

## **ESTUDIO PARAMÉTRICO DE MODELOS REPRESENTATIVOS DE ESTRUCTURAS PROPENSAS A DESARROLLAR PISOS SUAVES O DÉBILES ANTE EXCITACIONES SÍSMICAS DE SUELO BLANDO**

*Daniel Alberto Hernández García<sup>(1)</sup> y Arturo Tena Colunga<sup>(2)</sup>*

### **RESUMEN**

Se presenta un estudio paramétrico en modelos simplificados de dos grados de libertad (2gdl) que representan estructuras con disposición a desarrollar pisos suaves o débiles, donde se han variado las relaciones de rigideces y resistencia lateral entre ambos niveles de los modelos. Se condujeron análisis dinámicos no lineales paso a paso, utilizando 10 registros de aceleración sintéticos correspondientes a la zona III-a del lago de la ciudad de México y asociados al espectro de diseño del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal vigente. Con base en el estudio de los resultados obtenidos, en particular curvas de ductilidades y distorsiones máximas resultantes de estos análisis, se puede concluir que el mecanismo de piso suave o débil se previene o amplifica con una combinación adecuada de las propiedades mecánicas (rigidez y resistencia) de la estructura muy cercana a lo que actualmente proponen los reglamentos de diseño sísmico de México.

**Palabras clave:** piso suave; piso débil; balances de rigidez y resistencia; demandas de ductilidad; distorsiones de entrepiso; análisis dinámicos no lineales; registros de aceleración de terreno blando

## **PARAMETRIC STUDY OF REPRESENTATIVE MODELS OF STRUCTURES PRONE TO DEVELOP SOFT OR WEAK STORIES SUBJECTED TO GROUND MOTIONS TYPICAL OF SOFT SOILS**

### **ABSTRACT**

A parametric study where two-degree of freedom (2DOF) simplified models are used to represent structures likely to develop soft or weak stories is presented. Different stiffness and strength balances were considered to define a realistic range of structures with the potential to develop soft story mechanisms according to recommendations of current seismic building codes. Therefore, 338 models were studied for all the considered stiffness and strength combinations which represent typical buildings structures with soft or weak stories currently built in the lakebed zone of Mexico City. Step by step nonlinear dynamic analyses were conducted using 10 artificial acceleration records generated to be compatible with the design spectrum for zone III-a of 2004 Mexico's Federal

---

Artículo recibido el 15 de marzo de 2016 y aprobado para su publicación el 9 de diciembre de 2016. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

<sup>(1)</sup> Posgrado de Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, Av. San Pablo No. 180, Col. Reynosa Tamaulipas, Del. Azcapotzalco, C.P. 02200, Ciudad de México, México, [ing.dalhergarcia@gmail.com](mailto:ing.dalhergarcia@gmail.com)

<sup>(2)</sup> Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, Av. San Pablo No. 180, Col. Reynosa Tamaulipas, Del. Azcapotzalco, C.P. 02200, Ciudad de México, México, e-mail: [atc@correo.azc.uam.mx](mailto:atc@correo.azc.uam.mx)

District Code, corresponding to soft soil conditions in Mexico City. Peak ductility demands and story drifts were obtained, which were compared with some reference value currently proposed in building codes. The results obtained from this parametric study mostly confirm that a soft story mechanism is triggered or prevented with a right combination of strength and stiffness balances for the structural system, which are close to what it is currently proposed in Mexican seismic building codes.

**Keywords:** soft story; weak story; stiffness and strength balances; ductility demands; story drifts; nonlinear dynamic analyses; soft soil acceleration records

## INTRODUCCIÓN

En la actualidad, el uso de edificios con primer piso suave o débil es muy común en zonas urbanas. En este tipo de estructuras, uno de los niveles, generalmente la planta baja, es utilizado como estacionamiento, distribución de espacios para negocios, entre otros usos, y se estructura principalmente con base en marcos, mayoritariamente de concreto reforzado, y con poca presencia de muros. En contraste, los niveles superiores que conforman el edificio, en los que su uso principal es para casa-habitación, disponen primordialmente de muros, tanto por fines estructurales como por división de espacios por requisitos de uso. Estos muros generalmente son de mampostería, ya sea que trabajen individualmente o con marcos de concreto reforzado (muros diafragma), ligados o “mal desligados” a la estructura, que contribuyen al soporte de fuerzas laterales, dependiendo de la competencia del constructor y la calidad en la supervisión de la obra. Lo anteriormente descrito genera que tanto la rigidez como la resistencia de los niveles superiores sean mayores en comparación con la primera planta, encaminando a un piso suave o débil en este último.

Existen diversas causas que propician la aparición de pisos suaves o débiles, como se discute ampliamente en la literatura (por ejemplo: Arnold y Reitherman, 1986; Esteva, 1992; Jean y Cesín, 2000; Tena, 2010; Hernández y Tena, 2015). La gran mayoría de las causas están directamente asociadas a una pobre concepción estructural desde el punto de vista sismorresistente. Cabe señalar que el principio de todo tipo de mecanismo no deseado en una estructura proviene en gran parte del criterio, experiencia y la sensibilidad por parte de los coordinadores de proyecto (arquitectura e ingeniería estructural), al momento de discernir la configuración portante de una estructura en estudio. Un ejemplo de estructuración con piso suave se muestra en la figura 1.



Figura 1. Ejemplos de estructuras con piso suave, planta baja con marcos de concreto y niveles superiores con muros de mampostería (<http://www.ingcivil.org>)

Por lo tanto, se les conoce como *pisos suaves o débiles* a aquellos entrepisos dentro de una estructura que tienen una reducción significativa en su rigidez y/o resistencia lateral con respecto a los siguientes entrepisos, principalmente los inmediatos superiores, resultando perjudiciales para el comportamiento global de la estructura. Dentro