to 1.75 m/s (the peak velocity that corresponds to event 6). Both sets of some scaled records are shown in Figures 7 and 8, together with the respective A or V value computed after scaling the accelerogram. It is clear that in despite of scaling all records to a given A or V the rigid body response to them will be different since differences in the other variable may be as large as three times.

5.1 Overturning estimation with rocking spectrum and b/h plots

In this section we compare the overturning or uplift prediction of rigid bodies under recorded ground motions by two ways: (1) using the rocking spectra proposed by Makris and Konstantinidis (2003) and (2) with critical dimensions drawn by b/h plots. Figure 9 shows b/h plots of all recorded accelerograms without any scaling (Table 1).

Makris and Konstantinidis (2003) proposed the rocking spectrum as a distinct and exact measure of the rocking response of a body. Rocking spectra shows the maximum rotation of a block with a "period" of $T = 2\pi/p$ and to different values of slenderness (α); p is the same parameter showed earlier in Eq. (4.2), α is directly associated to the amount of energy lost (damping) and big values of T correspond to larger blocks. Figures 10a (left column) shows the rocking spectra for the ground motions recorded in Rinaldi, Sylmar, Centro and Pacoima stations with different values of α . In the same figures we also show R limit values (dashed lines) associated to a period T under which all rigid blocks will collapse for the respective ground motion record; as an example, in the case of Rinaldi (top left) values of 6.15 m, 3.43 m and 2.00 m where obtained for $\alpha = 10^\circ, 15^\circ$ and 20° , respectively. Using b/h plots (Figure 10b) for the same earthquakes we have drawn α lines where it is possible to locate bodies with the same slenderness and

different radius R . As an example, in the top right plot we draw a solid line that corresponds to the R limit value ($R = 6.15$ m) and $\alpha = 0^\circ$ (the coordinates of a point on a line, for a value of R , are calculated with $b^2 = R^2 \tan(\alpha)/(1+\tan^2(\alpha))$ and $h = b/\tan(\alpha)$). Both type of plots shown in Figure 10 predict which blocks may overturn. If one compares left and right top figures (Rinaldi record), it can be seen that bodies with $\alpha = 10^\circ$ and $R < 6.15$ m will overturn. Rocking spectrum is more useful only when the engineer needs to estimate maximum rotations to find out if a body may impact another one; however, geometrical dimensions (b and h) gives us a better physical idea about many practical engineering problems. Both type of figures let us evaluate the uplift or overturn of bodies. Figure 10a (bottom) shows that rocking spectra is very sensitive to the value of α (Makris and Konstantinidis, 2003) and that its impossible to predict the behavior of a block interpolating to a different value of slenderness; if you do not have the plot for the exactly R and α values of interest you cannot predict rocking response. The other hand, b/h plots are appearing as a more useful and practical tool because let us interpolate linearly due to that consider all possible cases that can happen. Figure 10 (bottom right) shows for the Pacoima station record an example of possible plots where practical and research engineers can read easily to estimate if a rigid structure, certain non-structural component or content overturn when is subject to an earthquake. In general, all bodies with slenderness and radius larger than 20° and 1.50 m respectively, do not overturn. As h and b are the most single geometrical dimensions, h/b plots are becoming in the more simple form to represent the rocking response of a rigid block. This plot may be very useful for, lets say, a given site where engineers can assess the vulnerability of a certain rigid block in terms of the design strong ground motion(s) and the critical dimensions (b/h) or the slenderness (α) and its size (R).

5.2 Dependency on A , V and w

In what follows, the main earthquake parameters that govern the overturning of rigid bodies are studied using the h/b plots with and without scaling. Using the proposed equation it is possible to define which rigid bodies are affected by peak acceleration, peak velocity or frequency content. This limit value (b_c) and the associated ordinate (h_c) can be obtained from Eq. (4.3):

$$b_c = \frac{V^2}{A \cdot w^c \cdot e^d} \quad (5.2.1)$$

$$h_c = \frac{g \cdot b_c}{A} \quad (5.2.2)$$

As was shown in Figures 4 and 6 for the analytical motions, Figure 11a shows h/b plots that correspond to the recorded accelerograms without any scaling; this figure reflects that the worst record are Sylmar, El Centro and Rinaldi, while the less hazardous is Shandon. Figure 11b corresponds to the same records but scaled to $1g$, where it is clear that the overturning of rigid bodies depends on the peak velocity (see values in Figure 7) for values of $b_c > 0.25$; under this value all plots are very similar. For uniform peak

velocity, (Figure 11c) the trend with A is not clear. There is a value of $b = b_c$ where the behavior changes: for $b_c < 0.625$ the plots depend on A , being the largest value the one that corresponds to the lowest plot, while for $b_c > 0.625$ the scaled records show results that depend on the Fajfar frequency (Table 1) being the smallest w the one that corresponds to the lowest plot.

5.3 Computation of w

When dealing with actual strong ground motions finding peak intensity values is straight, but w may have different values accordingly to the procedure to obtain it. In this work we explore the influence of selecting different ways of computing w (see Table 1); Figure 12 show h/b plots considering the equation proposed in this study (Eq. (4.3)) with the parameters of β_o that were obtained for the *SIN_Var* analytical motion and the w value obtained for the first, second and fifth methods studied: associated to the maximum amplitude of the Fourier spectra, from Fajfar's expression, and with BPVS. Additionally, results were obtained for Ishiyama (Eq. (4.1)) and Psycharis (Eq. (4.2)) models. Ishiyama's results (dashed line) are always very conservative while Psycharis' results (dashed – dot line) are reliable only when using Fajfar's frequency and, in general, it overestimates the critical overturning height. The best results were obtained for the model presented in this work considering w the value given by BPVS method (lightest solid line); for the largest differences the model proposed in this work is conservative given more horizontal curves and then small values of the critical height to overturn. For the other scaled and non – scaled considered records results were similar.

We believe that Eq. (4.3) is a better and more complete approach since it is better to separate the A , V and w since actual strong ground motions are more complex than SDOF oscillators and Fajfar's frequency may not work well.

6. Example of a Rigid Body Subjected to Different Earthquakes

This section describes an example of the dynamic response of a block with $b = 0.25$ m and $h = 0.75$ m (total width 50 cm and total height 150 cm) subjected to some of the studied earthquakes (Table 1). This can be the case of equipment such as power supply systems (UPS), voltage regulators, duplexers, sanguineous pressure monitors, ultrasounds, crushing machines, coolers, display cases, slender clocks and ventilators, among others. Figure 12, which was explained in the previous section, also shows this block (solid circle) located above or under of the b/h plots depending on the characteristics of each strong ground motion (peak intensities and frequency content). Under this set of motions the same block will rock and rotate and eventually overturn in different times and directions. If the circle is located above of the b/h plot it means overturning of the body (El Centro, Pacoima, Sylmar, Rynaldi and KJM000); circles under these curves represent a body that experienced only rocking (Shandon, CAP090 and CHY006); other records could not even move the body from its rest mode (SCT, ASTU270, CDAO, DZC270, HOS180, JOS090 and NPS090). In the top of each plot we show the respective rotation history; horizontal axis represents the duration in seconds

and vertical axis the angle of rotation in degrees, where it is very clear that the differences between the responses should be considered.

As it is shown in Figure 12, the proposed (Eq. (4.3)) and Psycharis's model give good results in almost all the cases to predict the dynamic behavior of the block. Only during the Shandon record the proposed equation is conservative predicting that a body with $b = 0.25$ m overturns to heights taller than 0.50 m. In spite of that, the proposed equation is better not only for the case in study, but also for many cases not shown here. Ishiyama's model is more conservative and predicts overturning during Shandon, ASTU270, CHY006 and DZC270 records.

7. Concluding Remarks

A study of rigid rectangular bodies submitted to one horizontal direction of analytical and recorded strong ground motion was presented. It was clearly shown, with the analytical motions, that peak acceleration, peak velocity, dominant frequency and history of accelerations are all very important in the response of rigid bodies.

We have proposed Eq. (4.3) that predicts the overturning of rigid bodies in terms of peak acceleration and velocity, and dominant frequency of the motion. The history of accelerations is not yet taken into account, in part because it is very difficult to do so, but also because the other three parameters yield relatively good and accurate results. This was tested not only with the analytical motions but also with well known recorded earthquakes. Eq. (4.3) is easy to solve, do not require iterations or numerical approximations, such as other published works.

We have compared the overturning and uplift prediction using the rocking spectrum and critical dimensions plots; both methodologies give similar results but they should be used depending of the case of study. b/h plots are a more useful and practical because they let us estimate overturning conditions interpolating linearly between lines and curves associated to an α and R values, respectively. Moreover, b/h and rocking spectra plots can be combined and simplify in a single plot (Figure 10, bottom right) where both critical dimensions (b/h) and rocking spectrum (R and α) can be seen. This may be the best way of evaluating the behavior of rigid blocks due to any strong ground motion.

8. Acknowledgements

The first author gratefully acknowledges the financial support of DGEP, UNAM. Philip Caldwell made valuable comments of the practical application of this work to electrical equipment.

9. References

- Agbabian, M. S., Ginell, W. S., Masri, S. F. and Nigbor, R. L. (1990) "Evaluation of seismic mitigation measures for art objects," *Proc. of Fourth U. S. National Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 3, Palm Springs, California, pp. 3-12, May 20-24.
- Aslam, M., Godden, W. and Scalise, T. (1980) "Earthquake rocking response of rigid bodies," *Journal of the Structural Division*," February, 106, No ST2, 377-392.

- Augusti, G., Ciampoli, M. and Airoidi, L. (1992) "Mitigation of seismic risk for museum contents: an introductory investigation," *Earthquake Engineering Tenth World Conference*, Balkema, Rotterdam, pp. 5995-6000.
- Aydin, K. (2006) "Probabilities of initiation of response modes of rigid bodies subjected to base excitations," *Proc. of the 8th National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, Paper No 209, April 18-22.
- Aydin, K. and Tung C. C. (2001) "Energy balance equation for estimating overturning potential of an unanchored rocking body subjected to earthquakes excitation," *Earthquake Spectra*, 17 (2), 209-220, May.
- Bariola, J. and Sozen M. A. (1990), "Seismic test of adobe walls, *Earthquake Spectra*," 6 (1), 37-56.
- Fajfar, P., Vidic, T. and Fischinger, M. (1992) "On energy demand and supply in SDOF systems," *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, P. Fajfar and H. Krawinkler, editors, Elsevier.
- Griffin, M. J. (2006) "Earthquake performance of nonstructural components and systems difficulties in achieving enhanced earthquake performance," *Proc. of the 8th National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, Paper No 1798, April 18-22.
- Housner, G. W. (1963) "The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes," *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53 (2), 403-417.
- Huerta, B. and Reinoso, E. (2001) *Microzonificación y curvas de Igual energía en el valle de México*, M. E. Thesis, DEPEFI, UNAM.
- Ishiyama, Y. (1982) "Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10, 635-652.
- Ishiyama, Y. (1984) "Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake engineering*, 17 (1), 24-37, March.
- Makris, N., and Roussos, Y. (1998) "Rocking response and overturning of equipment under horizontal pulse-type motions," *Report PEER-1998/05*, College of Engineering, University of California, Berkeley, October.
- Makris, N., and Konstantinidis, D. (2003) "The rocking spectrum and the limitations of practical design methodologies," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, 265-289.
- Milne, J. (1885) "Seismic experiments," *Transactions of the Seismological society of Japan*, 8.
- Priestley, M. J. N., Evison, R. J. and Carr, A. J. (1978) "Seismic response of structures free to rock on their foundations," *Bulletin of the New Zealand and National Society for Earthquake Engineering*, 11 (3) , September.
- Psycharis, N., Syngros, C., Mimoglou, P. and Taflambas, I. (2002) "Parametric investigation of the overturning of rigid blocks under dynamic loading," *12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, U.K., 013, September.
- Santa Cruz, S., Ordaz, M. and Guerrero del Ángel, R. (2000) "Estimación de pérdidas en contenidos dentro de naves industriales debido a sismos," *XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Gto., México, November.
- Shao, Y. and Tung C. C. (1999) "Seismic response of unanchored bodies," *Earthquake Spectra*, 15 (3), 523-536, August.
- Shenton, H. H. and Jones, N. P. (1991) "Base excitation of rigid bodies I: formulation," *Journal of Engineering Mechanics*, 117 (10), 2286-2306, October.
- Shenton, H. H. and Jones, N. P. (1991) "Base excitation of rigid bodies II: periodic slide-rock response," *Journal of Engineering Mechanics*, 117 (10), 2307-2328, October.
- Shenton III, H. (1996) "Criteria for initiation of slide, rock, and slide-rock rigid-body modes," *Journal of Engineering Mechanics*, 122 (7), 690-693, July.

- Taniguchi, T. (2002) "Non-linear response analyses of rectangular rigid bodies subjected to horizontal and vertical ground motion," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 1481-1500.
- Zhu, Z. Y. and Soon T. T. (1998) "Toppling fragility of unrestrained equipment," *Earthquake Spectra*, 14, 695-711.

Table 1. Strong ground motions used in this study

n	Date - earthquake	Station	A (m/s ²)	V (m/s)	w (rad/s)				
					Fourier	Fajfar	VS	AS	BPVS
1	15/10/1979 - Imperial Valley	El Centro Array #5	3.30	0.89	2.15	5.42	1.81	15.03	10.10
2	1971 - San Fernando	Pacoima Dam	9.53	1.16	4.37	12.03	5.11	29.36	15.03
3	1966 - Parkfield	Shandon Array #2	4.76	0.76	9.11	9.12	10.10	10.10	7.61
4	19/09/1985 - Michoacán	SCT	1.68	0.61	3.07	4.05	2.36	3.06	5.11
5	17/01/1994 - Northridge	Sylmar	8.27	1.29	4.30	9.36	2.36	15.03	10.10
6	17/01/1994 - Northridge	Rinaldi	8.26	1.75	4.60	6.92	6.10	7.61	7.61
7	21/07/2000 - México	AL0121	0.15	0.02	3.26	8.44	3.06	10.10	10.10
8	22/05/1997 - México	AL0122	0.06	0.02	3.03	4.12	3.06	6.10	7.61
9	30/10/1995 - México	AL0130	0.02	0.01	3.53	6.21	3.06	3.83	7.61
10	23/11/1980 - Irpinia	ASTU270	3.51	0.53	2.51	9.00	1.92	29.36	15.03
11	18/10/1989 - Loma Prieta	CAP090	4.35	0.29	9.49	20.06	10.10	10.10	10.10
12	21/09/1985 - México	CDAO	0.47	0.16	1.73	3.88	1.81	5.11	5.11
13	20/09/1999 - Chi Chi	CHY006	3.57	0.55	3.13	8.77	3.41	10.10	10.10
14	14/09/1995 - México	CUP114	0.13	0.04	1.99	5.13	2.05	2.20	6.10
15	23/05/1994 - México	CUP123	0.05	0.004	16.52	15.20	4.36	15.03	15.03
16	17/08/1999 - Kocaeli	DZC270	3.51	0.46	3.37	10.31	5.11	15.03	15.03
17	28/06/1992 - Big Bear	HOS180	0.99	0.12	3.61	11.14	3.41	10.10	15.03
18	28/06/1992 - Landers	JOS090	2.79	0.43	8.61	8.77	5.11	10.10	15.03
19	16/01/1995 - Kobe	KJM000	8.06	0.81	9.05	13.44	7.61	15.03	10.10
20	28/06/1992 - Landers	NPS090	1.31	0.15	3.22	11.80	3.41	29.36	15.03
21	15/06/1999 - México	SCT15	0.30	0.07	3.72	5.55	3.06	3.83	3.83
22	30/09/1999 - México	SCT30	0.36	0.10	3.07	4.86	3.06	3.06	3.41
23	19/10/1985 - México	TACY19	0.02	0.001	24.88	30.02	29.36	29.36	15.03
24	25/04/1989 - México	TACY25	0.11	0.02	2.22	6.19	1.92	7.61	6.10

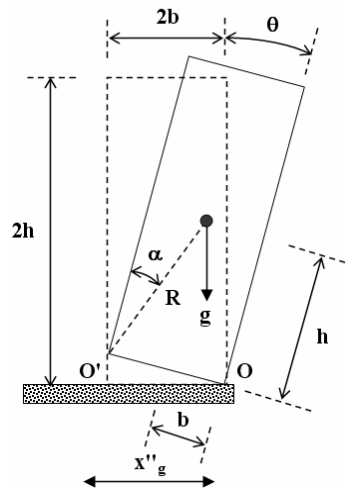


Fig. 1. Geometric characteristics of the dynamic response of rigid bodies

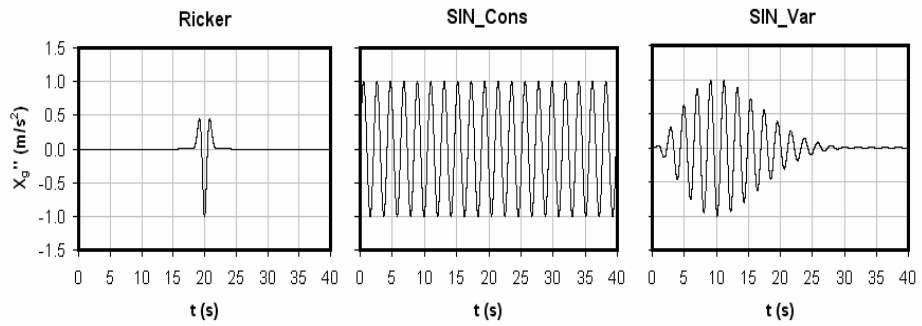


Fig. 2. Analytical strong ground motions used in this part of the study: Ricker's pulse (Ricker), constant amplitude sine (*SIN_Cons*) and modulated amplitude sine (*SIN_Var*).

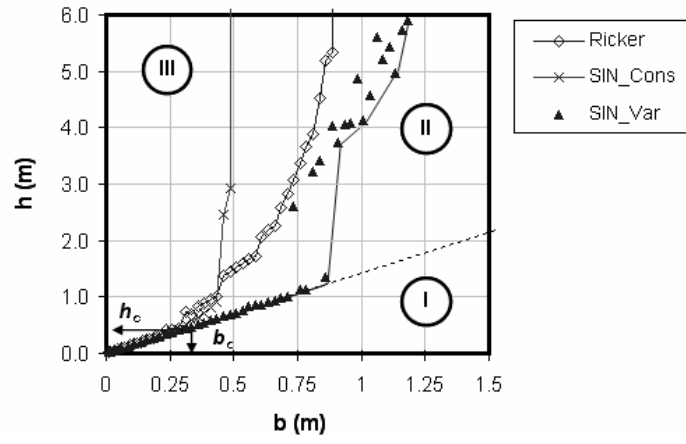


Fig. 3. b/h plots for rectangular rigid bodies submitted to three analytical motions with $\omega=6$ rad/sec and $A=0.7g$: Ricker, SIN_Cons and SIN_Var

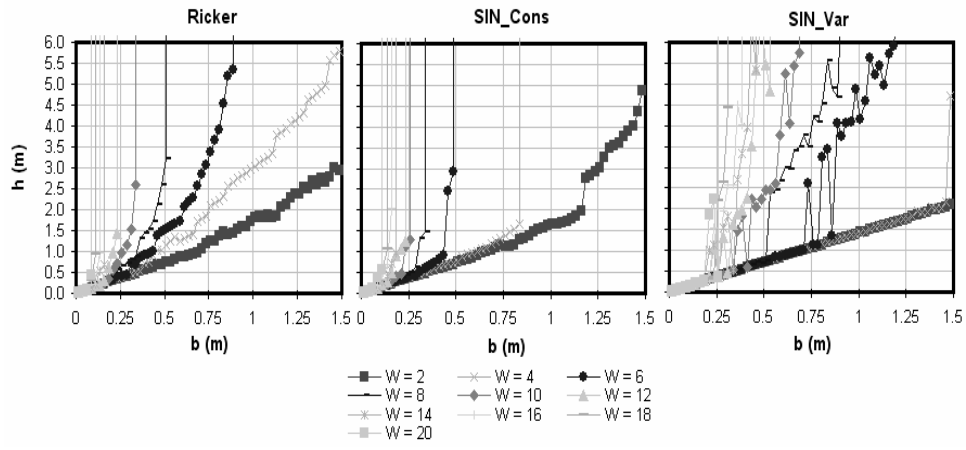


Fig. 4. Influence of w in the overturning of rigid bodies for the three analytical motions of Figure 2 with $A=0.7g$. Note that for low and high frequency all motions tend to the same results

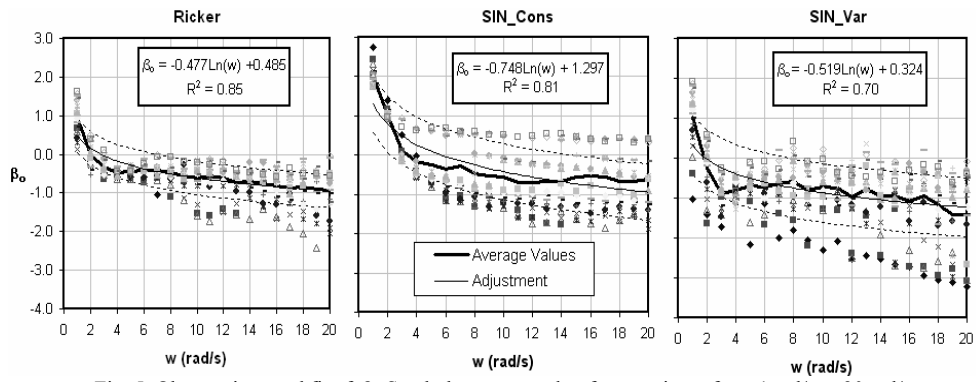


Fig. 5. Observations and fit of β_0 . Symbols correspond to frequencies w from 1 rad/s to 20 rad/s

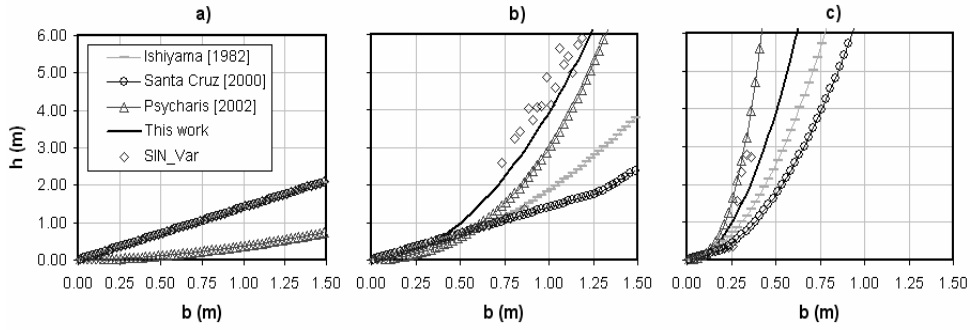


Fig. 6. b/h plots for the SIN_Var strong ground motion with $A=0.7g$: a) $V=3.60$ m/s and $w=2$ rad/s, b) $V=1.17$ m/s and $w=6$ rad/s and c) $V=0.46$ m/s and $w=15$ rad/s.

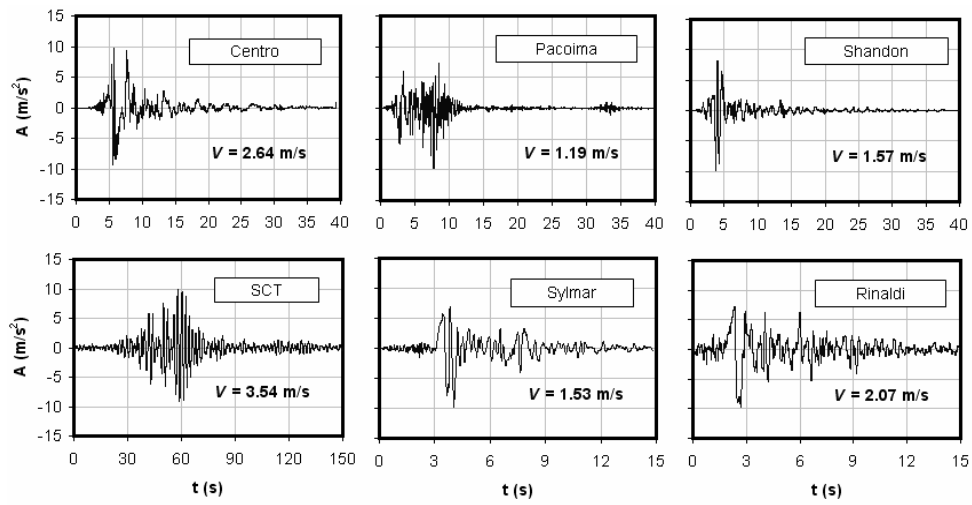


Fig. 7. Some strong ground motions used in this work scaled to $A=1g$. Peak velocities obtained for each scaled accelerogram are also shown

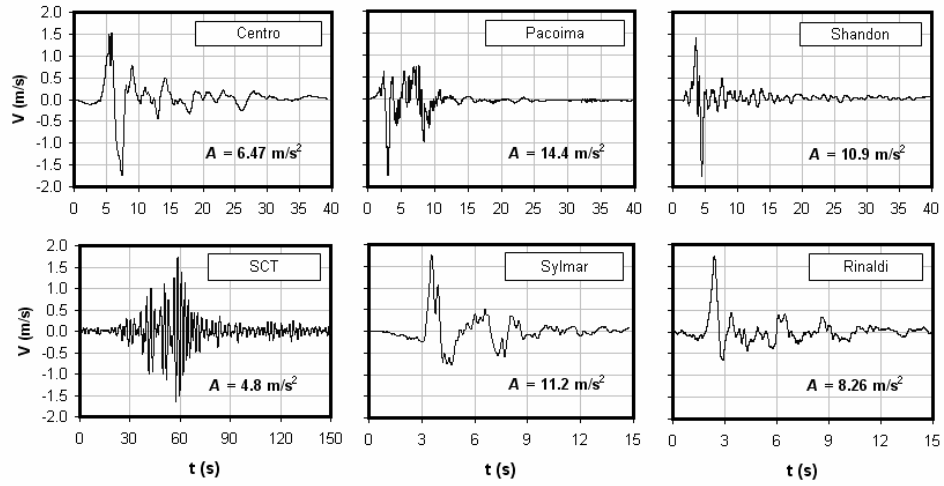


Fig. 8. Some velocity time histories scaled to $V=1.75 \text{ m/s}$. Peak accelerations for each scaled history are also shown

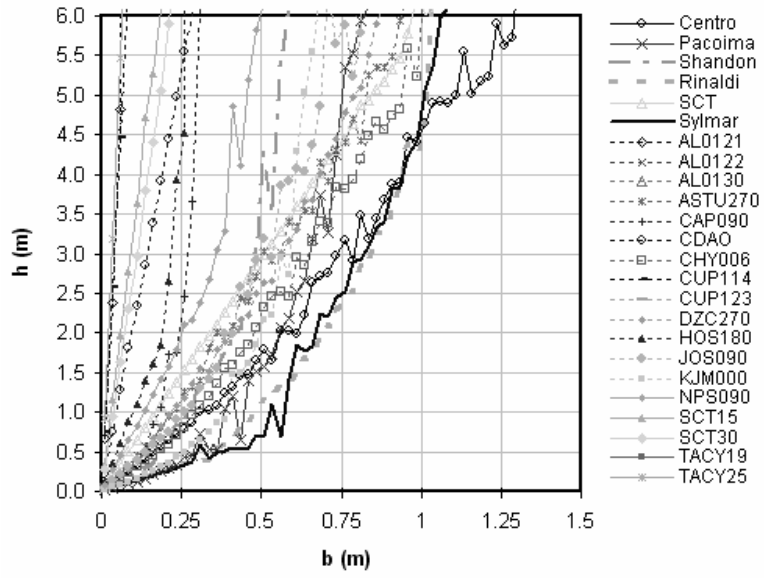


Fig. 9. b/h plots to all recorded accelerograms without any scaling (Table 1)

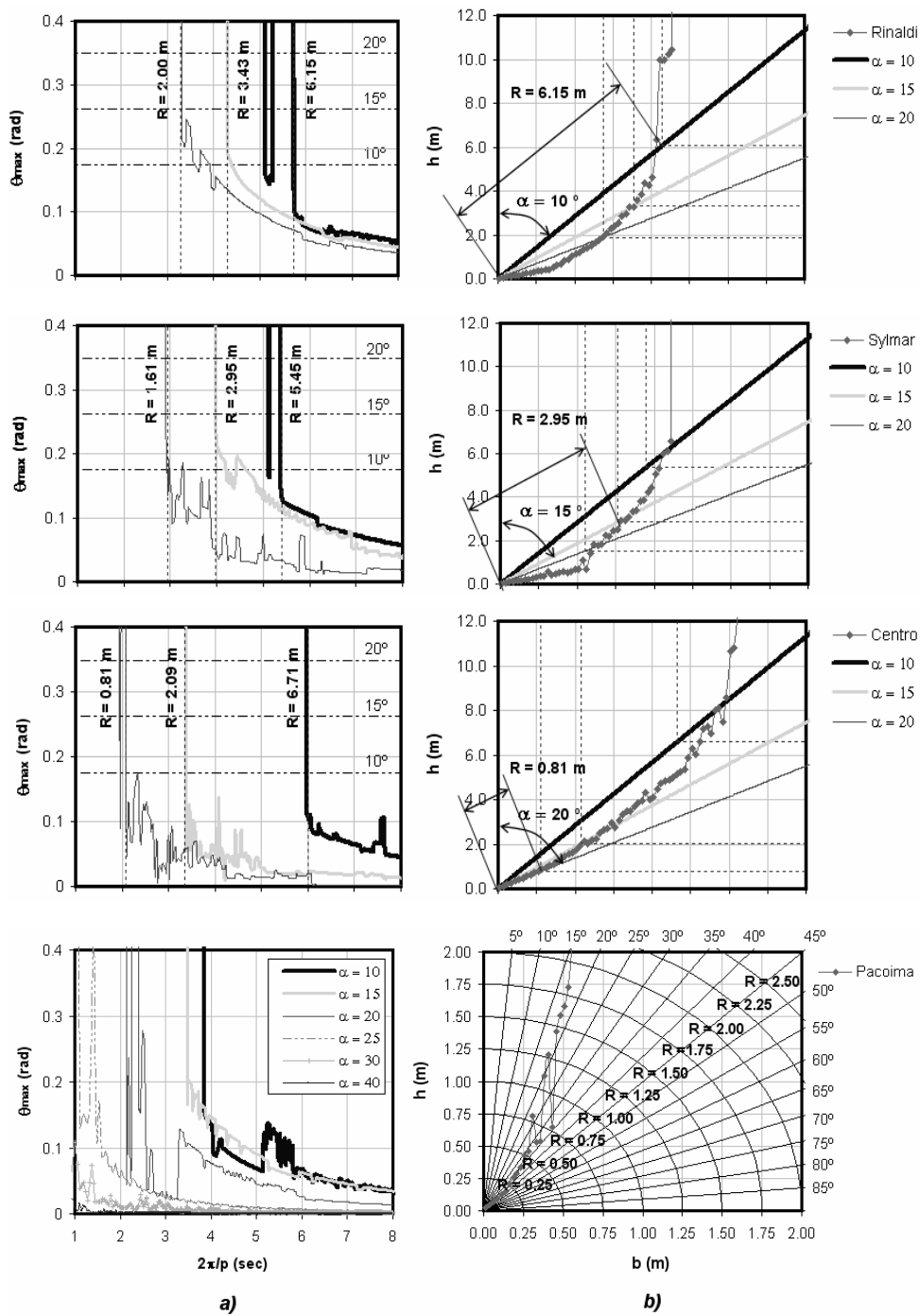


Fig. 10. Comparison between a) the rocking spectrum and b) b/h plots for Rinaldi, Sylmar, Centro and Pacoima station records without any scaling (Table 1)

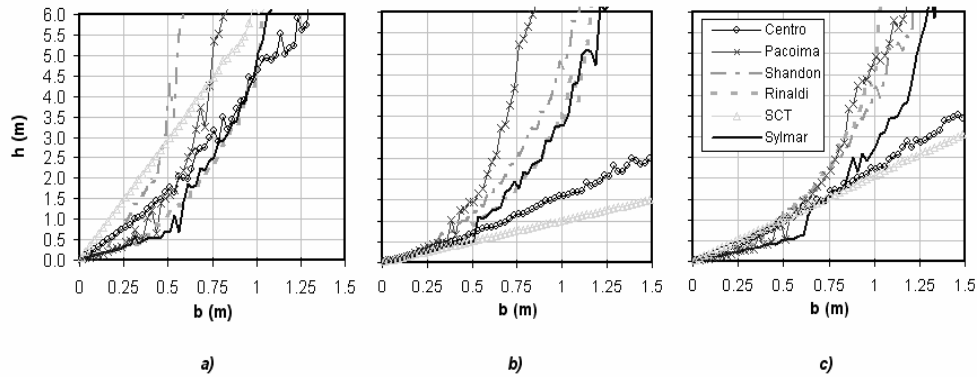


Fig. 11. b/h plots for the first six accelerograms used in this study shown in Table 1: a) as recorded, b) scaled to $A=1g$ y c) scaled to $V=1.75$ m/s

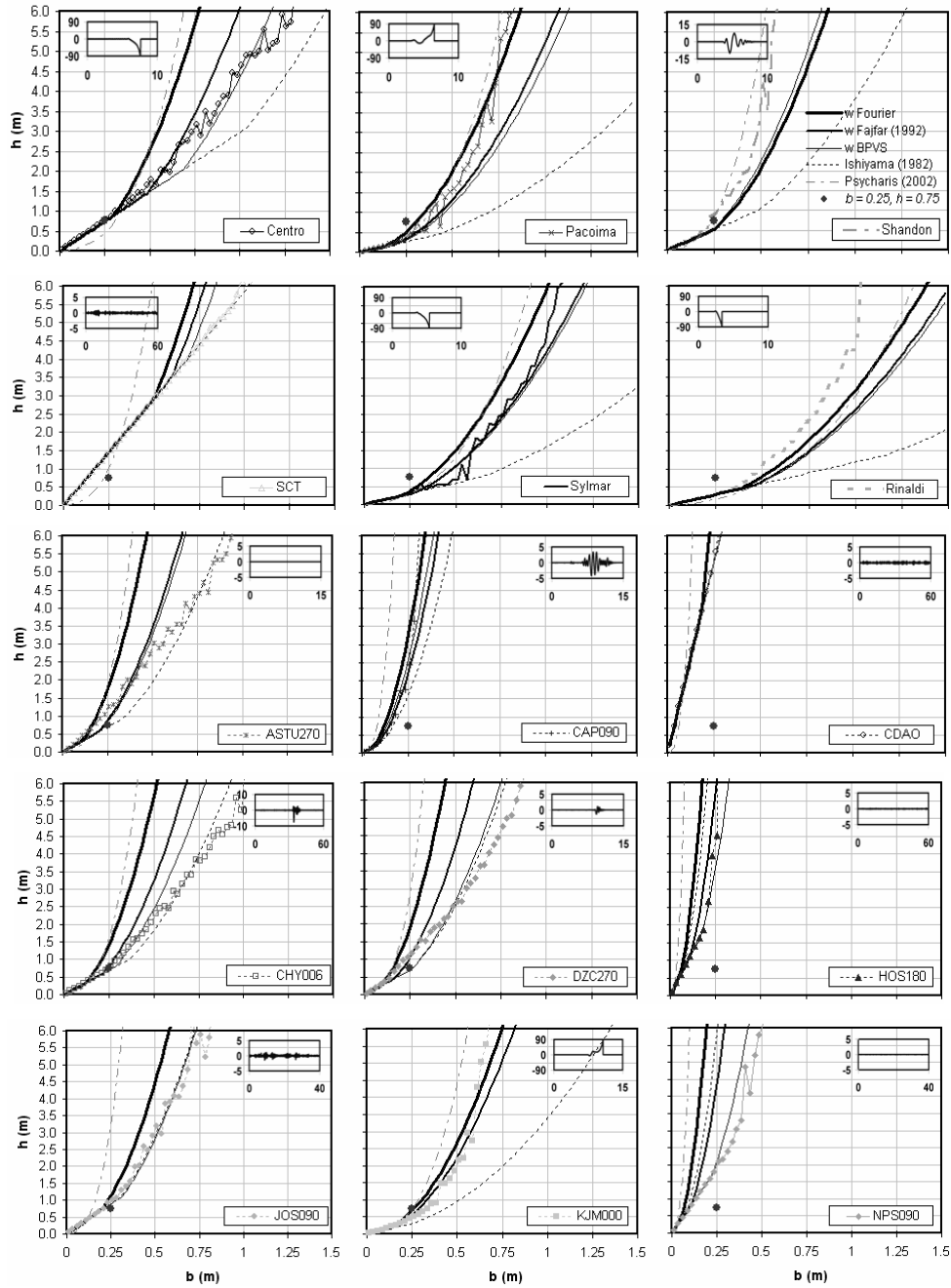


Fig. 12. b/h plots for 15 earthquakes (Table 1), using: w obtained from three different methodologies for the equation proposed in this work, and results from Ishiyama (1992) and Psycharis (2002)

Influence of frequency and peak intensities in the sliding displacement and fragility curves of rigid bodies

C. Arredondo and E. Reinoso

Instituto de Ingeniería, UNAM, C.U., Apartado Postal 70-472, Coyoacán 04510, México, D.F., carredondov@iingen.unam.mx, ere@pumas.iingen.unam.mx, (52-55) 56233500 Ext. 1268

Key words

Rigid bodies, sliding, contents, static friction, peak intensities, frequency, seismic fragility

Abstract

An analysis of the sliding response of unanchored bodies submitted to analytical and recorded strong ground motion in one horizontal direction is presented. Such bodies are restricted from lift-off or rocking about their base edge, so they slide and reach a peak displacement under a static friction value. In this research not only peak intensities, like in previous works, were considered; the effect that dominant frequency of a motion have in the body's response is taking into account. Analytical motions allows us to propose an equation to obtain peak displacements considering the main parameters that govern the phenomenon; although, in the same way that Choi and Tung (2002) an adjustment factor was necessary for earthquakes. This equation has many applications in practical engineering; it can provide minimum design requirements or particular specifications for the purpose of protecting nonstructural-safety and does not need iterations or numerical

approximations to be solved. It was tested for twenty four well known ground motions with or without any scaling and compared to other methods. This will allow propose methodologies to estimate the damage in contents due to sliding in function of those parameters that control their response from rest.

Introduction

Recent events have shown that earthquakes of moderate magnitude can still produce important losses, associated to repairs or substitution of contents, when these happen near to big urban areas or when the motion of the ground is amplified in upper levels of buildings. The impacts that happen between object and support surface during rocking are hazardous in special for fragile objects or internal parts in delicate equipment. To ensure an adequate protection level of some expensive and indispensable contents in hospitals, warehouses, industrial facilities or museums located in countries with important seismic activity, it appears that it is best to avoid any rocking letting that the object slide. Then, it is necessary to estimate and to limit the magnitude of relative displacements, in order to avoid the impact against nearby objects or obstacles in the support surface and that it can fall beyond the limits of display cases or exhibitors. Thinking about this, practical engineers and multiple disciplines involved in design environment (owners, architects, constructors, inspectors, etc.) need simple tools that it can be used in seismic mitigation of nonstructural damage. That tools should be general expressions, design provisions or useful plots that in function of the main parameters that govern a particular phenomenon, allow us predict possible critical conditions or instability states.

Jones and Shenton III (1990) investigated numerically the generalized slide-rock response of rigid blocks to earthquake ground motions for a range of contact parameters. Agbabian et al (1990) combined analytical and experimental techniques for determining levels of fragility of art objects. In the same field, Augusti et al (1992) proposed different solutions to reduce the risk for museum contents. Shenton (1996 and 1998) derives criteria to define whether an object may slide or rock. Shao and Tung (1999) using previous numerical and analytical methods studied criteria for initiation of different response modes and using recorded motions, estimated distance of sliding and the probability of overturning to nonsymmetrical rigid bodies. Choi and Tung (2002) showed that the Newmark's formula can be used to estimate the sliding distance of a body subjected to earthquakes if an adjustment factor is applied. Taniguchi (2002) classifies different response modes of a rigid body including the consecutive effects of many motions. Yao et al (2003) evaluated through shaking table tests and a numerical studies the performance of showcases with or without magnetic chucks as a protection method of objects. More recently, Konstantinidis and Makris (2003 and 2006) studied experimentally the sliding response of anchored and unanchored laboratory equipment and in the second case, they propose a simple relation between peak displacement and intensity of the excitation to finally set the stage to propose a fragility analysis in the future. Aydin (2006) studied and derived analytical expressions to the initiation of response modes from a probabilistic point of view. Griffin (2006) describes as great percent of property damage and financial losses are associated to damage in nonstructural elements (architectural components, contents, equipment and systems). The paper shows its typical design process and the difficult in achieving good earthquake performance in contents due to traditional design philosophies, mistakes in the design

process, not considering the overall system seismic behavior (structural and nonstructural components) and lack of quality in the construction. Previous researches have outlined approaches to evaluate the dynamic behavior, and obtained stability regions to rigid bodies subjected to motions in their base; however, they have focused on the effect that peak intensities (velocity and acceleration) have in the body's response, forgetting that the frequency content can influence the body's behavior in different way to that thought.

Contents are shaken in all directions and may respond in different ways: rotate, slide, jump and hit other close objects or walls. To study all these effects together is desirable, but there are so many parameters to study that separating them seems appropriate. Here we present a parametric study of bodies being shaken only by one horizontal component using both analytical and recorded accelerograms. We focus on the response of rigid bodies whose principal mode of response from rest and during the excitation is slide. The goals of this study are: 1) evaluate the effect that peak intensities and frequency have in the sliding response and damage of unanchored bodies and 2) propose a simple formula that can be applied to estimate peak displacements in blocks under the action of earthquakes. Although the derivation of this equation was based on analytical motions and considered numerous approximations, its application was extended to earthquakes with reasonable accuracy. Many practical applications derive of this expression: 1) it can be used in preliminary design purposes and to assist in the design of mitigation measures (appropriate choice of geometry and strength characteristics of display cases in regard to frequency content and amplification of the excitation, inexpensive modifications in object stiffness, the use of support surfaces made with materials that undergo sliding in objects, estimation of extra

mass quantity to put in the bottom of an equipment lowering its center of mass and changing its vibration pattern from rocking to sliding, etc.) , 2) to determinate quickly, in special to short and rigid contents, which have real sliding risk under future earthquakes and if it is possible restrained them, 3) to study seismic resistant problems of objects and life or indispensable-supporting-systems in special buildings (hospitals, nuclear and chemical industry), 4) to avoid the use of expensive (suspension devices and base isolators) or non-practical restrain systems (fixing contents to its support being very difficult and aesthetically) in the protection of museum objects and 5) as a preliminary evaluation of the seismic performance in structures with base isolation systems, in the estimation of permanent deformations of earth dams and in the design of gravity retaining walls against strong ground motions (Younis et al, 1984).

SPECIFICATIONS AND SLIDING RESPONSE OF RIGID BODIES

We analyze symmetric rigid bodies both in geometry and mass supported by a rigid surface where the static friction is so small that the body always slides from rest. The variables are schematically presented in Figure 1.

As in previous works, the behavior of rectangular blocks was modeled for sliding response; only motion in one horizontal direction was considered, so the body will always be in contact with the surface and the vertical force acting in the center of mass will be larger than zero. The non linear formulation of the problem is given by the Equation 1.

$$x'' + x_g'' = -S(x')\mu_k g \quad (1)$$

where x_g'' is the horizontal base excitation, g is the acceleration due to gravity, μ_k is the kinetic coefficient of friction and $S()$ is the signum function.

We have solved Equation 1 with a finite differences approximation of the derivatives of displacement with respect to time. This allows us to obtain the non linear response in an efficient way. The values of $x(t)$ in the instant of time $t = i + 1$ were calculated using the response mode equation, their derive, and the known response in previous instants of time; in our case for the instants $t = i$ and $t = i + 1/2$. Because the problem is highly non linear it is possible to use Central Difference method only modifying $\Delta t = \Delta t_{i+1/2} = \Delta t_{i+1} - \Delta t_i$ and redefining the mid steps as

$$x'_{i+1/2} = x'_{i-1/2} + \Delta t \cdot x''_i \quad (2)$$

$$x_{i+1} = x_i + \Delta t \cdot x'_{i+1/2} \quad (3)$$

The formulation considered that: 1) the slide mode initiated from rest once the inertial load of the mass exceeds the resistance provided by friction (Shenton, 1991), 2) the kinetic coefficient of friction corresponded to a fraction of the static one; with practical ends, in this study we considered both coefficients equals ($\mu = \mu_k = \mu_s$) and its elastic Coulomb idealization and 3) the sliding continue until the relative velocity of the body's mass equals to zero and begin again if previous condition 1 is satisfied. The solution was proven comparing with results of previous works.

BEHAVIOR OF RIGID BODIES DUE TO SIMPLE ANALYTICAL MOTIONS

Research has been conducted to understand the effects that peak intensities and frequency content of strong ground motions have in peak displacements of rigid bodies. With this purpose, we have used the next three simple analytical strong ground motions (figure 2)

$$x_g'' = A \cdot (2a - 1) \cdot e^{-a} \quad ; \quad a = |0.5w \cdot (t - T_s)|^2 \quad (4)$$

$$x_g'' = A \cdot \sin(w \cdot t) \quad (5)$$

$$x_g'' = 90At^2T_d^{-8} \cdot (t - T_d)^6 \cdot \sin(w \cdot (t - T_d)) \quad (6)$$

where A represents peak acceleration, w is the angular frequency in rad/sec, T_s is the time of occurrence of the peak intensity, T_d is the duration of the intense part of the strong ground motion and t is time.

Equation 4 corresponds to a Ricker's pulse, and equations 5 and 6 correspond to harmonic motions with constant amplitude (*SIN_Cons*) and with modulated or variable amplitude (*SIN_Var*) (Huerta, 2001). These analytical motions were selected assuming that Ricker and *SIN_Var* may be associated to near fault motions, and *SIN_Cons* to far motions. Although *SIN_Cons* differs clearly from real strong ground motions we have used it to stress the purpose of this study. Figure 2 shows plots of these motions for $w = 5$ rad/sec, $T_s = 20$ seconds, $T_d = 40$ seconds y $A = 0.1g$.

The goal now is to find out, the peak displacement (δ_{\max}) for a given A , w and a certain value of the coefficient of friction μ . Values of μ between 0.1 and 1 were considered too;

however, some extreme values should not be very real and only they were taken into account to understand the dynamic behavior and to propose expressions.

In Figure 3, we have shown peak displacements for rectangular blocks subjected to the three analytical motions; to this, it was provided a constant value to one of the main parameters involved in the dynamic problem. Figure 3a and 3b show, to different values of w , the effect that peak acceleration and static friction have in the sliding response of bodies. Figure 3a shows that for a value of the peak acceleration A , the displacement δ_{\max} decrease as w increases; it is only shown results for $\mu = 0.1$ although other values give similar results. Figure 3b shows that larger values of μ produce smaller displacements and in the case of $A \leq \mu g$ the response mode of a body is different to slide and for the purpose of this study $\delta_{\max} = 0$; it was reported results for $A = 0.7g$. Finally and for a $w = 5$ rad/s value, Figure 3c provides an additional sample of that δ_{\max} increase as so do A and as μ decrease. In the case of slide mode, the motion *SIN_Cons* is the most strongest because produce displacements until 3 or 4 times bigger for the same intensity; this is due to the history of peak intensities in time. Then, it is very clear that the frequency of the motion is extremely important in the response and that bodies are vulnerable to high frequency motion. For simplicity only some results are shown but the range of w values select in this work, covers the most of earthquake engineering applications of interest.

It is well know that peak velocity (V) is another key parameter in the response of rigid bodies. Differences in the results are difficult to explain in terms of V since values obtained

for these motions are practically the same. However, for analytical motions, V grows proportionally to w^{-1} but to earthquakes this is not the case. This means that for low frequency, V is very large and for high frequency, V is smaller and body's displacements will be too. In what follows we use recorded accelerograms to try to understand the effect of V and w .

ANALYTICAL FORMULATION FOR SLIDING ESTIMATION

Recent researches have proposed sliding criteria to rigid bodies, so much in a deterministic as in a probabilistic sense. Through experimental studies, Konstantinidis and Makris (2003 and 2006) proposed an expression to estimate peak displacements of a piece of equipment subjected to earthquakes in function of peak acceleration and duration of its most predominant pulse; this is valid for near-source ground motions where both input values could be “clearly” identified. Choi and Tung (2002) proposed an adjustment factor to estimate peak displacements using Newmark's formula. Thinking about frequent approximations or the uncertain that exist respect to the effect that frequency content of the excitation has in the sliding response of contents and based on Choi's work, the authors propose the following expression to estimate peak displacements.

$$\delta_{\max} = a \cdot \left(\frac{A}{\mu \cdot g} \right)^b \cdot \left(\frac{V^2}{2g} \right) \cdot \left(\frac{1}{\mu} - \frac{g}{A} \right) \quad (7)$$

$$a = \frac{1}{a_1 + a_2 \cdot \mu + a_3 \cdot \mu^2} \quad (8)$$

$$b = \frac{1}{b_1 + b_2 \cdot \mu^{b_3}} - 6 \quad (9)$$

Dimensionless coefficients a_i and b_i , with $i = 1, 2$ and 3 , depend on w (Equations 10 to 15).

Equation 7 includes explicitly the main variables such as A , V and w .

$$a_1 = -0.1667 \cdot (-0.0699 - e^{-0.3368 \cdot w}) \quad (10)$$

$$a_2 = 3.3109 \cdot (1 - e^{-0.12 \cdot w}) \quad (11)$$

$$a_3 = -5.7567 \cdot (0.6671 - e^{-0.1114 \cdot w}) \quad (12)$$

$$b_1 = 0.2016 - 0.0115 \cdot \ln(w) \quad (13)$$

$$b_2 = -0.1474 + 0.0094 \cdot w - 0.0002 \cdot w^2 \quad (14)$$

$$b_3 = 1.4595 + 0.0019 \cdot w + 0.5203 \cdot w^2 \quad (15)$$

Figure 4 shows the observed a and b parameters for the *SIN_Cons* analytical motion and a circular frequency range from 1 to 20 rad/s. With thick line we show the average of all observations and with thin and dotted lines the respective fit and standard deviation. In what follows and because *SIN_Cons* is the motion that better emulates results to some real strong ground motions its coefficients will be used (Equations 8 and 9). Average values for a and b coefficients are given by Equations 16 and 1; as it will be shown, in the case of earthquakes records results do not differed so much respect to those obtained using the complete set of previous equations.

$$\bar{a} = \frac{1}{0.0867 + 1.1267 \cdot \mu - 0.2422 \cdot \mu^2} \quad (16)$$

$$\bar{b} = \frac{1}{0.1783 - 0.0716 \cdot \mu^{1.4317}} - 6 \quad (17)$$

Figure 5 shows with crosses numerical results and the A / δ_{max} (left) and μ / δ_{max} (right) plots predicted by the expressions shown above using as excitation the *SIN_Cons* analytical motion with $\mu = 0.1$ and $A = 0.3g$ respectively; results were obtained for three selected frequencies ($w=3, 6$ and 9 rad/s); peak velocities obtained for these frequencies are $V=1.0, 0.5$ and 0.33 m/s. In general, the model proposed in this work (Equation 7) is the one that fits better the results for *SIN_Cons*; results for other approaches are shown and they are more, and some much more, conservative. To any w , better fits were obtained in upper values of $\mu = 0.1$ (Figure 5 right) because the proposed expression was based and tested for that range of interface values; $\mu \leq 0.1$ are not common found, at least, in practical engineering problems. For low frequency ($w < 3$ rad/sec, i.e. Figure 5a right) the best results were predicted using the complete set of adjustment equations (Equations 8 to 15) but for high characteristic frequencies ($w > 5$, Figures 5b and 5c) resulted to be sufficient with use average coefficients values (Equations 16 to 17); there exists a frontier value for the circular frequency ($w = 5$ rad/s) above which peak displacements predicted using average parameters are always larger and bellow which those calculated with the complete set of equations are too. With larger values of w the fit's peak decreases and becomes narrower.

The proposed model gives a more reasonable tendency in μ / δ_{max} plots because the peak displacement in very small friction values tends to that of the soil; the displacements increasing as forces are being transmitted from the support surface (i. e. free field or floor building) to the body and after certain value of μ , those inertial forces and changes in the

increment of velocity are not large enough to sustain it and displacements decreases. Previous studies neglect this and then, they could predict larger displacements neighbor to the lowest limit ($\mu \cong 0$).

BEHAVIOUR OF RIGID BODIES DUE TO RECORDED FREE-FIELD GROUND MOTIONS

In next sections we obtain together with other methodologies, the response of rigid bodies due to actual earthquake ground motions shown in Table 1. Table 1 shows, among other parameters, peak intensities, peak displacements and the frequency associated to: 1) the maximum amplitude of the Fourier spectra, 2) $\omega = 0.43\pi A/V$ as suggested by Fajfar et al (1992), 3) the peak value of the velocity spectrum (VS), 4) the peak value of the acceleration spectrum (AS) and 5) the break point between the regions of constant acceleration and velocity in the velocity spectrum (BPVS). In the case of Fourier spectra many earthquakes have wide broad band of frequencies and not always its peak value could be the most representative.

In order to compare the influence of A and V in the response, we first scale all records to $1g$ ($\cong 10 \text{ m/s}^2$) and then to 1.75 m/s , the peak velocity that corresponds to event number 6. Figure 6 (top and bottom) shows peak displacement tend respect to μ or $(V^2/2g) \cdot (1/\mu - g/A)$ when rigid blocks are subject to free field strong ground motions; the peak acceleration in each case (Table 1) implies that plots begins or finishes in different abscises values. Figure 6 (bottom) shows as some terms in the proposed expression try to produce self-similar

master curves of the sliding response; differences are attributed to the fact that, in the case of earthquakes, ratios between their peak intensities and main frequency do not exist. It is clear that in despite of scaling all records to a given A or V the rigid body response to them will be different since differences in the other variable may be so large. In next pages, only results for some earthquakes are showed due to space limitations in the paper; similar results and conclusions were derived in other cases.

Dependency on A and V

Figure 6 (top left) shows plots that correspond to the recorded accelerograms without any scaling; this figure reflects that the worst records are Sylmar, Rinaldi, Pacoima and KJM000, while the less hazardous for rigid bodies are those whose peak accelerations are very small (i. e. NPS090, SCT15, etc.). Figure 6 (top center) corresponds to scaled accelerograms to $1g$ where it is clear that the larger peak velocities are more hazardous for rigid bodies, a larger value corresponds to a higher plot: AL0122, CDAO and CUP114 records have values of 2.01, 3.43 and 2.60 m/s respectively. When we make peak velocity uniform (Figure 6 top right) the trend with increases on A is not clear: although the TACY19 record present the maximum acceleration, events as those recorded in KJM000 and NPS090 stations with A values 2.5 times smaller produce displacements a lot greater. In Spite that two strong motions have similar or the same peak intensities, their displacements are very sensitive and different throughout the friction values considered; this is the case of Shandon and Sylmar records with 1.57 and 1.53 m/s respectively (Figure 6 top center) or Sylmar and CHY006 records with 11.2 m/s^2 (Figure 6 top right).

Adjustment factor applied to earthquakes motions

Choi and Tung (2002) modified Newmarks' sliding formula to make use of the information contained in displacement response spectrums and suggest an adjustment factor when the body is subject to earthquakes; they made a statistical analysis of the sliding response of a body using the average absolute spectrum in its support surface. Simplifications frequently assumed as obtain the mean of maximum relative displacement of a body can be unconservative in many cases; body's response is very sensitive to changes in peak intensities and frequency content of earthquakes and as it was shown in previous sections similar values don not sure similar responses. Also, body's relative displacements depend on the friction coefficient especially in very small values.

In this work, the proposed model (Equation 7) was tested using earthquakes (Table 1) and it was found that a different adjustment factor (AF) should be applied to a good agreement. Figure 7 shows as AF decrease as μ increases; thick line represents the average of all observations and with more thin and dotted lines it respective fit and standard deviation. By regression techniques an adjustment factor that depends on μ and the V^2/gD ratio was proposed (Equation 18); where D is the peak displacement of the earthquake (Table1).

$$AF = 0.1845 \cdot (1.0231)^{-\frac{1}{\mu}} \cdot \left(\frac{V^2}{gD}\right)^{\frac{0.00262 - 0.4282 \cdot \mu}{\mu}} \quad (18)$$

It exist a very good potential fit between V and D given by $V^2/gD = 0.4177 \cdot (A/g)^{0.9353}$ and then, Equation 18 can be rewritten as follow

$$AF = 0.0771 \cdot (1.0231)^{-\frac{1}{\mu}} \cdot \left(\frac{A}{g}\right)^{\frac{0.00245 - 0.4005 \cdot \mu}{\mu}} \quad (19)$$

Comparison with earthquake motions and dependency on w

When dealing with actual strong ground motions finding peak intensity values is straight, but w may have different values accordingly to the procedure to obtain it. In this work we explore the influence of selecting different ways of computing w (see Table 1). Figure 8 shows with rhombuses computed values for rigid bodies subjected to some recorded earthquakes; also results with the proposed model (Equation 7, dashed line), the proposed model using average values of its parameters (Equations 16 and 17, non continuous line), the proposed model multiplied by AF (Equation 18, thick continuous line) and previous methods (Newmark's and Choi and Tung's expressions). Horizontal scales are different to compare with very weak earthquakes as CDAO, HOS180 or NPS090 records. To the proposed model best results were obtained considering as w value that given by Fajfar's expression. The proposed model tries to reproduce the rise and fall effect for small values of the friction coefficients in μ / δ_{max} plots, commented in the previous section. Choi and Tung's results tend to be conservative given peak displacements smaller than those obtained solving numerically the mathematical formulation of the problem (Equation 1). Although the JOS090 and NPS090 records during Landers earthquake have long duration (> 40 seconds) and a wide broad band of frequencies ($1.69 \text{ Hz} < f < 36 \text{ Hz}$), we obtain good accuracy in the results. The KJM000 record is the strongest and only with its A , V , D and w values is not possible predict the expected response; this motion present abrupt changes in the amplitude of its intense phase causing larger δ_{max} still with greater friction values. This

work do not present results to the Makris and Konstantinidis's model (2006) because it needs to identify the amplitude and duration of the most predominant pulse in the earthquake; that is not a simple task and in some cases it is impossible. For the other scaled and non – scaled considered records results were similar.

Numerical results and previous conclusions are in accord with the mathematical structure of the Equation 7: peak intensities amplify relative displacements, greater friction values are reflected in smaller δ_{max} and w controls how narrow the fit's peak can be. Authors believe that Equation 7 multiplied by the AF is a better and more complete approach since it is more useful to separate the A , V and w parameters in more complex actual ground motions.

CONCLUDING REMARKS

The study of rigid rectangular bodies submitted in one horizontal direction to analytical and recorded strong ground motion was presented. It was clearly shown that peak acceleration, peak velocity, dominant frequency, friction coefficients and history of accelerations are all very important in the response of rigid bodies.

We have proposed a simple equation that predicts the relative peak displacement of a body in terms of the characteristics of the contact surfaces, peak intensities and dominant frequency of the motion. Other implied factors as the history of accelerations is not yet taken into account, in part because it is very difficult to do so, but also because the other considered parameters yield relatively good results. The proposed expression is easy to

solve and only need to know the base motion and its derivatives. Other published simple expressions need subjective values as the amplitude and duration of the most predominant pulse in an earthquake or are based in statistical studies that predict mean values of the body's response.

ACKNOWLEDGMENTS

The first author gratefully acknowledges the financial support of DGEP.

REFERENCES

1. Agbabian, M S, Ginell, W S, Masri, S F and Nigbor, R L. Evaluation of seismic mitigation measures for art objects. *Proceedings of Fourth U. S. National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, California, May 20-24, 1990; 3: 3-12.
2. Augusti, G, Ciampoli, M and Airoidi, L. Mitigation of seismic risk for museum contents: an introductory investigation. *Earthquake Engineering, Tenth World Conference*, Balkema, Rotterdam 1992; 5995-6000.
3. Aydin, K. Probabilities of initiation of Response Modes of Rigid Bodies Subjected to Base Excitations, *Proceedings of the 8th National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, April 18-22, 2006: Paper No 209.
4. Choi, B y Tung, D. Estimating sliding displacement o fan unanchored body subjected to earthquake excitation, *Earthquake Spectra*, November, 2002; 18(4): 601-613.
5. Fajfar, P, Vidic, T and Fischinger, M. On energy demand and supply in SDOF systems. From the book “*Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*”. P. Fajfar and H. Krawinkler, editors, Elsevier, 1992.
6. Huerta, B and Reinoso, E. Microzonificación y curvas de Igual energía en el valle de México. M. E Thesis, DEPMI, UNAM, 2001.
7. Griffin, P E. Earthquake Performance of Nonstructural Components and Systems Difficulties in Achieving Enhanced Earthquake Performance, *Proceedings of the 8th National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, April 18-22, 2006: Paper No 1798.
8. Konstantinidis, D y Makris , N. Experimental and analytical studies on the seismic response of slender laboratory equipment, *Proceedings of Seminar on Seismic*

Design, Performance, and Retrofit of Nonstructural Components in Critical facilities, ATC-29-2, 2003: 399-411.

9. Konstantinidis, D y Makris, N. Experimental and analytical studies on the seismic response of freestanding and restrained laboratory equipment, *Proceedings of the 8th National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, April 18-22, 2006: Paper No 1619.
10. Shao, Y and Tung, C C. Seismic response of Unanchored Bodies. *Earthquake Spectra*, August, 1999; 15(3):523-536.
11. Shenton, H H and Jones, N P. Base excitation of rigid bodies I: formulation. *Journal of Engineering Mechanics*, October, 1991; 117(10): 2286-2306.
12. Shenton, H H and Jones, N P. Base excitation of rigid bodies II: periodic slide-rock response. *Journal of Engineering Mechanics*, October, 1991; 117(10): 2307-2328.
13. Jones, N P y Shenton, H H. Generalized slide-rock response of rigid blocks during earthquakes, *Proceedings of Fourth U. S. National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, California, Vol. 3, May 20-24, 1990.
14. Taniguchi, T. Non-linear response analyses of rectangular rigid bodies subjected to horizontal and vertical ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2002; 31: 1481-1500.
15. Yao, G C, Huang, C S and Yen, S F. Sliding magnet isolators for museum showcase protection, *Proceedings of Seminar on Seismic Design, Performance, and Retrofit of Nonstructural Components in Critical facilities*, ATC-29-2, 2003: 529-539.
16. Younis, C J and Tadjbakhsh, I G. Response of Sliding Rigid Structure to Base Excitation, *Journal of Engineering Mechanics*, March, 1984; 110(3): 417-431.

Table 1. Strong ground motions used in this study

No	Date - earthquake	Station	A (m/s ²)	V (m/s)	D (m)	w (rad/s)				
						Fourier	Fajfar	VS	AS	BPVS
1	15/10/1979 – I. Valley	El Centro Array #5	3.30	0.89	0.66	2.15	5.42	1.81	15.03	10.10
2	1971 - San Fernando	Pacoima Dam	9.53	1.16	0.36	4.37	12.03	5.11	29.36	15.03
3	1966 - Parkfield	Shandon Array #2	4.76	0.76	0.31	9.11	9.12	10.10	10.10	7.61
4	19/09/1985 - Michoacán	SCT	1.68	0.61	0.28	3.07	4.05	2.36	3.06	5.11
5	17/01/1994 - Northridge	Sylmar	8.27	1.29	0.34	4.30	9.36	2.36	15.03	10.10
6	17/01/1994 - Northridge	Rinaldi	8.26	1.75	0.48	4.60	6.92	6.10	7.61	7.61
7	21/07/2000 -	AL0121	0.15	0.02	0.007	3.26	8.44	3.06	10.10	10.10
8	22/05/1997 -	AL0122	0.06	0.02	0.005	3.03	4.12	3.06	6.10	7.61
9	30/10/1995 -	AL0130	0.02	0.01	0.001	3.53	6.21	3.06	3.83	7.61
10	23/11/1980 - Irpinia	ASTU270	3.51	0.53	0.33	2.51	9.00	1.92	29.36	15.03
11	18/10/1989 - Loma Prieta	CAP090	4.35	0.29	0.06	9.49	20.06	10.10	10.10	10.10
12	21/09/1985 -	CDAO	0.47	0.16	0.07	1.73	3.88	1.81	5.11	5.11
13	20/09/1999 - Chi Chi	CHY006	3.57	0.55	0.26	3.13	8.77	3.41	10.10	10.10
14	14/09/1995 -	CUP114	0.13	0.04	0.02	1.99	5.13	2.05	2.20	6.10
15	23/05/1994 -	CUP123	0.05	0.004	0.001	16.52	15.20	4.36	15.03	15.03
16	17/08/1999 - Kocaeli	DZC270	3.51	0.46	0.18	3.37	10.31	5.11	15.03	15.03
17	28/06/1992 - Big Bear	HOS180	0.99	0.12	0.03	3.61	11.14	3.41	10.10	15.03
18	28/06/1992 - Landers	JOS090	2.79	0.43	0.14	8.61	8.77	5.11	10.10	15.03
19	16/01/1995 - Kobe	KJM000	8.06	0.81	0.18	9.05	13.44	7.61	15.03	10.10
20	28/06/1992 - Landers	NPS090	1.31	0.15	0.06	3.22	11.80	3.41	29.36	15.03
21	15/06/1999 -	SCT15	0.30	0.07	0.03	3.72	5.55	3.06	3.83	3.83
22	30/09/1999 -	SCT30	0.36	0.10	0.03	3.07	4.86	3.06	3.06	3.41
23	19/10/1985 -	TACY19	0.02	0.001	8E-5	24.88	30.02	29.36	29.36	15.03
24	25/04/1989 -	TACY25	0.11	0.02	0.009	2.22	6.19	1.92	7.61	6.10

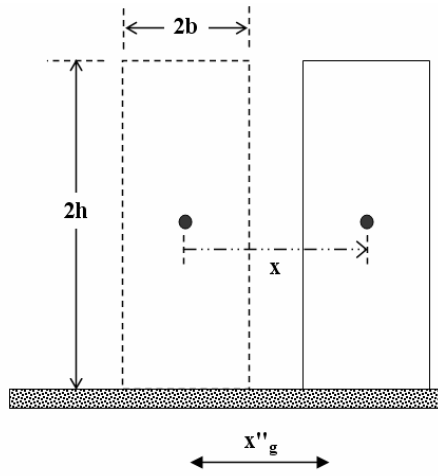


Figure 1. Geometric characteristics of the dynamic response of rigid bodies

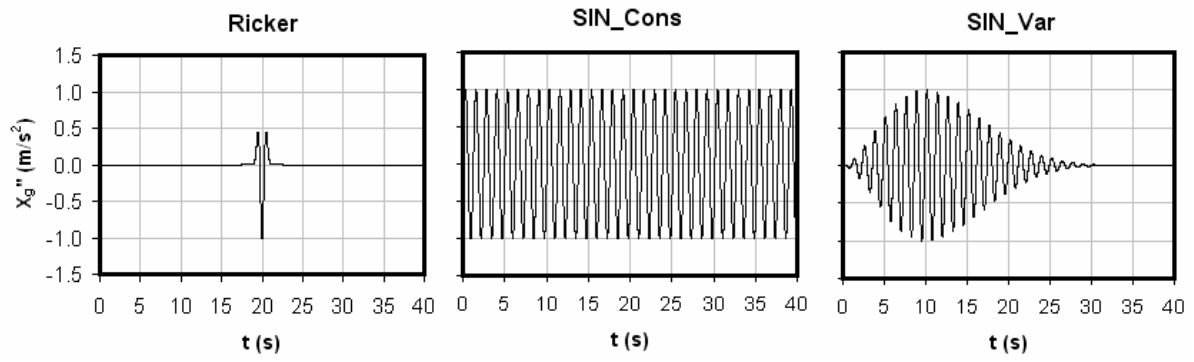


Figure 2. Analytical motions used in this work: Ricker's pulse (Ricker), constant amplitude sine (*SIN_Cons*) and modulated amplitude sine (*SIN_Var*).

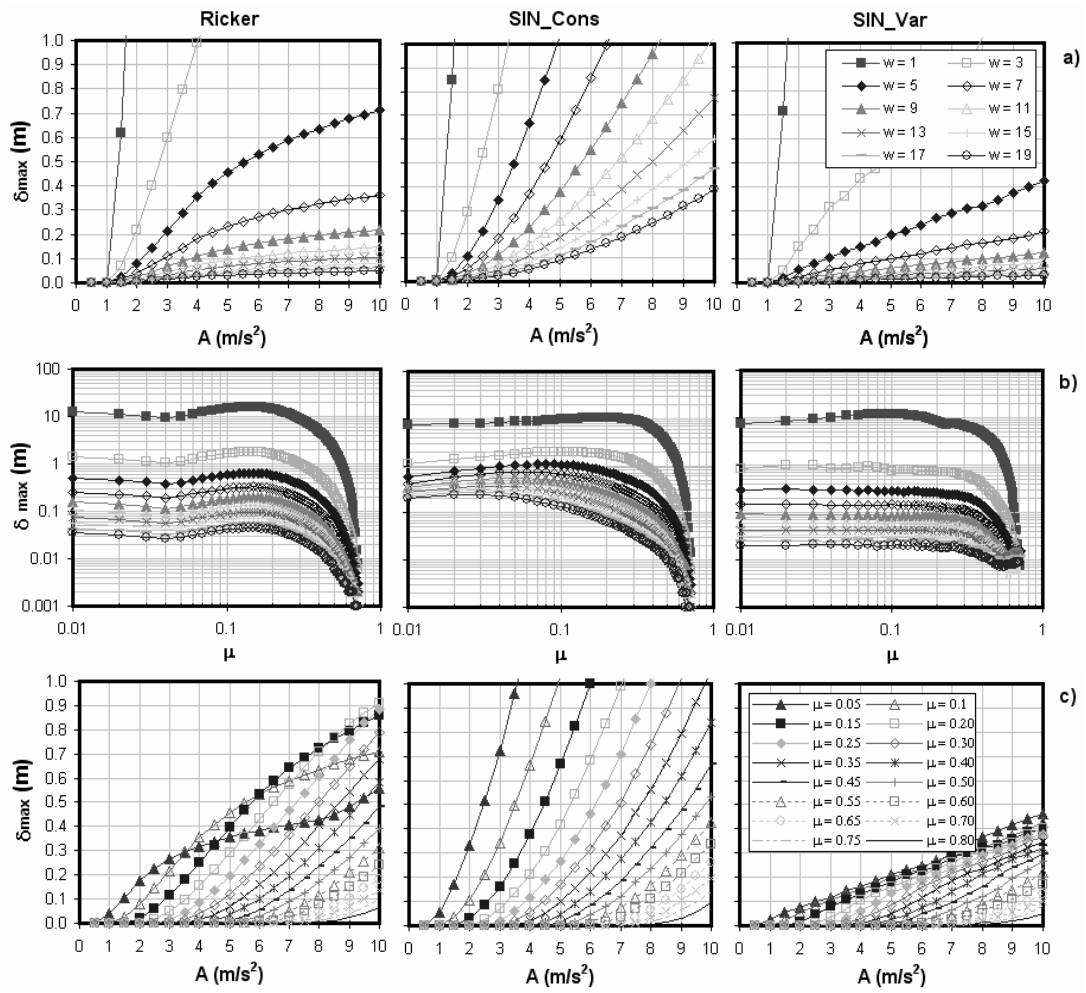


Figure 3. Sliding of rigid bodies under three analytical motions for a) $\mu_s = 0.1$, b) $A = 0.7g$ and c) $w = 5$ rad/s.

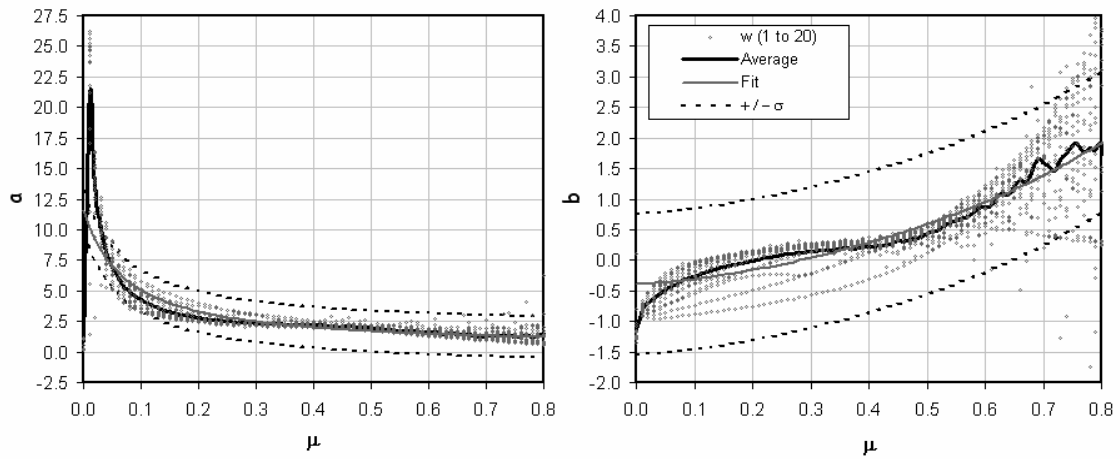


Figure 4. Observations and fit of a and b

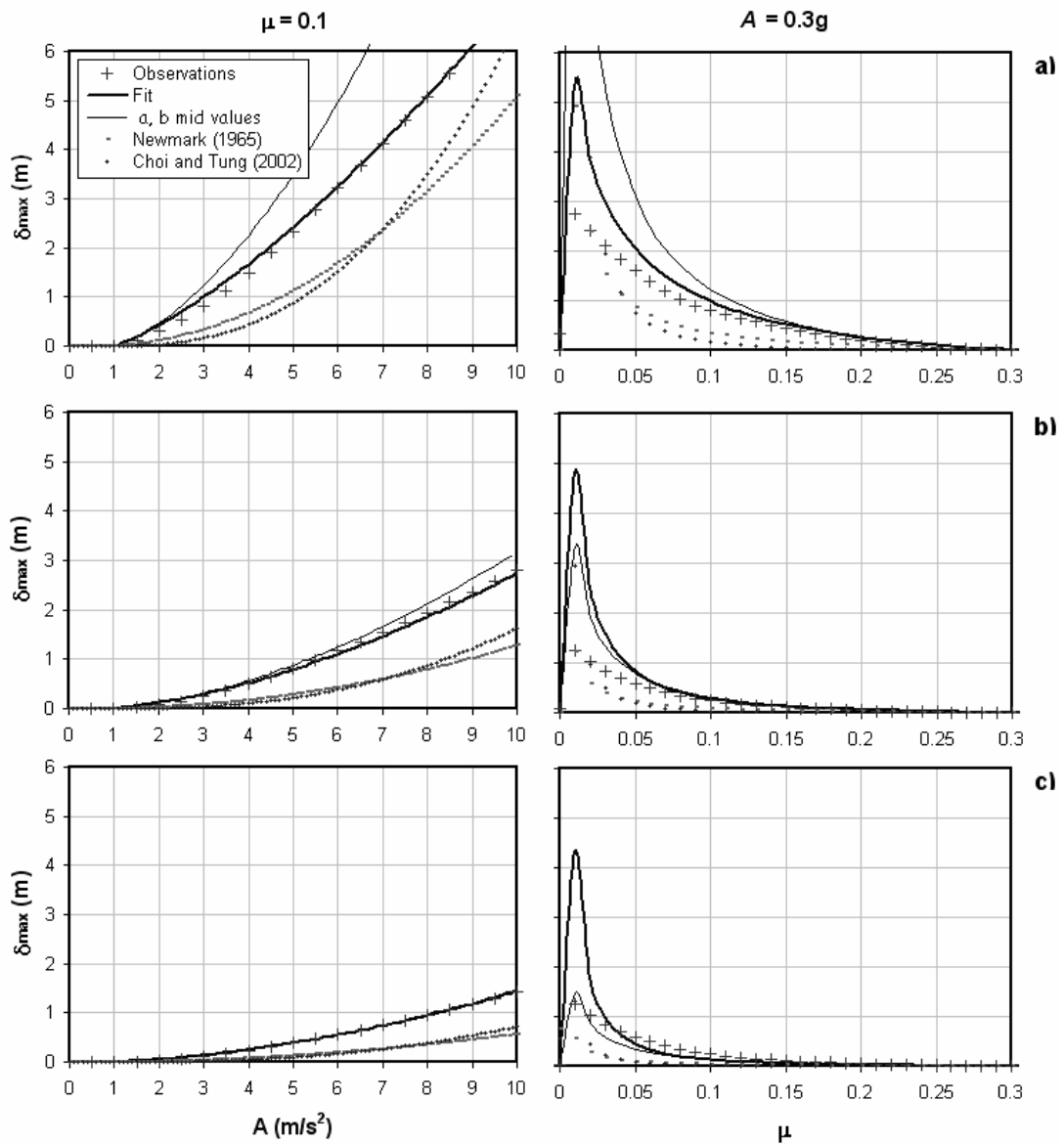


Figure 5. A / δ_{\max} and μ / δ_{\max} plots for the *SIN_Cons* analytical motion with a) $\omega = 3$ rad/s, b) $\omega = 6$ rad/s and c) $\omega = 9$ rad/s.

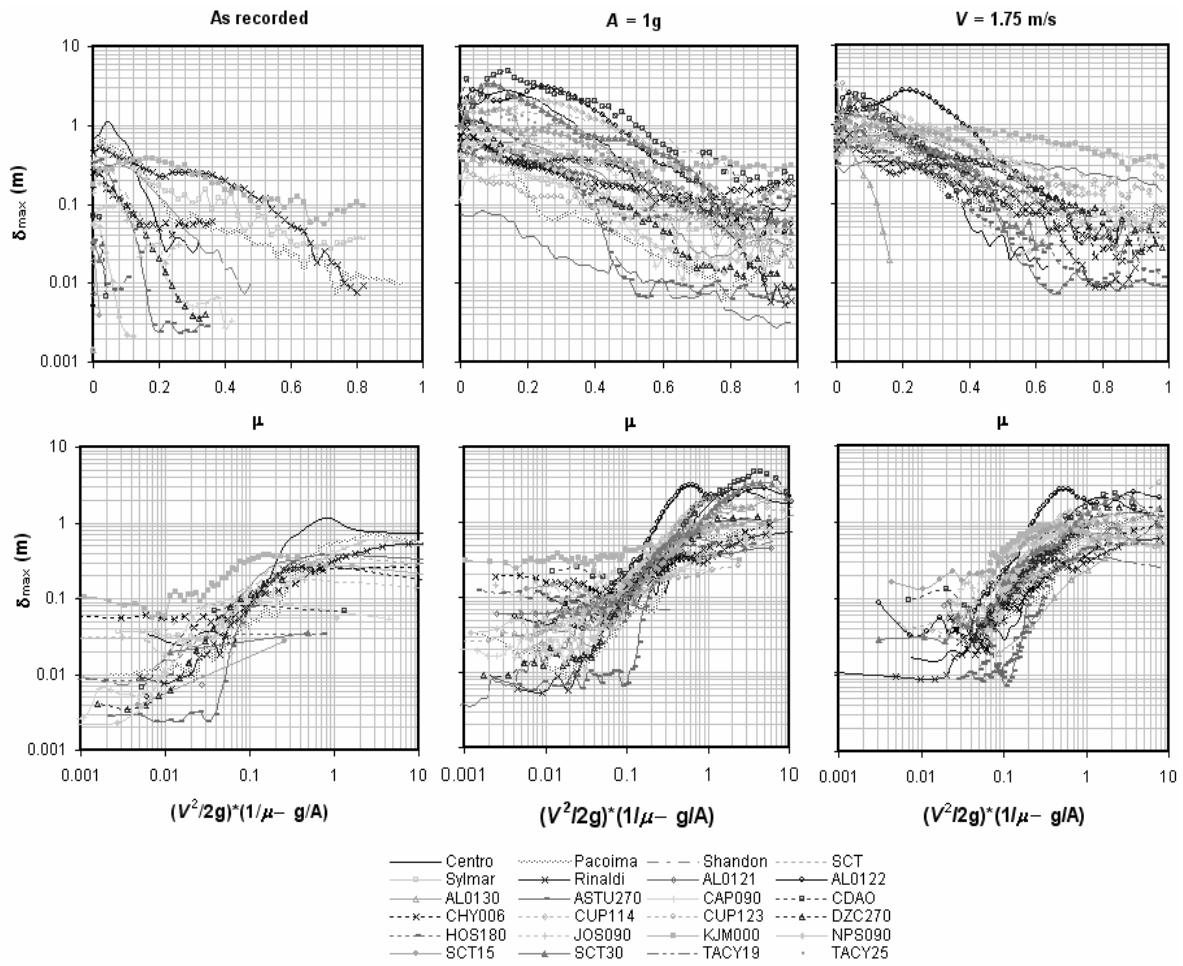


Figure 6. μ / δ_{\max} and $(V^2/2g) \cdot (1/\mu - g/A) / \delta_{\max}$ plots for the accelerograms used in this study shown in Table 1: a) as recorded, b) scaled to $A = 1g$ y c) scaled to $V = 1.75$ m/s

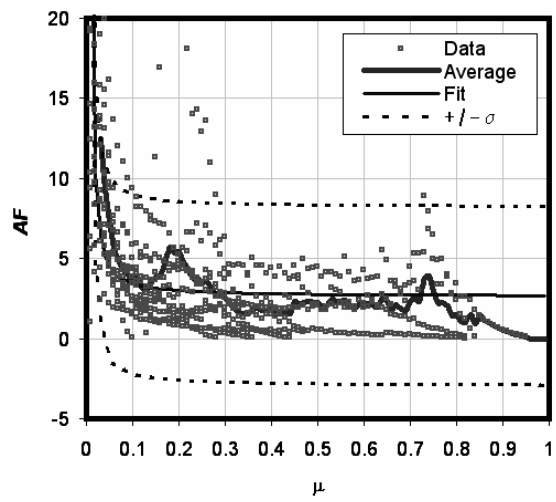


Figure 7. Adjustment factor (AF) used in this study

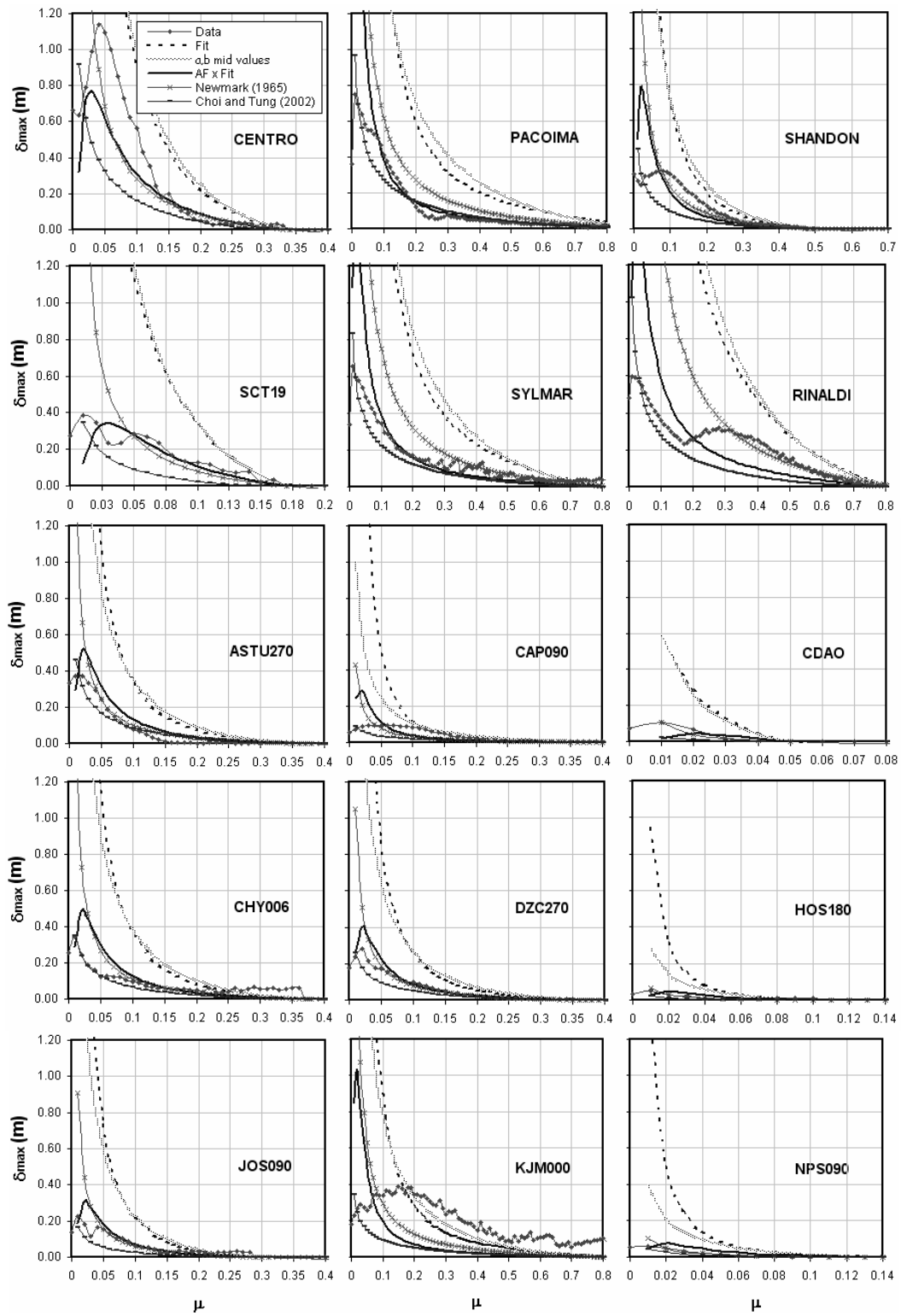


Figure 8. Comparison between μ / δ_{\max} plots for the accelerograms studied as recorded and the proposed fit

ROCKING BEHAVIOR OF CONTENTS IN BUILDINGS IN MEXICO CITY SUBJECTED TO SUBDUCTION OR INTERMEDIATE DEPTH EARTHQUAKES

C. ARREDONDO, M. JAIMES, E. REINOSO AND EDUARDO MIRANDA

Instituto de Ingeniería, UNAM, C.U., 04510 México, D.F., México

Abstract

The dynamic response of a freestanding content located in free field can be very different to that obtained in upper stories of buildings; this is because peak intensities and frequency content of its base excitation will be changing due to that the structures filter the ground motion. Additionally, other factors like the structural system of the building, the site where it is located or the seismic source should be taken into account. The paper is concerned with the comparison between the response of contents in shear wall and frame buildings, located on firm and soft soil of the Valley of Mexico, and subjected to some recorded earthquakes or to the most probable motion that can occur in a site with a return period. Contents were modeled as rigid bodies with a static friction coefficient enough so that only the rocking response would be possible. Histories of acceleration in buildings were obtained using a simplified model that combines the behavior of a shear and a flexural cantilever beam. Earthquakes from different origins were considered and used to simulate future events implementing the empirical Green's function method.

Introduction

Subduction earthquakes are the most studied seismic motions in Mexico City due to its characteristic frequency content, magnitude and high probability of occurrence of a worst event that could overcome those that happened in 1985. However, along history there have been some events inside the country that release energy not by interaction between tectonic plates as it happens during subduction earthquakes but to a normal fault mechanism. These, some times, not only has caused structural and non-structural damage, economic losses but also of human lives.

There are history evidence and recent research advances that show the differences between these two types of earthquakes. Detailed studies of the seismic source indicate that the fault mechanism, drop stresses and magnitude cause that normal fault earthquakes have greater energy content than subduction earthquakes. As resulting from these differences, the ground motion in Mexico City is very different due to both type of events, this is being reflected not only in the frequency content, where normal earthquakes present a greater content of high frequencies than subduction events, but also in the duration since the subduction earthquakes are longer than the normal earthquakes. Due to these differences, it is possible to wait that the effects of subduction and normal events are different as in the structures as in its contents. During strong earthquakes, equipment and contents located at various levels of buildings might response in different ways depending of the intensity amplification, frequency content present and friction coefficients: slide, rock-slide, rock or overturn. Of all them, the rocking is the worst and undesirable mode of response since it can prove mechanical damage in sensitive components of equipment or total loss due to

overturn. It is well known that to the majority of the contents expected to be encountered in practice, the static friction coefficient between contact surfaces (content and support surface) has greater values and then rocking is the most realizable mode of response from rest; in general for freestanding equipment and other objects inside buildings, typically contact surfaces consist of rubber versus rug, tile, wood, or marble. The seismic resistant problems by rocking of mobile contents as museum showcases, art objects, Life-Supporting Equipment in hospitals, industrial and commercial electrical power distribution and control equipment and scientific equipment mounted on benches have high priority in countries affected by several seismic sources; this is the case of México.

The objective of this research is to study the differences in the rocking behavior of contents that are located in some stories of buildings. We considered buildings whose lateral seismic resistant system is given by shear walls or moment frames, with different values of its fundamental structural period, a damping of 5 %, located in sites affected by several seismic sources and subjected to recorded motions or predicted earthquakes. Until the authors known, this is the first study where the effect of the structural resistant system and seismic source, and then the fault mechanism, are included to try to understand the rocking behavior of contents inside buildings. Previous works has focused on understand separately the rocking behavior of a rigid block and they derived analytical expressions to predict its critical condition or to establish the initiation of response modes (Shenton, 1996 and 1998; Shao and Tung, 1999; Taniguchi, 2002; Aydin, 2006), to proposed overturning criteria (Ishiyama, 1982 and 1983; Zhu and Soon, 1998; Santa Cruz et. al, 2000; Aydin and Tung, 2001; Psycharis et. al; 2002; Makris and Konstantinidis, 2003), or practical methodologies

and discussions to prevent or to know the real vulnerability of an object under a particular motion as excitation (Agbabian, 1990; Augusti, 1992). Studies as the presented in this paper will let modify existing design philosophies or concepts of performance-based design, the incorporation of specific serviceability evaluation procedures, the verification of the reliability actually inherent in buildings of different structural systems, the refinement of typical evaluation procedures capable of predicting building performance with reduced uncertainty; all that focused to reduce the difficulties of achieving good dynamic behavior in contents and the mistakes existing in the design process, which do not consider the overall seismic behavior.

SEISMIC SOURCES, SITES AND PREDICTED EARTHQUAKES

Figure 1 shows limits and location of two seismic sources that affected Mexico City: Guerrero and Profundidad Intermedia Centro. In the same figures are shown, using circles, the epicenters of the events obtained using the probabilistic seismic hazard desegregation method (PSHD); these events have the highest probability to reach an intensity as the peak ground acceleration on a site, A_{smax} , corresponding to 125 years of return period. Is the particular interest for the authors, to study the effect that events with different return periods have on contents, because actual codes and provisions recommend that buildings should be constructed, based on their intended occupancies and uses, to accomplish with a specific performance objective intending that as ordinary as essential buildings and contents not be damaged beyond of a level that would permit their use and avoid the loss of functionality. To generate the simulated accelerograms in firm soil (CU station) and soft soil (SCT station), originated in the above mentioned seismic sources and in terms of the

expected magnitude and distance, the 25/april/1989 (subduction) and 21/july/2000 (intermediate depth) records were selected as Green's functions. Figure 1 shows too the location of some subduction (squares) and intermediate depth (triangles) earthquakes registered in different sites of the Valley of Mexico between 1985 and 2000, used in this study, and whose intensities are associated to serviceability levels with 15 years of return period (Reyes, 2002; Jaimes, 2003). Table 1 presents the necessary information to make the different simulations: location, magnitude, seismic moment and drop stress.

Figure 2 presents the simulated accelerograms whose epicenter occur inside the two studied seismic sources, obtained though the empirical Green function method (EGF) and with the most probably expected values of magnitude and distance in CU (left column) and SCT (right column) sites. In CU, it was observed that to obtained an event that coming from Guerrero source has a peak ground acceleration $A_{smax} = 0.72 \text{ m/s}^2$, the resultant duration of the motion is $D = 80$ seconds while that for the Profundidad Intermedia Centro source $D = 60$ seconds; the duration of subduction events is larger than that to intermediate depth ones. A more high content of small frequencies was observed in subduction events. In SCT, the differences between motions generated in both sources ($D = 160\text{s}$, Guerrero y $D = 80\text{s}$, Profundidad Intermedia Centro) to the same intensity ($A_{smax} = 0.72 \text{ m/s}^2$) are evident. In spite of that the motions have the same peak ground acceleration, the effect that both sets of simulations have on a structure or over its contents will be very different. As it will be seen in next sections peak intensities (peak velocity and peak acceleration) and frequency content are very important to understand the dynamic behavior of contents inside buildings.

SIMPLIFIED MODEL OF BUILDING RESPONSE

The dynamic response of buildings was modeled using the simplified model proposed by Miranda and Taghavi (2004). The model states that the dynamic properties of multistory buildings can be estimated using an equivalent continuum model of a vertical cantilever beam that combines lateral flexural and shear displacements, and its undamped response to free vibration, under a horizontal acceleration at its base. This method assumes that mass and the rigidities are distributed uniformly along the height, the first six vibration modes and a linear elastic behavior of the structure. During the elastic behavior of the structure intensities are increasing, which correspond to the hazardous case for nonstructural components. Only three parameters are needed to determine the demands in a given height of the building: the fundamental period of vibration T , the critical damping ratio ξ , and the dimensionless parameter α . Shear walled and brace framed buildings have values of α , between 0 and 1.5, buildings with dual structural systems, between 1.5 and 5, and moment-resisting frame buildings, between 5 and 20 (Miranda et. al, 2002).

The accuracy of the model was proved by comparing the peak intensities, acceleration stories, and floor spectra with those recorded for different earthquakes in instrumented buildings of Mexico and United States. Previous works (Miranda and Taghavi, 2004; Reinoso and Miranda, 2004; Arredondo et. al, 2004; Reinoso et. al, 2006) have shown that the method provides good results, considering the small computational effort needed, even when compared to elaborated structural models with finite elements. It was founded that the model has the capability to reproduce the upper level motions in buildings located still in soils with important amplification characteristics.

In this study, two types of structures were considered: the first one whose lateral resistant system is given by shear walls ($\alpha_s = 2.0$) and the second one structured with moment – resisting frames ($\alpha_s = 10$); these are typical structural systems used in seismic zones as Mexico City. In both cases the fundamental period of vibration was changed between 0.1 to 5 seconds, and a typical value of 5 % was assumed to the damping ratio. Histories of acceleration at 0, 0.25, 0.50 and 0.75 of the total height of the building (H) were obtained for the different registered or predicted events mentioned in previous paragraphs; zero correspond to the basement and one is equal to the roof of the building. In each case were calculated, histories of acceleration and response spectrum; with that is possible to know the amplification factors PFA/PGA and PFV/PGV that indicates how many times the motion was amplified in a story of a building respect to the peak intensity in the ground (basement); PF , PG , A and V means *Peak Floor*, *Peak Ground*, *Acceleration* and *Velocity* respectively. After calculate the motion in different stories of buildings to each earthquake considered in the study, it is possible to estimate the probable overturning of its contents considering as excitation the history of acceleration in the level where are located.

CRITERIA TO ESTIMATE OVERTURNING ON RIGID BODIES

In this study, contents are represented by rectangular rigid bodies and its response under a horizontal base excitation is obtain with the formulation presented in previous works (Shenton et. all, 1990 and 1991; Makris and Roussos, 1998) and solved numerically using finite differences; a modified mid central difference method were applied. We considered rectangular rigid bodies with a width $2b$, height $2h$, slenderness $\alpha = \tan^{-1}(b/h)$ and a

distance $R = (b^2 + h^2)^{0.5}$ from a vertex in contact with the support surface to the geometrical centroid (see Figure 3b). Numerical solutions take into account the loss of energy due to the impact between body and support surface with the coefficient of restitution, that exist enough friction to avoid sliding, and that the body starts rocking when it is exceeded an intensity value obtained from the equilibrium of moments in the vertex in contact with the surface.

Previous works have proposed analytical expressions, methodologies or procedures to evaluate the overturning hazard of rigid bodies. The objective here is to find, for a rectangular body with a semi-width b and a particular motion in its support surface, the semi-height h that overturns it. This is a step by step process where h is increasing and the rotation angle is evaluate until reach a value of 90 degrees and then, a new b is analyzed. With that, we built b/h plots as is shown in Figure 3. Figure 3a shows the three regions of stability to rocking response: rigid bodies with dimensions within the zone I do not even rock, those with dimensions within zone II do rock but do not overturn, and bodies with dimensions within zone III experience irregular behavior and very likely will overturn, as was pointed out by Ishiyama (1982). The limit between zones I and II is defined by a line that passing through the origin has a slope equal to g/A ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$); $A = PGA$ or $A = PFA$ depending of the level where the body is located. The limit between zones II and III shown with dotted - continuous line is given by the lowest values of all numerical results. Also, it is shown with heavy solid line the limit between slender and bulkier bodies given by $h = 2.75b$ (Housner, 1963). Shared area represents most actual rigid bodies with widths between 0.07 and 0.50 m, and h/b ratio smaller than 5 (Psycharis et. al, 2002); larger values

of both dimensions were considered to account very wide bodies such as electrical or industrial equipment, and slender bodies such as bookshelves or lockers. More right plots correspond to the worst motions for contents while more left plots reflects those with very small intensities. It were represented with rows the coordinates of a point on the b/h plot that in function of PFV^2/PFA and $g.(PFV/PFA)^2$, associated to the horizontal and vertical axis respectively, it let us in next sections to understand and to explain the why of some trends.

In Figure 3b are show the same b/h plot but now using a different format; in this figure were traced lines and curves spaced each $\alpha = 5$ degrees and $R = 0.25$ m respectively. In the figure, the angle α is measure from the vertical axis in clockwise direction. A point where line and curve are crossed represents a rigid block with a slenderness and a radius R . Coordinates of a point over a line, for a value of R , can be estimated with $b^2 = R^2 \tan(\alpha)/(1+\tan^2(\alpha))$ and $h = b/\tan(\alpha)$. This type of critical dimensions plots let us to predict the overturn of a body when is exciting for a motion. We have compared this formulation with other methodologies as the rocking spectrum (Makris and Konstantinidis, 2003) obtaining very similar results. b/h plots are a more useful and practical tool because let us estimate overturning conditions interpolating linearly between lines and curves associated to an α and R values respectively. These sets of plots were obtained for blocks located in different stories of the analyzed buildings and they will be discussed in next sections. Finally and as it was explicates previously, bodies that are upper b/h plots has a high probability to overturn under the motion in study.

AMPLIFICATION OF SOIL PEAK INTENSITIES

It is well known that peak intensities and frequency content are changing along the height of a building when this is subject to a motion in its basement; the structure is acting as a filter. Figure 4 shows as the amplification factors change in height for the different studied buildings and respect their structural period; results are presented in firm and soft soil and considering the simulated accelerograms associated to 125 years of return period. In very small values of T plots trends to a value of one because there the structures behave as a rigid body reproducing the intensities at their basement. Values of PFA/PGA and PFV/PGV in upper stories depend on the structural dynamic properties, site when the structure is located, origin and source from the exciting motion is coming.

In soft soil (SC), amplifications larger as 9 were reach under the subduction simulated earthquakes and to values of T around of 2 seconds; during the intermediate depth simulated earthquakes important amplifications appeared in $T = 0.5$ seconds and in a range of values of the structural period between 1.5 seconds and 2.5 seconds. It was observed that both, PFA/PGA and PFV/PGV are greater in 2 seconds it does not matter the α_s value for the subduction motion, while that during the intermediate depth motion maximum values of PFA/PGA and PFV/PGV will occur to structures with 0.5 and 1.8 seconds of structural period respectively. When the structure is located in firm soil (CU) the factors of amplification are always smaller than 7. Two cases: 1) during the subduction motion and with $T > 2$ seconds PFV/PGV is bigger than PFA/PGA and 2) if we consider the intermediate depth motion and for $T > 1$ seconds the PFV/PGV is bigger than PFA/PGA ; in both cases the opposite is true. Maximum amplifications occur in buildings with structural

periods below 1.8 seconds except in the cases of the subduction motion when the maximum PFV/PGV appears near to 2.8 seconds. Also, It can be observed that in SC, the peak intensities (A and V) are always bigger and then, previous comments were made respect to the PFA/PGA and PFV/PGV ratios and to include the case of the peak intensities without any scaling plots must be previously multiplied by their respective PGA or PGV . For the events associated to serviceability levels, plots of amplification factors versus height in building were built too. Results were obtained for structural periods of 0.1 and 1.0 seconds in firm soil, while values of 0.5 and 2.0 second were selected for soft soil; these sets of values correspond to the case for the more probable magnitude and epicentral distance for a future earthquake will be expected to occur in each site. Maximum amplification factors always appeared up to one quarter of the total height building and for the structures with larger period. When the building behaves as a flexural beam ($\alpha_s = 2$): 1) in CU, maximum values of $PFA/PGA = 6.83$ and $PFV/PGV = 5.34$ were reach for $T = 1.0$ and with the 30/september/1999 and 21/july/2000 records respectively, and 2) in SC, values of $PFA/PGA = 6.39$ and $PFV/PGV = 7.75$ were reach for $T = 2.0$ and with the 30/september/1999 and 15/june/1999 records respectively. When the building behaves as a shear beam ($\alpha_s = 10$) amplification factors always decrease: 1) in CU until 16 % of PFA/PGA and 33% of PFV/PGV , and 2) in SC until 16 % of PFA/PGA and 14 % of PFV/PGV . In rigid structures amplification factors never reach values upper to 3.

Although the trend is that upper stories present the largest values of the amplification factors or peak intensities and that those decrease as the building height, in some cases that is not true; as a example, a shear wall building ($\alpha_s = 2$) located in CU and subjected to the

intermediate depth simulated earthquake can presents larger amplification in lower stories ($x_i/H = 0.25$ and 0.50) when its structural period takes values of 1.1 seconds or between 2.3 and 3.3 seconds. There is not a trend for very flexural structures ($T > 2.5$ seconds): we can expect that amplification factors are smaller than 1, its meaning that the amplification decrease along the structure, or that the amplification is bigger in lower levels. In spite of that PGA as to subduction as to intermediate depth earthquakes are very similar, the plots in Figure 4a and 4b are different on overall range of structural periods due to the duration and frequency content of the motions; there is not a constant increases, period to period, between amplification plots of consecutive stories.

From previous researches (Ishiyama, 1982; Psycharis et al., 2002) and a recently study that the first author has been doing about the parameters involve in the collapse of blocks, it can be conclude that the overturning of rigid bodies are strongly associated to the value of the PFV^2/PFA and $g \cdot (PFV/PFA)^2$ ratios; these values represent the coordinates of a limit point on the b/h plots before which bodies are affected basically by the peak acceleration of the motion and after which peak velocity and the fundamental frequency are the dominant parameters. The effect of the fundamental frequency has not discussed in this study because, in general, for the selected motions and under the consideration of that common interstory heights are in the order of 2.5 to 3.0 m ($h = 1.25$ to 1.5 m), typical contents inside buildings have small values of those and widths $b < 0.5$ m without being affected; it was founded that while the frequency f increases the b/h plots become steeper. Figure 5 shows the histories of acceleration and velocity, the Fourier spectrum and the b/h plots for the calculated motions in the roof of a building with $T = 1$ and 4 seconds, located in SC and

subjected to the respective simulated subduction motion. These motions present practically the same duration and peak intensities and then, similar values of PFV^2/PFA and $g \cdot (PFV/PFA)^2$; the only thing that difference them is the value of the fundamental frequency: while the motion associated to the more flexible structure ($T = 4$ seconds) has a small value of frequency (0.24 Hz), the another one reflects that motions with greater values of f produces steeper critical dimension plots. When PFV^2/PFA and $g \cdot (PFV/PFA)^2$ take smaller and larger values respectively, the critical dimension curves are more steep and then less quantity of contents can collapsed under the respective motion: only very slender bodies will overturn; the opposite is true. Values of these ratios in each case were obtained (see Figures 3, 6 and 7) and as it will be shown are used to explain trends in the results. Figure 6 indicates that for a building, located in a site and with a structural period, there is only a combination of the PFV^2/PFA and $g \cdot (PFV/PFA)^2$ ratios that allow us to predict the trend of a b/h plot associated to the studied simulated motion. If two motions have the same value of PFV^2/PFA , who it has the larger value of $g \cdot (PFV/PFA)^2$ will be the weakest; when two motions have the same $g \cdot (PFV/PFA)^2$ that who it has the larger value of PFV^2/PFA will be the strong and under it more contents will collapse. Also, Figure 7 shows in logarithmic scale, for the seven recorded earthquakes considered in this study, values for the same ratios but now respect to the height along the building.

These types of plots allow us to know which structural system is the worst depending of the seismic hazard present in the site where it is located and it will establish retrofiting systems that let an adequate nonstructural behavior. As we will can see in next sections, the understanding of the dynamic response of contents in buildings are associated to these

specific amplification values and the peak intensities at the ground level, that are the key to understand why their vulnerability under a particular motion and not respect another one. Then, other questions that appear are: ¿when peak intensities presents in a story are enough to overturn contents inside a building located on a site and subjected to a specific motion? and ¿which are the critical dimensions to that a rigid body collapses under a motion?; these are some topics that authors try to understand and explicates in next sections.

DISCUSSION OF RIGID BODIES OVERTURNING INSIDE BUILDINGS

In what follow, this research is focus to study separately as external factors or different parameters involved in the modeling of buildings and contents affected its dynamic response. The idea is discuss briefly and understand when and how they can cause instability conditions and then affect the good behavior of contents inside buildings. It were considered the origin and fault mechanism of the excitation, the period and structural lateral resistant system of the building, the location of a content inside the building and its geometrical dimensions.

Influence of the fault mechanism: subduction versus intermediate depth earthquakes

Figures 8 and 9 show b/h plots in soft and firm soil of Mexico City. Left and right columns correspond to results obtained using the simulated motions with subduction and intermediate depth fault mechanism respectively; rows indicates the results for a fraction of the total height of the building (i.e. $x_i = 0.75 \cdot H$). In each plot a set of critical dimension curves were built for, in this case, structural periods between 0.1 and 1.1 seconds or 1.1 to

2.0 seconds according to the site where the building is located (CU and SC). For the example, values of $\alpha_s = 2$ and 10 were considered in CU and SCT in that order.

In general, b/h plots are less steep during subduction simulated earthquakes and then it can be observed that greater amount of contents collapsed during motions of this type. The reason is due to that subduction motions have greater peak acceleration and velocity as in free field as in upper stories of the structure (see Figure 4), and greater PFV^2/PFA values were observed during this type of motions (see Figure 6). It has already been seen before that these two parameters have very good correlation with the damage in contents of buildings. Previous comments apply for contents in any story of the building does not matter its structural resisting system or the site where is located. As an example consider the next two cases: 1) in firm soil (Figure 8), the b/h plot for contents located in the roof of a building with 1 second of structural period and subjected to the subduction event, it is less steep ($\alpha < 15^\circ$ for $b < 0.25$ m and $10^\circ < \alpha < 15^\circ$ for $b > 0.25$ m) than the other one for the intermediate depth event ($\alpha \geq 15^\circ$ for $b < 0.25$ m and $\alpha < 10^\circ$ for $b > 0.25$ m), and 2) in soft soil (Figure 9), there is the same trend in the critical dimension plot for objects located at $0.75H$ of a building with $T = 2$ seconds, contents with $\alpha < 35^\circ$ do not overturn for the subduction event and overturn when $\alpha \geq 25^\circ$ for the intermediate depth event. Also, recorded and simulated intermediate depth events are hazardous basically for slender contents ($h = 2.75 \cdot b$ or $\alpha < 20^\circ$) due to that always the PFV^2/PFA ratios are the smallest; the PFV^2/PFA ratio is two and three times smaller than during the subduction motion in SC and CU respectively (see Figures 6a and 6b). The simulated subduction motion is the stronger for different objects that are frequently founded in the practice ($\alpha > 20^\circ$, $R < 1.25$

m and $b < 0.5$ m) while recorded ones affected only very slender bodies with $\alpha < 10^\circ$ and $\alpha < 15^\circ$ in CU and SC respectively.

In the case of registered earthquakes, Figures 7a and 7b allow us to explain why some intermediate depth motions are stronger or it have the same effect on contents than other ones from subduction origin. Results are showed in CU and SC for a couple of structural periods. Figure 10 shows the critical dimension plots for a shear wall or moment resisting frame building located in SC, with $T = 2$ seconds and subjected to that registered earthquakes; in general, only slender bodies can overturn under mentioned earthquakes but it was observed that in the site CU there is not enough intensity and then only non common bodies ($\alpha < 5^\circ$) can overturn. For Figures 7 and 10 consider the case for a building located in SC and with $T = 2$ seconds: 1) b/h plots during the 300999 and 250485 events are practically the same because always the PFV^2/PFA and $g \cdot (PFV/PFA)^2$ ratios are taken the nearest values, and 2) the critical dimension plot for the 150699 event, from intermediate depth origin, results to be stronger than other from subduction origin (241093 and 140995); the reason is because the slope of the plot for the first case, obtained between the origin and the point with coordinates $(PFV^2/PFA, g \cdot (PFV/PFA)^2)$, is always smaller. Previous comments are apply for any story or for both considered structural systems of the building. The strongest and weakest events in firm soil are 210985 and 241093, both from subduction origin but with very different peak intensities and then different PFV^2/PFA and $g \cdot (PFV/PFA)^2$ ratios; in SC the 250489 y 210700 result to be the more and less hazardous for contents respectively. Although events as the 140995 (see Figure 7) have greater values

for the PFV^2/PFA and $g \cdot (PFV/PFA)^2$ ratios, its critical dimension plot not always presents the smallest slope and then the motion can or can not to be very dangerous.

Influence of the structural period T

Also, the same Figures 8 and 9 shows as critical dimension plots are changing considering different values of the structural period of the building. For simplicity, only it was shown a range of structural periods for firm and soft soil, but conclusions and observations are extended to the other cases. In this section we discuss what kind of contents, bulkier or slender, can overturn depending of the fundamental period of a building where they are located and of the peak intensities values present there. It can be observed, along all the height in the building, that there is a trend depending of the structural period value:

- 1) In CU, simulated intermediate depth event, $\alpha_s = 2$ and for $T < 1.0$, $2.1 < T < 3.0$ or $4.1 < T < 5.0$: b/h plots are less steep as the structural period increases in clockwise direction. The lowest plot corresponds to the largest T value doing that more contents are vulnerable to overturn; this is true for $\alpha_s = 10$ and $T < 1.0$ or $3.1 < T < 4.0$ too. Here, only very slender contents ($\alpha < 15^\circ$) can overturn.
- 2) In CU, simulated subduction event, $\alpha_s = 2$ and for $1.1 < T < 2.0$ or $3.1 < T < 4.0$: plots associated to larger structural periods are less hazardous for contents, T increase in counter clockwise direction. The same behavior it was observed in moment resisting frame buildings ($\alpha_s = 10$) with $1.1 < T < 2.0$ or $4.1 < T < 5.0$. For these cases, contents located on stories above $0.50H$ can overturn if its $b < 0.75$ m and $\alpha < 20^\circ$.

3) In soft soil (SC), undependable of the studied structural system or selected mechanism of fault and for $T < 2.0$ or $4.1 < T < 5.0$: results reflect that the worst motion occurs to the building with the larger structural period, this parameter increases in clockwise direction. For buildings with $1.1 < T < 3.0$ seconds it can collapsed contents whose slenderness is less than 45° , that it is including bulkier objects with $\alpha > 20^\circ$; contents located in very rigid ($T < 1.0$ seconds) or flexural ($3.1 < T < 5.0$ seconds) structures are susceptible to suffer damage when $\alpha < 20^\circ$.

For periods out of the mentioned values ranges the behavior in the b/h plots is opposite. It was seen that the trend can change drastically depending of the studied parameters and then the hazardous on the contents. These particular trends are associated to as the PFV^2/PFA and $g \cdot (PFV/PFA)^2$ ratios change respect to T as it was shown in Figure 6. In firm soil during the simulated intermediate depth motion, maximum PFV^2/PFA values were observed for structural periods around 1.7 or between 3.5 and 4.0 seconds; during the simulated subduction motion peak values are associated to structural periods of 2.8 and between 3.8 and 4.3 seconds. Also, the worst scenario for contents is when ground and structural period are nearest or when superior structural modes evidences important energy contribution; in Figure 4b, it was observed that the parameters PGA , PFA , PGV and PFV are greater in the case of the simulated subduction event around a structural period of 2 seconds while that during the intermediate depth event an important energy contribution appear on the second mode of vibration ($T \cong 0.5$ seconds). Although the b/h plots can be cross or mounted with each other, specially for extremely values of T , it were observed trends in their behavior that allow us to predict critical conditions and to establish mitigation measures for a

particular content. Similar trends were observed during recorded earthquakes respect to the structural period of the building but, at least for these motions, the contents more affected were those whose slenderness α is less than 15° .

For buildings where a same value of the peak velocity was observed in a story, it was founded that those whose structural period is small presented less steep critical dimension plots and then more among of collapsed contents; this is the case, for example, of the b/h plots for two shear wall buildings, the first with $T = 1.2$ seconds and the second with $T = 3.5$ seconds, both located in SC and subjected to the simulated intermediate depth event. The reason is due to that the motion with greater high frequency content causes the overturning of further contents still to the same PFV . That it happens does not matter the fault mechanism.

Influence of the structural system: shear wall ($\alpha_s = 2$) and moment resisting frame ($\alpha_s = 10$) buildings

In this section we describe as the lateral seismic resistant system of the buildings affect the behavior of contents inside them. To this, Figures 11 and 12 show the critical dimension plots built for firm and soft soil respectively. Each figure includes a type of simulated motion, the results for a story of the building and it compares the plots built depending of a structural system; hard continuous and dotted lines corresponds to shear walls and moment resisting frame systems in that order. For the example, in CU a structural period of $T = 1.1$ was considered while in soft soil (SC) was selected a value of 2.0 seconds; both periods are around of the fundamental period of the ground in the site. Next, these figures are used to

exemplify the topic of this section and the trends founded in different cases during this research.

It was observed that the structural system, given by α_s , is not important when affects specially contents located inside buildings with $T < 1.5$ seconds; the effect to small values of T is not so important because for very rigid structures the building, whatever it is its structural system, it responds like a big rigid body and it “reproduce” in upper levels the motion of its basement. Also, Figure 6a and 6b shows as the PFV^2/PFA and $g \cdot (PFV/PFA)^2$ ratios are taking very similar values for a building with a structural period bellow the pre-established limit value and whatever structural system ($\alpha_s = 2$ or 10); this it causes that their critical dimension plots follow a same trend. Figure 11 shows that in CU similar plots are obtained for buildings with $T = 1.1$ seconds, independently of their structural system or the origin of the excitation. In SC (see Figure 12), for a building with $T = 2.0$ seconds differences were observed for the b/h plots in lower stories ($x_i/H < 0.50$) due to that there Figure 6b showed that the mentioned couple of ratios change depending of the value of α_s ; at upper stories and for any structural system, contents with $\alpha < 40^\circ$ collapsed during the simulated subduction event while that under the simulated intermediate depth event only it will do those with $\alpha < 20^\circ$.

In firm soil and during the simulated subduction event, it can be expected that for $0.6 < T < 3.5$ seconds and $x_i/H < 0.75$ greater number of contents collapse when the structural system consist on moment resisting frames ($\alpha_s = 10$); for that structural system greater and similar values of PFV^2/PFA and $g \cdot (PFV/PFA)^2$ were observed respectively, and then less steep

slopes for the b/h plots (see Figure 6). The opposite happens for contents located in the roof: the worst case is when $\alpha_s = 2$. For structural periods greater than 3.6 seconds the least desirable scenario for an object is when it is within of a moment resisting frame building at any story. For the simulated intermediate depth event, it was concluded the same but now for structural periods between 0.6 and 0.8 seconds. In the last case, the worst condition for contents at $x_i/H < 0.75$ of buildings with $0.9 < T < 1.1$ seconds it happen when their lateral seismic resistant depends on shear walls.

In soft soil and during the simulated intermediate depth event it was observed that contents are more vulnerable to overturn when there are in stories under three fourths of the total height of moment resisting frames buildings with structural periods less than 3.2 seconds; in upper levels ($x_i/H > 0.75$) shear wall buildings turns to be less favorable for contents. Along of the height of buildings with $T > 3.2$ seconds there is more probability that content overturn if the structural system consist on moment resisting frames. During the simulated subduction motion the above mentioned comments are valid but now up and down of 3.9 seconds; also, it was observed that for $3.6 < T < 3.9$ and at the mid height of the building a shear wall structural system can be more damaging.

Figure 10 showed that, for both considered structural systems, the b/h plots are very similar for the different studied earthquakes; this is due to that the motions are not so intense and, as it could be seen in Figure 6, also the PFV^2/PFA and $g \cdot (PFV/PFA)^2$ values took very near values for $\alpha_s = 2$ and 10. At least for the selected recorded earthquakes and due to the

magnitude of their intensities, we cannot conclude with certainty on how and when some of both considered structural systems turns out to be worse for contents during these events.

EXAMPLE OF THE CONTENT RESPONSE INSIDE BUILDINGS

Rigid blocks can remain in rest, rock or overturn during and depending of the characteristics of the motion in its support surface (free field or whatever it is the story where one is). In this section, it is describes some examples of the response of a block with $b = 0.125$ m and $h = 0.75$ m (total width 25 cm and total height 150 cm) subjected to some of the studied earthquakes. It is a very slender block with $\alpha \cong 10^\circ$ and $R = 0.76$ m. This can be the case of equipment such as some power supply systems, surgical lights, suction or intra-aortic balloon pumps, tourniquet systems, sanguineous pressure monitors, or other very fragile objects as vases, glassworks, sculptures, display cases, slender clocks and ventilators, TVs, among others; it can correspond to objects whose mass is not uniformly distributed and then an equivalent rigid block is used to study its dynamic response or, as it gets used, to the case when it is desired to study the response of a object in the sense in that is more slender: the geometric dimensions of the object can be those of any face of the object in whose plane it is wanted to evaluate its stability.

In Figure 13 it is shown as the above mentioned rectangular block could behave when it is in shear wall buildings located in soft soil of Mexico City. Figure 13a shows results for the simulated motions while Figure 13b considers the case when the building is affected by the earthquakes recorded in the SC site. In these figures are shown the curves for the peak intensities, velocity (hard solid line) and acceleration (light solid line), calculated along the

height in the building and in their right side, it has been represented with a rectangle the analyzed block. Blocks in rest were represented by a rectangle in vertical position while blocks that initiated rocking or overturn, with balancing rectangles drawn using dashed lines or rectangles in horizontal position respectively.

Figure 13a indicates that the studied block always overturns for buildings with $T < 2$ seconds, it does not matter its position within the building or the origin of the excitation. For very flexible structures ($T > 2$ seconds) there is not a clear behavior to the block; while one waits that a same block always overturns in upper stories ($x_i/H > 0.50$), this can remain in rest or be balancing without falling: as an example, consider the case when the building is subjected to the simulated intermediate depth event with $T = 3$ seconds and $x_i/H > 0.75$. In those cases the *PFA* value is not enough to start balancing behavior ($PFA < b \cdot g/h$) and it can be seen the associated curves take values less than one at the corresponding story. At least for the studied structures, Figure 13b shows that when $T = 2$ seconds the worst motions were the 250489 and 300999 records; only blocks overturn in upper stories because during these earthquakes the peak ground intensities were very small and then greater amplifications would be necessary to begin damage. In spite of the building is located in soft soil and it has a structural period very close to the ground period, it is interesting to observe that motions with low frequency content as the 140995 and 241093 produce less amplification of the intensities in the roof and not affected the block as the previous mentioned earthquake from intermediate depth origin. Although the *PFA/PGA* curves are practically the same for the 250489, 300999, 140995 and 241093 records, the

first two motions result to be stronger because their peak intensity curves (PFA/PGA and PFV/PGV) are almost identically, and then the associated b/h plots are less steep.

CONCLUDING REMARKS

This work presents an exhaustive study of the dynamic rocking response of contents inside buildings located in firm and soft soil of Mexico City. Two types of structures were considered and modeled in a simple way using a cantilever beam: the first structured with shear walls and whose deformation is like a flexural beam and the second structured with moment resisting frames and whose deformation is like a shear beam. Buildings with structural periods between 0.1 to 4 seconds and a critical damping of 5 % in the first six modes of vibration were considered. Simulated and recorded motions with different seismic sources, some return periods and peak intensities were used as excitation. It was shown the importance on the collapse of contents has: the origin of the motion, the type of structural system and the structural properties of a building or the story were it is located.

The vulnerability of a content was evaluated using proposed critical dimension plots that in an particular format allow us predict which rigid bodies can overturn for a particular combination of peak intensities and frequency content. These plots specify the height $2h$ of a block with width $2b$ and slenderness α for which it overturns. Not only contents like exactly rectangular rigid blocks can be analyzed, the use of critical dimension plots is extending to contents with uniform distribution of mass in height respect to a vertical axis passing through its mass center.

The trends for the critical dimension plots (b/h) were explain on the base of two peak intensities ratios: PFV^2/PFA and $g \cdot (PFV/PFA)^2$. These values represent the coordinates of a limit point on the b/h plots that serves as a reference to understand two points: 1) which bodies are affected basically by peak acceleration of a motion or by their peak velocity and dominant frequency, or 2) what motion is more damaging and then produce less steep critical dimension plots. At least for the studied motions and due to that the dimensions of typical blocks are restricted by the interstory height and by a width $2b = 1.0$ m (see Figure 3), the effect of the frequency content was insignificant.

In spite of that only one value of the critical damping was considered (5 %), the study and conclusions can be extended to other values knowing how this parameter affects velocity and acceleration spectra associated to different return periods. Previous works (Newmark and Hall, 1969; Leonar, 2003) have studied for firm soil of Mexico City, as those spectra are modified through spectral amplification quotients in function of the fraction of the critical damping and spectral quotients of response respect to soft soil; with these kind of methodologies it is possible to predict peak acceleration values (PFA) in upper levels of a structure with a particular structural period and then it found the associated PFV using well know spectral quantities that related them with the dominant frequency.

REFERENCIAS

Arredondo C., Reinoso E. y Miranda E. (2004). “Demandas aproximadas para edificios instrumentados en el valle de México”, *XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, Gro.

Newmark N., and Hall W., (1969), “Seismic design criteria for nuclear reactor facilities”, 4th World Conference on Earthquake Engineering. Santiago de Chile.

Leonar Lira Luis Leopoldo, (2003), Efecto del amortiguamiento en los espectros de diseño sísmico asociados al estado límite de servicio, Tesis maestría, Mayo, .

Table 1. Information about events used as Green Empirical Functions

Event	Earthquake	M_s	Epicentro		Prof. km	Tipo	M_{os} (dina-cm)	$\Delta\sigma_s$ (bar)
			Lat	Long				
			(°S)	(°W)				
1	25/04/89	6.9	16.58	99.48	17	SUB	2.4×10^{26}	1150
2	21/07/00	5.9	18.09	98.97	16	FN	6.0×10^{24}	2360

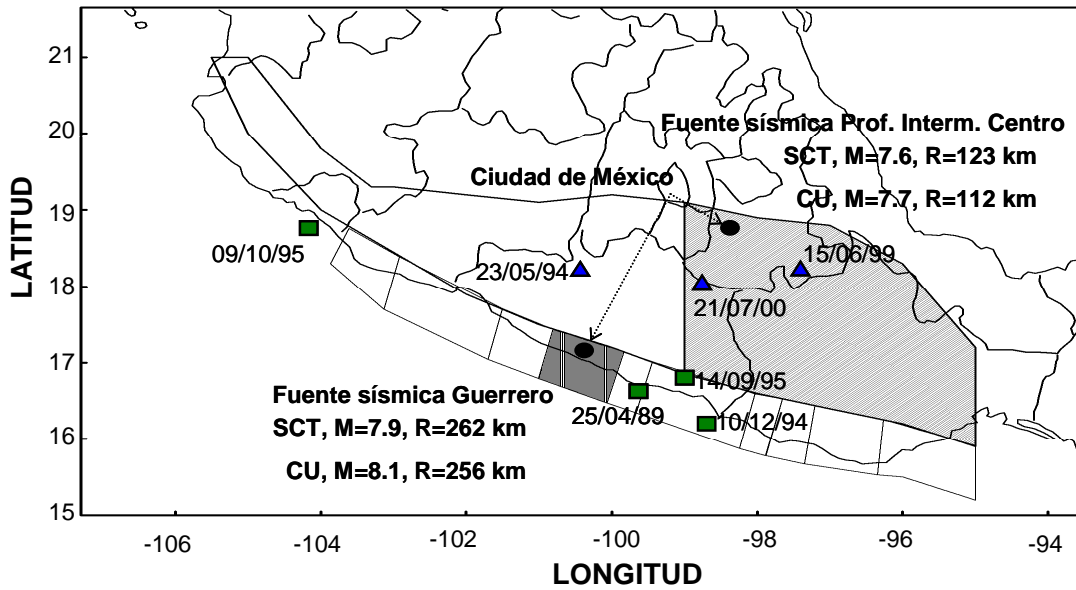


Figure 1. Epicenters of the subduction (triangles) and intermediate depth events (rectangles) used in this study. Figure shows with circles the epicenters and indicated the expected values of magnitude (M) and distance (D) from the Guerrero and Profundidad Intermedia Centro seismic sources to simulate events with a peak acceleration associated to 125 years of return period on soft (SCT) and firm soil (CU) of Mexico City.

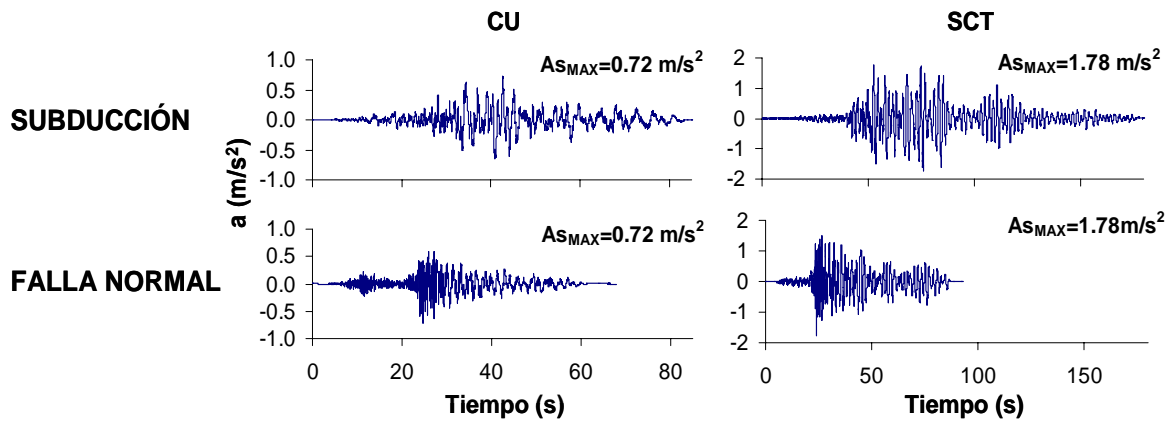


Figure 2. Subduction and intermediate depth simulated events whose peak accelerations are associated to 125 years of return period.

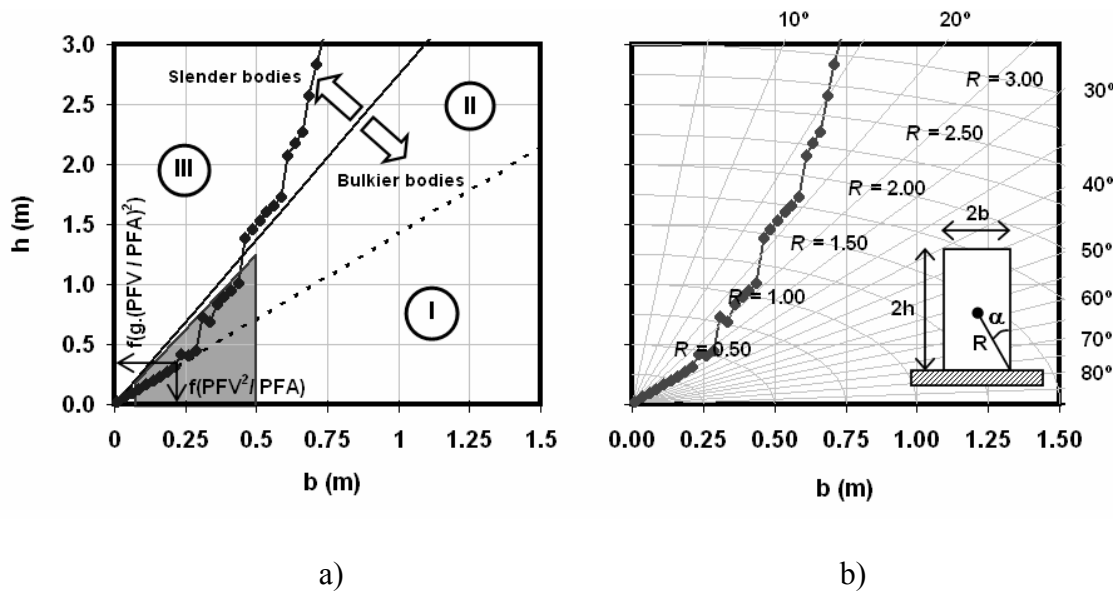


Figure 3. Example of a critical dimension plot (b/h) for rectangular rigid bodies: a) regions of stability and b) selected format to predict overturning

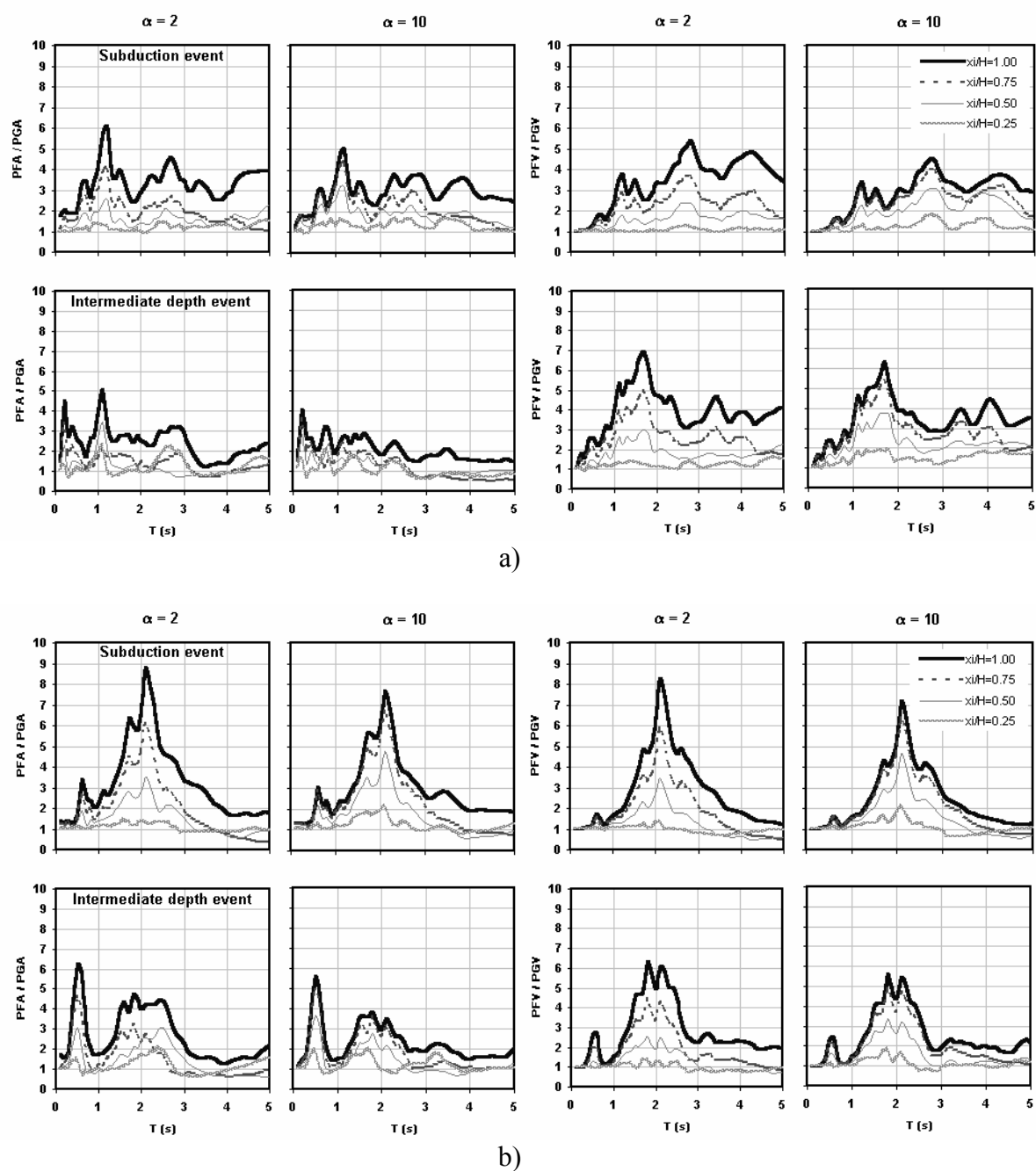


Figure 4. Amplification factors in upper levels of buildings respect to the peak intensities on the ground for subduction and intermediate depth events: a) in firm soil (CU) and b) in soft soil

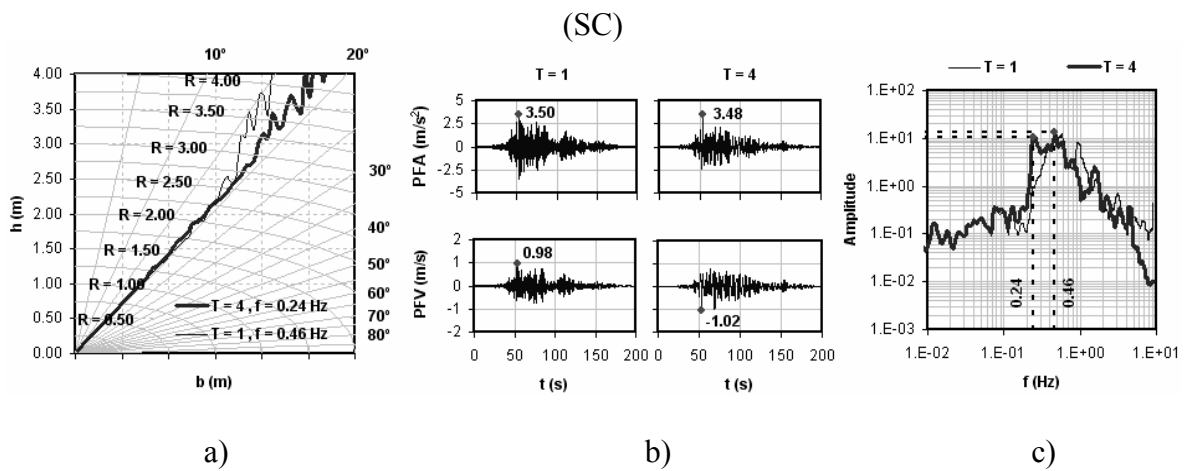
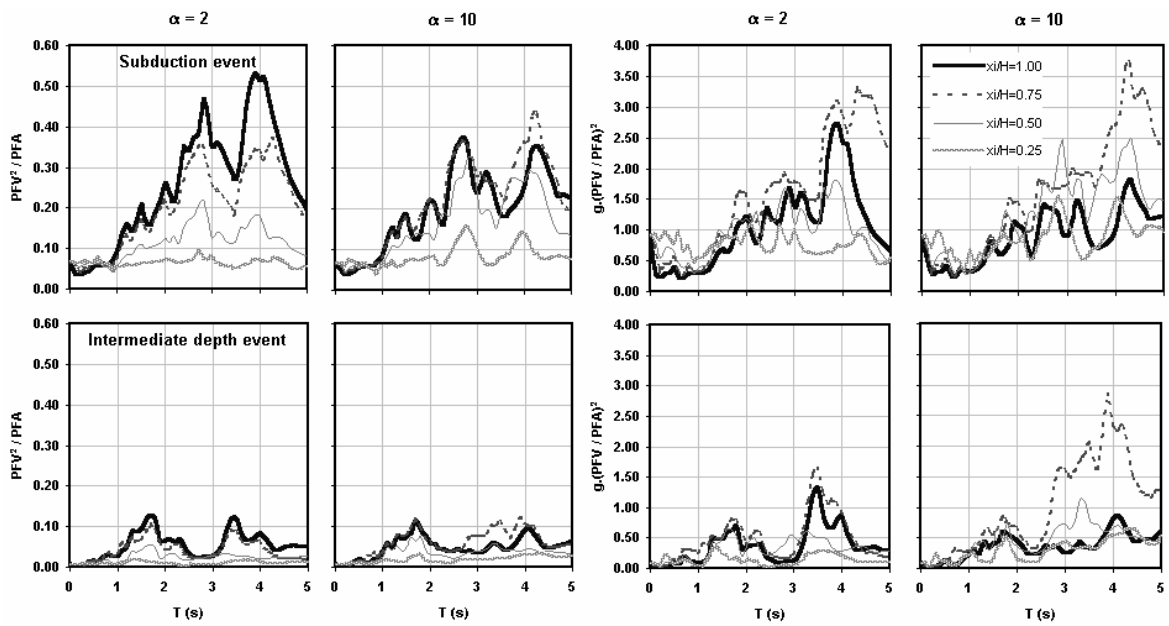
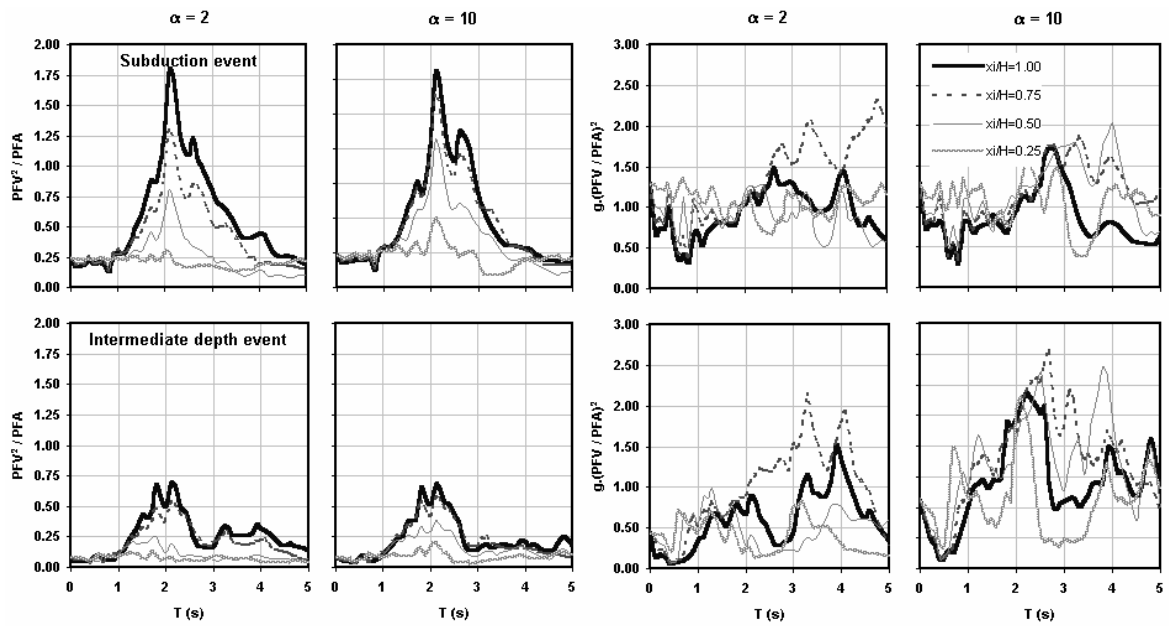


Figure 5. Comparison between motions with the same peak intensities, calculated in the roof of a moment resisting frame building that is located in SC and subjected to the simulated subduction event: a) b/h plots, b) time histories and c) Fourier spectra

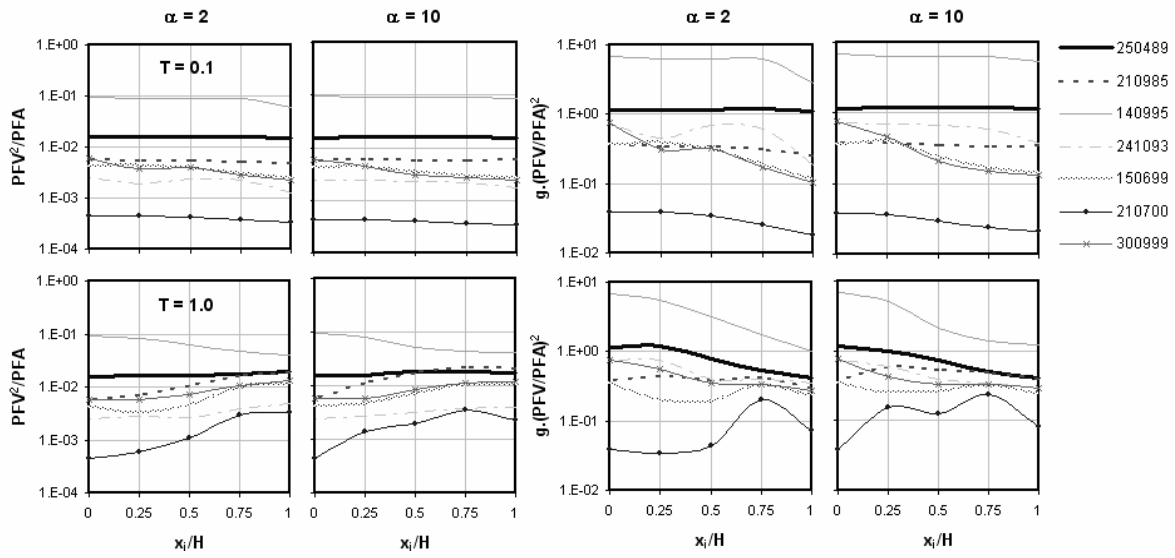


a)

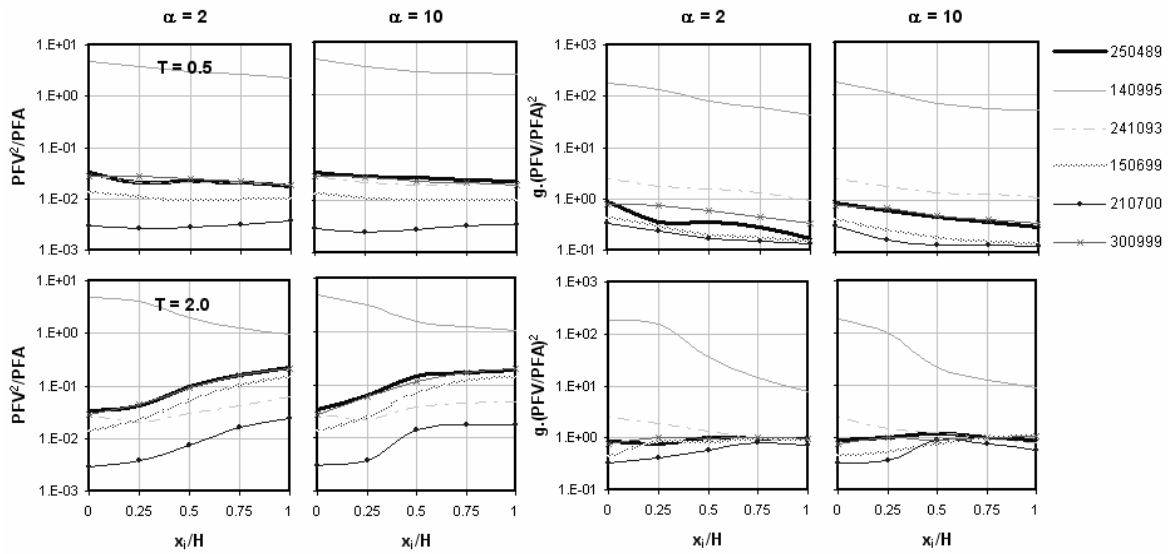


b)

Figure 6. PFV^2/PFA and $g \cdot (PFV/PFA)^2$ values in upper levels of buildings under subduction and intermediate depth events: a) in firm soil (CU) and b) in soft soil (SC)



a)



b)

Figure 7. PFV^2/PFA and $g \cdot (PFV/PFA)^2$ values along the height of buildings subjected to earthquakes whose intensities are associated to serviceability conditions: a) in firm soil (CU) for $T = 0.1$ and 1.0 , and b) in soft soil (SC) for $T = 0.5$ and 2.0

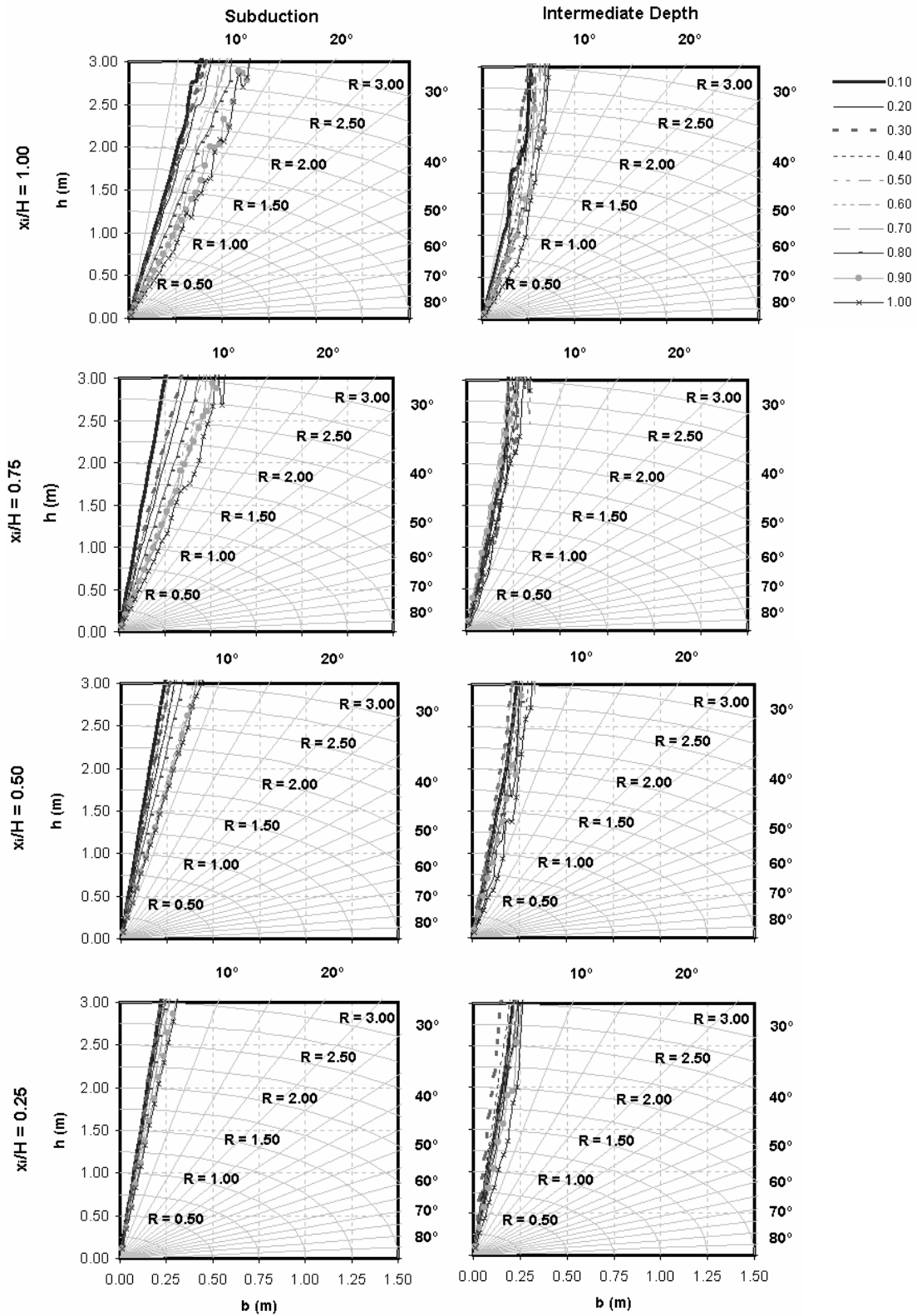


Figure 8. b/h plots in buildings located in firm soil (CU), with structural periods between 0.10 to 1.0 seconds and subjected to the subduction and intermediate depth selected events

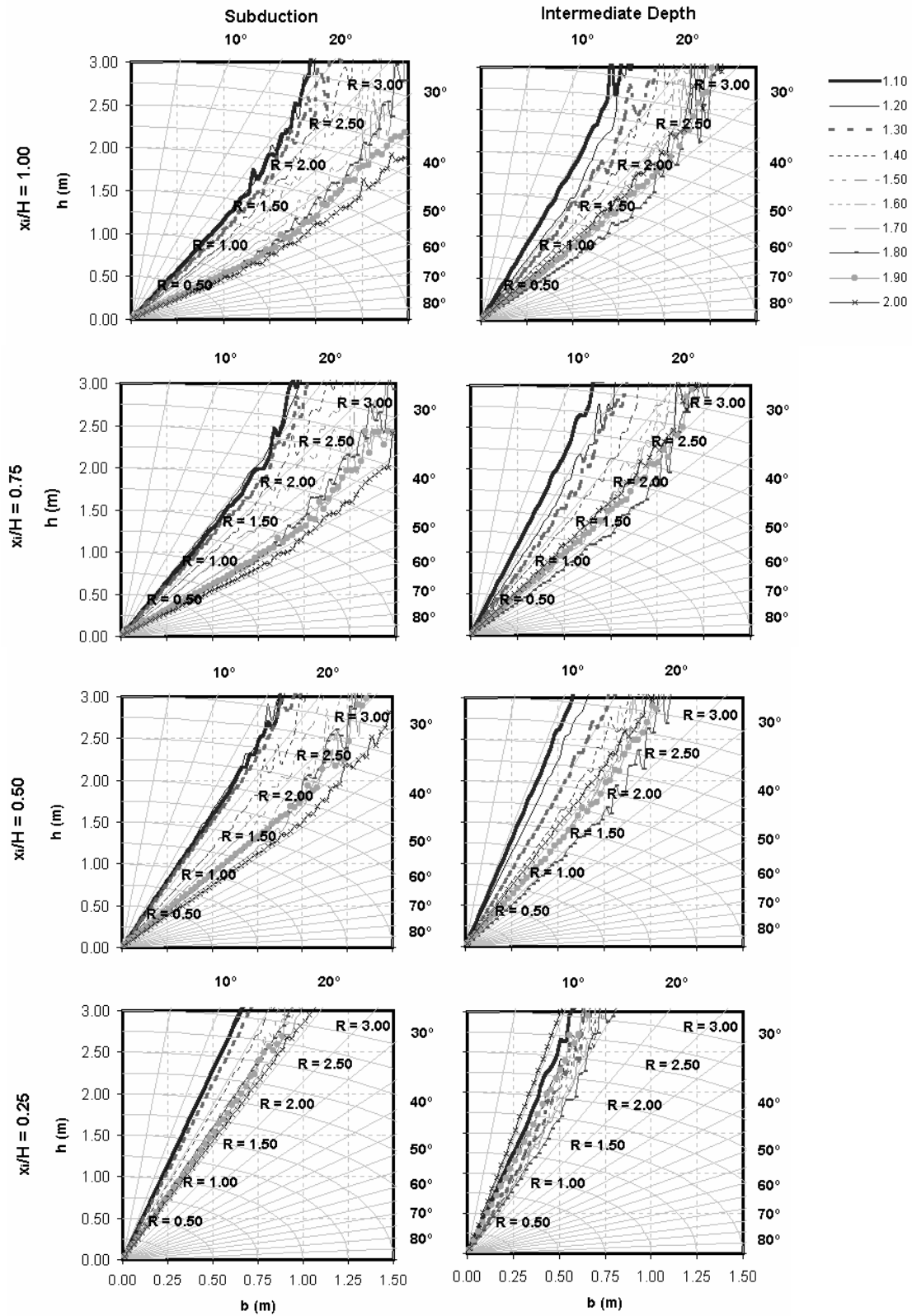


Figure 9. b/h plots in buildings located in soft soil (SC), with structural periods between 1.10 to 2.0 seconds and subjected to the subduction and intermediate depth selected events

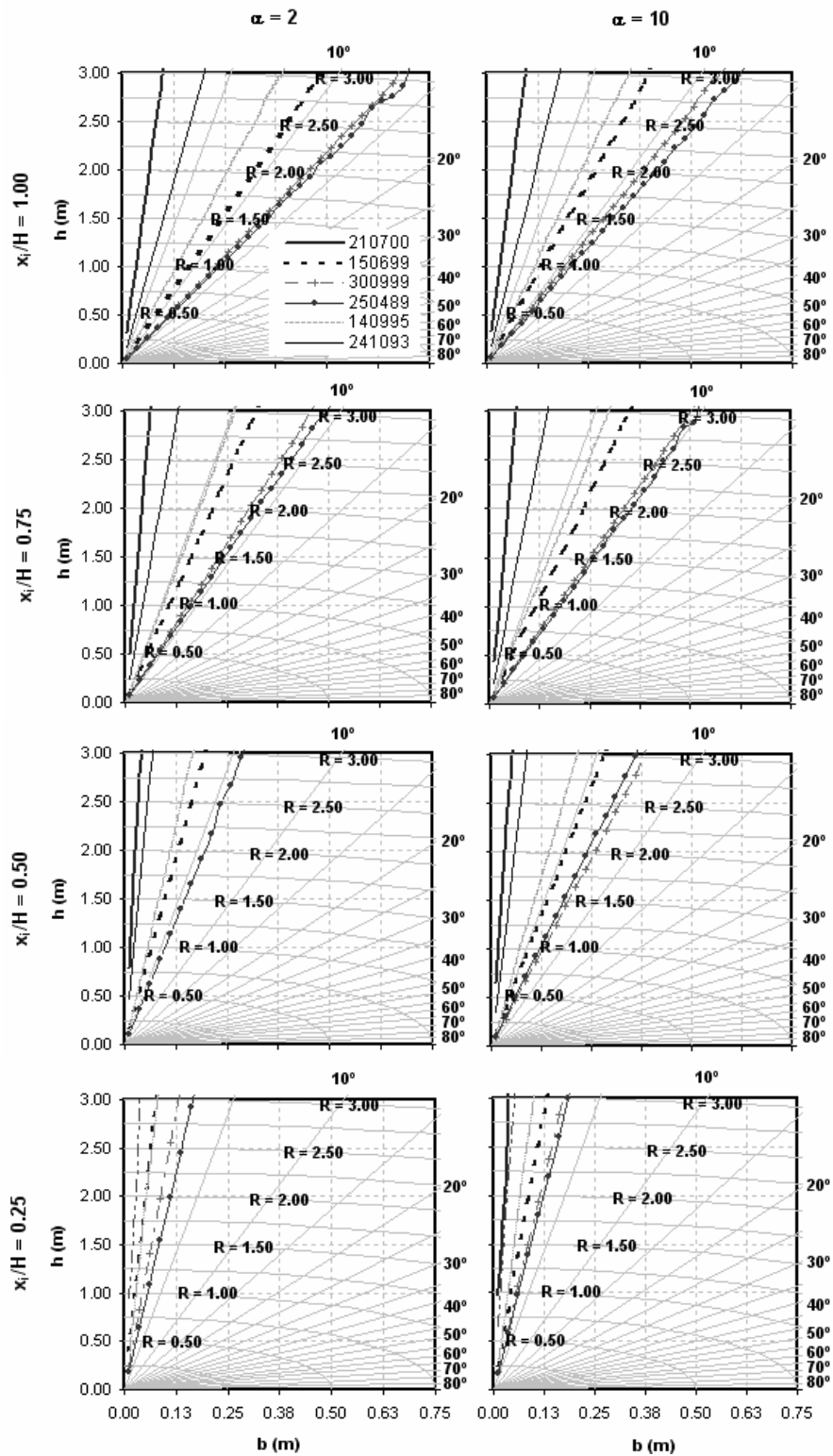


Figure 10. b/h plots for a shear wall and a moment resisting frame building located in SC, with $T=2$ seconds and subjected to the registered earthquakes

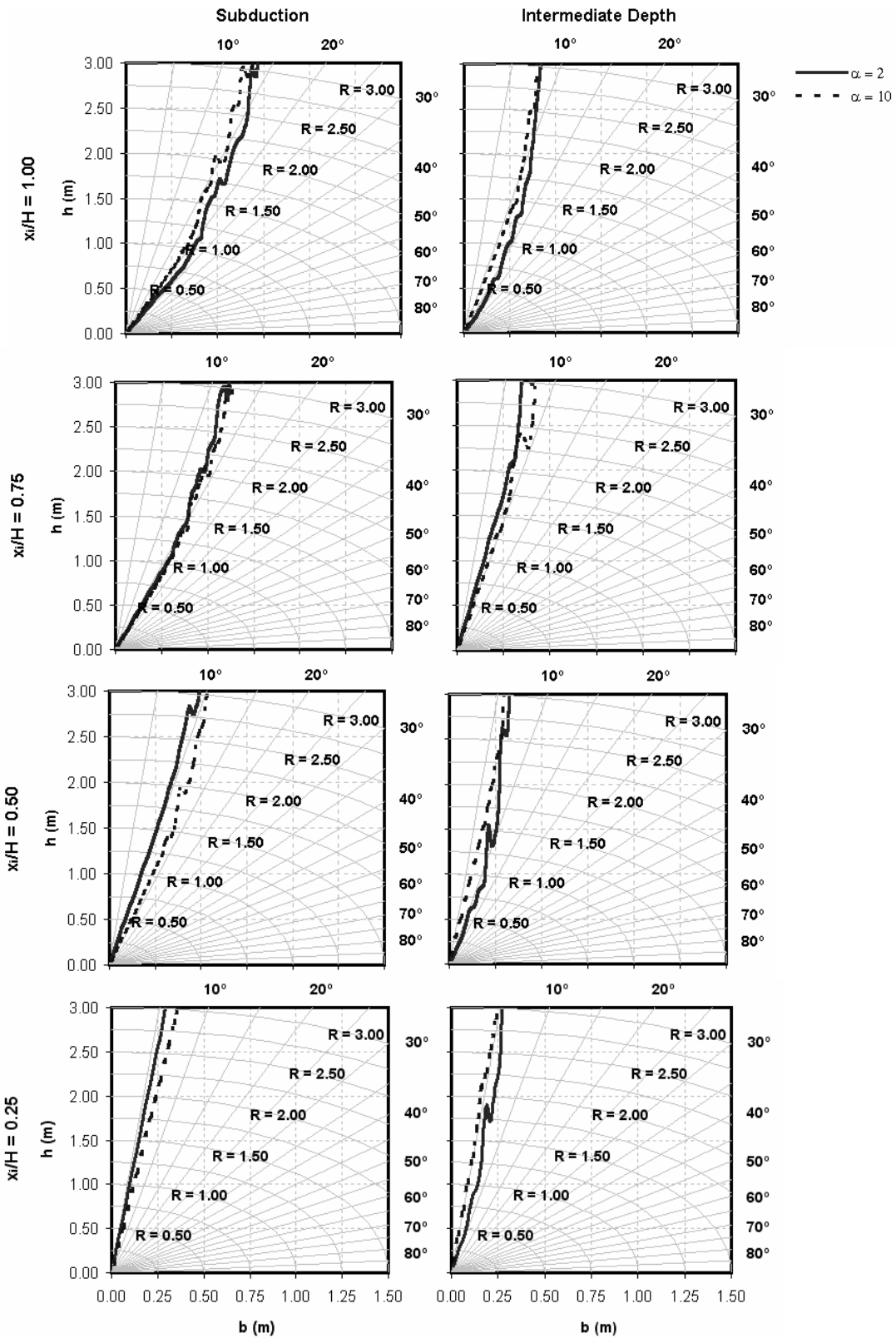


Figure 11. Influence of the structural system on the b/h plots of a building located in firm soil (CU) and with $T = 1.1$ seconds

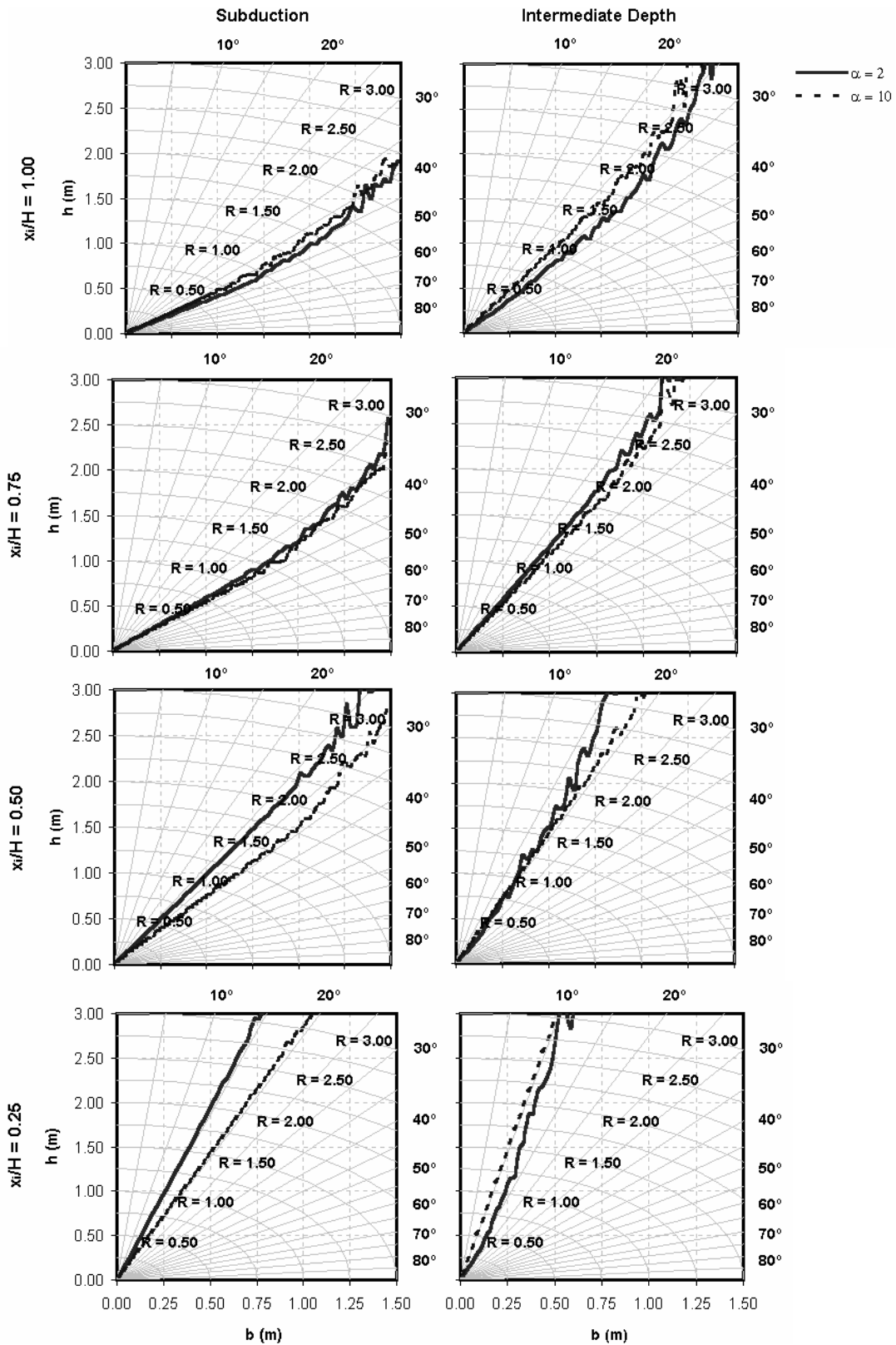
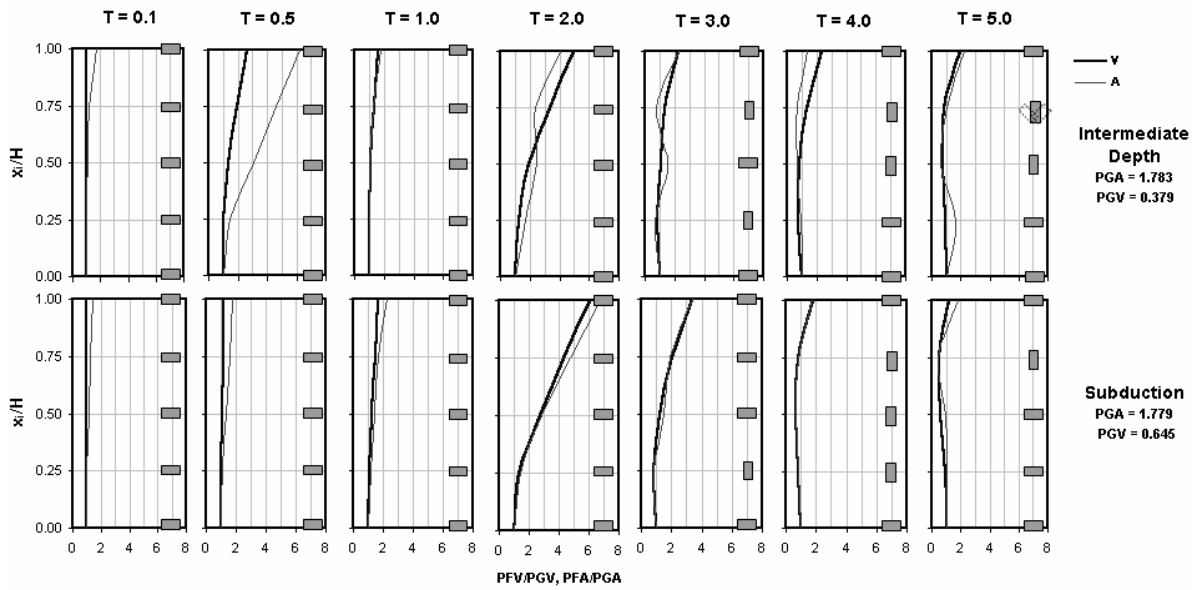
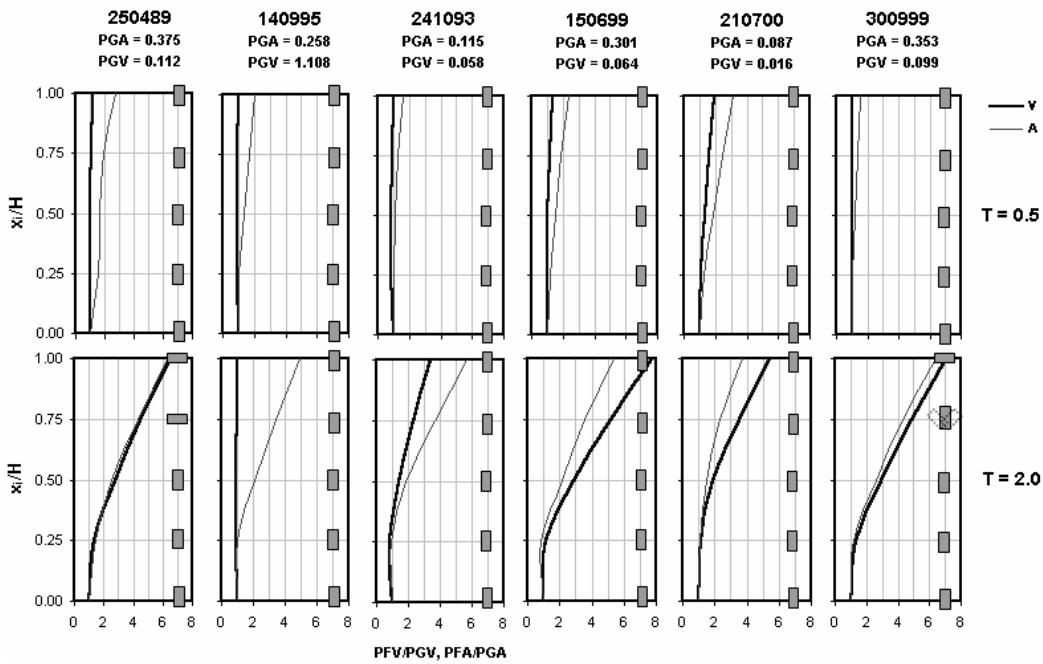


Figure 12. Influence of the structural system on the b/h plots of a building located in soft soil (SC) and with $T = 2.0$ seconds



a)



b)

Figure 13. Behavior of a rigid body (rectangle) with $b = 0.125$ m and $h = 0.75$ m, inside shear wall buildings on soft soil of Mexico City and the peak intensities curves for: a) the simulated events and b) the recorded motion



REFERENCIAS

1. Agbabian, M S, Ginell, W S, Masri, S F and Nigbor, R L. Evaluation of seismic mitigation measures for art objects. *Proceedings of Fourth U. S. National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, California, May 20-24, 1990; 3: 3-12.
2. Alcántara L., Almora D., Quaas R. y Macías M. Instrumentación sísmica de dos edificios en la Ciudad de México, *IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, vol. I, Manzanillo, Colima, octubre, 1991, pp. 3-21 a 3-33.
3. Alcántara L., Almora D., Quaas R. y Macías M. Historia sísmica en los edificios Plaza Córdoba y Metro Juárez, *X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puerto Vallarta, Jalisco, octubre, 1993, pp. 385-390.
4. Arredondo C.A., Reinoso E., y Miranda E. Evaluación de la estimación de demandas de aceleración usando edificios instrumentados en el valle de México, *XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, noviembre, 2004.
5. Arredondo C. Influencia de la frecuencia e intensidades pico de un movimiento en la respuesta no lineal de cuerpos rígidos. *XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, México, D. F., Septiembre, 2005.
6. Arredondo C. y Reinoso E. Influence of frequency content and peak intensities in the rocking seismic response of rigid bodies, en proceso de revisión por parte de el *Journal of Earthquake Engineering*, 2006.
7. Arredondo C., Jaimes M., Reinoso E. y Miranda E. Rocking behavior of contents in buildings in mexico city subjected to subduction or intermediate depth earthquakes, para ser enviado al *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2006.
8. Aslam, M, Godden, W y Scalise, T. Earthquake rocking response of rigid bodies, *Journal of the Structural Division*, February, 1980; 106, No ST2: 377-392.
9. Augusti, G, Ciampoli, M and Airoidi, L. Mitigation of seismic risk for museum contents: an introductory investigation. *Earthquake Engineering, Tenth World Conference*, Balkema, Rotterdam 1992; 5995-6000.
10. Aydin, K. and Tung C. C. Energy balance equation for estimating overturning potential of an unanchored rocking body subjected to earthquakes excitation, *Earthquake Spectra*, 17 (2), 209-220, May, 2001.
11. Aydin, K. Probabilities of initiation of Response Modes of Rigid Bodies Subjected to Base Excitations, *Proceedings of the 8th National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, April 18-22, 2006: Paper No 209.
12. Chaudhuri, S y Hutchinson T C. Characterizing frictional behavior for use in predicting the seismic response of unattached equipment, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2005, (25), 591-604.
13. Choi, B y Tung D. Estimating sliding displacement o fan unanchored body subjected to earthquake excitation, *Earthquake Spectra*, Vol. 18, No. 4, November, pp. 601-613, 2002.



14. CIRES, A. C. Informe de instalación del sistema acelerográfico de las oficinas centrales del edificio IMSS, 1994.
15. Fajfar, P, Vidic, T and Fischinger, M. On energy demand and supply in SDOF systems, from the book *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*. P. Fajfar and H. Krawinkler, editors, Elsevier, 1992.
16. FEMA. Seismic Considerations for steel storage racks located in areas accessible to the public, 460, September, 2005.
17. Griffin, M. J. Earthquake performance of nonstructural components and systems difficulties in achieving enhanced earthquake performance, *Proc. of the 8th National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, Paper No 1798, April 18-22, 2006.
18. Hernandez, O, Meli R, Padilla M y Valencia E. Refuerzo de la vivienda económica en zonas sísmicas. Estudios experimentales, *Series del Instituto de Ingeniería*, No 441, Octubre, 1981.
19. Housner, G W. The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1963; 53(2): 403-417.
20. <http://es.wikipedia.org/wiki/Fricci%C3%B3n>
21. <http://www.monografias.com/trabajos15/coeficiente-friccion/coeficiente-friccion.shtml#>
22. http://www.her.itesm.mx/academia/profesional/cursos/fisica_2000/Fisica1/F%C3%ADsica/ftema5_fri.html
23. Isaacson, E y Isaacson M. *Dimensional methods in engineering and physics*, Edward Arnold, 1975.
24. Ishiyama, Y. Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1982, 10, 635-652.
25. Ishiyama, Y. Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake engineering*, 1984, 17 (1), 24-37, Marzo.
26. Jones, N P y Shenton H H. Generalized slide-rock response of rigid blocks during earthquakes, *Proceedings of Fourth U. S. National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, California, Vol. 3, May 20-24, 1990.
27. Kimura, H y Iida, K. On rocking of rectangular columns (I), *Journal of the Seismological Society of Japan*, 1934, 6(3).
28. Kimura, H y Iida, K. On rocking of rectangular columns (II), *Journal of the Seismological Society of Japan*, 1934, 6(4).
29. Konstantinidis, D y Makris, N. Experimental and analytical studies on the seismic response of slender laboratory equipment, *Proceedings of Seminar on Seismic Design, Performance, and Retrofit of Nonstructural Components in Critical facilities*, ATC-29-2, 2003: 399-411.
30. Konstantinidis, D y Makris, N. Experimental and analytical studies on the seismic response of freestanding and restrained laboratory equipment, *Proceedings of the 8th National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, April 18-22, 2006: Paper No 1619.
31. Koshkin, N I y Shirkévich M G. *Manual de Física Elemental*, Editorial Mir, 1975.



32. Makris, N y Roussos Y. Rocking response and overturning of equipment under horizontal pulse-type motions, *Report PEER-1998/05, Pacific Earthquake Engineering Research Center*, College of Engineering, University of California, Berkeley, October, 1998.
33. Makris, N y Konstantinidis D. The rocking spectrum, existing design guidelines, and scale invariance, *Proceedings of the Federation Internationale du Beton*, FIB 2003 Symposium, Athens, Greece, May 6-9, 2003.
34. Miranda E. Approximate Seismic Lateral Deformation Demands in Multistory Buildings, *Journal of Structural Engineering*, 1999, 125(4), 417-425.
35. Miranda, E y Reyes C J, Approximate lateral drift demands in multi-story buildings with non-uniform stiffness, *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, No. 7, pp. 840-849, 2002.
36. Miranda, E y S Taghavi. Approximate floor acceleration demands in multi-story buildings. I: Formulation, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 2005, 131(2), 203-211.
37. Morquecho C., Alonso P., Espitia G., Guevara G. y Casteldán G. Reporte preliminar de los registros del temblor del 21 de enero de 2003 en las costas de Colima (M=7.6) obtenidos por la red de observación sísmica del CENAPRED, *CENAPRED*, enero, 2003, pp. 1-18.
38. Mosquera, J., Miranda, E. y Reinoso, E. Estimación y variación del periodo fundamental de vibración de edificios de concreto reforzado inferidas a partir de edificios instrumentados ubicados en la Ciudad de México y California, *XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Pto. Vallarta, Jalisco, 2006.
39. Muriá D., González R. y Espinosa J. Análisis experimental y analítico de la respuesta sísmica de un edificio desplantado en suelo blando, *Instituto de Ingeniería*, UNAM, proyecto 9759, septiembre, 1991a.
40. Muriá D., González R. y Sánchez R. Propiedades dinámicas de una estructura masiva desplantada en suelo blando, *IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, vol. I, Manzanillo, Colima, octubre, 1991b, pp. 3-34 a 3-43.
41. Muriá D., González R. y Espinosa J. Efectos de Interacción suelo – estructura en la respuesta sísmica de un edificio instrumentado, *IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, vol. I, Manzanillo, Colima, octubre, 1991c, pp. 3-93 a 3-103.
42. Muriá D. y González, R. Seismic response of a tall building in Mexico City, *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Paper no 570, 1996.
43. Muriá D., Alcántara L., Durán R., Macías M., Maldonado S., Pérez L., Tena, A. y Vázquez R. El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995, *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, Universidad de Colima y Gobierno del Estado de Colima, Cáp. 9, Colima, Col., septiembre, 1997, pp. 197-232.
44. Muriá D., Macías M., Rodríguez G. y Soto, U. Análisis de los registros sísmicos obtenidos en el edificio PC de 1990 a 1999. *Informe técnico final*, Instituto de Ingeniería, UNAM, patrocinado por DDF, proyecto 0520, Octubre, 2000.
45. Muriá D., Rodríguez G., Zapata A. y Toro A. Seismic response of a twice – retrofitted building, *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, Universidad de Colima y Gobierno del Estado de Colima, Cáp. 9, Colima, Col., septiembre, 2001, pp. 197-232.



46. Paolucci R. Soil – structure interaction effects on an instrumented building in Mexico City, *European Earthquake Engineering*, 1993, VII (3), pp. 33 – 34.
47. Pérez – Rocha L. E., Avilés J., Zárate M. y Flores – Cruz. Incorporación de los registros de los sismos del 14 de septiembre y 9 de octubre de 1995 en la determinación de las funciones de transferencia empírica y revisión de los criterios para construir los espectros de diseño de un edificio instrumentado, *Reporte FJBS/CIS-95/09*, Centro de Investigación sísmica, AC, Fundación Javier Barros Sierra, 1995.
48. Pérez – Rocha L. E., Avilés J. y Tena A. Identificación de los efectos de elementos ADAS en la respuesta sísmica de un edificio instrumentado, *XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, vol. II, Veracruz, Ver., México, 1997, pp. 1152 – 1161.
49. Psycharis, N, Syngros, C, Mimoglou, P and Taflambas, I. Parametric investigation of the overturning of rigid blocks under dynamic loading. *12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, U.K., September, 2002; 013
50. Reinoso E., González R. y Romero A. Análisis de los registros sísmicos e identificación de sistemas en un edificio en el centro de la Ciudad de México, *X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, Yucatán, México, 1996, pp. 347 – 356.
51. Reinoso, E y E Miranda. Estimation of floor acceleration demands in high rise buildings during earthquakes, *Journal of the Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2005, 14, pp. 107-130.
52. Reinoso E., Arredondo C.A., Mosquera J., y Miranda, E. Comparison of recorded strong motion data and estimated lateral acceleration demands in buildings located in the soft soil region of Mexico City, *Memorias de la 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, abril, 2005.
53. Rodríguez N. y Quaas, R. Respuesta estructural de un edificio instrumentado en la Ciudad de México, durante sismos recientes. *Seminario Internacional: Instrumentación sísmica y uso de elementos disipadores de energía en el comportamiento estructural*, D. F., México, Octubre, 1990, pp. 125 – 155.
54. Rodríguez G., Macias M., Muriá D. y Palacios, C. Respuesta sísmica de un edificio instrumentado en un período de 10 años. *XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Jalisco, 2001.
55. Romo M. y Barcena A. Interacción dinámica suelo – estructura y su impacto en la Ingeniería de cimentaciones, *X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puerto Vallarta, Jalisco, octubre, 1993, pp. 669-679.
56. Serway, R A. *Física*, Editorial McGraw-Hill, 1992.
57. Santa Cruz, S, Ordaz M y Guerrero del Ángel R. Estimación de perdidas en contenidos dentro de naves industriales debido a sismos, *XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Gto., México, Noviembre, 2000.
58. Sedov, L I. *Similarity and dimensional methods in mechanics*, CRC, 10th edition, 1993.
59. Shao, Y and Tung, C C. Seismic response of Unanchored Bodies. *Earthquake Spectra*, August, 1999; 15(3):523-536.
60. Shenton III, H. Response of rigid blocks to base excitation, *Thesis presented to the Johns Hopkins University*, Baltimore, Maryland, 1990.



61. Shenton, H. H. and Jones, N. P. Base excitation of rigid bodies I: formulation, *Journal of Engineering Mechanics*, 117 (10), 2286-2306, October, 1991a.
62. Shenton, H. H. and Jones, N. P. Base excitation of rigid bodies II: periodic slide-rock response, *Journal of Engineering Mechanics*, 117 (10), 2307-2328, October, 1991b.
63. Shenton III, H. Criteria for initiation of slide, rock, and slide-rock rigid-body modes, *Journal of Engineering Mechanics*, 1996, 122 (7), 690-693, July.
64. Taghavi, S, y E Miranda. Approximate floor acceleration demands in multi-story buildings. II: Applications, *Submitted for review and possible publication in Journal of Structural Engineering*, ASCE, 2004.
65. Taniguchi, T. Non-linear response analyses of rectangular rigid bodies subjected to horizontal and vertical ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2002; 31: 1481-1500.
66. Taylor, E S. *Dimensional analysis for engineers*, Clarendon, Oxford, 1974.
67. Tena Colunga, A, C Gómez y E Vargas. Evaluación sísmica de dos edificios de concreto reforzado reestructurados con dispositivos disipadores de energía tipo ADAS, Memorias, *X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puerto Vallarta, Jalisco, 1993, pp. 818-825.
68. Tena A., Gómez C., Vargas E. y Gonzáles R. Evaluación sísmica de la reestructuración del complejo de oficinas centrales del IMSS con disipadores de energía tipo ADAS, *Reporte FJBS/CIS-94/03*, Centro de Investigación sísmica, AC, Fundación Javier Barros Sierra, 1994.
69. Tena Colunga, A, C Gómez y E Vargas (1995). Evaluación de la seguridad de los edificios de oficinas centrales del IMSS en sus condiciones de reforzamiento a diciembre de 1994, *Reporte Especial FJBS/CIS-95/01*, Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra, febrero, 1995.
70. Tomazevic, M y Velenchovsky T. Some aspects of testing small-scale masonry building models on simple earthquakes simulators, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, 1992.
71. Vázquez, A. Ensayo experimental de viviendas de mampostería confinada de un piso mediante el ensayo en mesa vibradora, *Tesis de Maestría*, Febrero, 2005.
72. Zapata A. Estudio de la respuesta dinámica de un edificio instrumentado”, *Tesis de Maestría*, DEPMI, UNAM, 2001.
73. Zapata A. y Muriá D. Estimación de los efectos de interacción suelo estructura de un edificio a partir de registros sísmicos, *XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puebla, Pue., 2002, pp. 623-634.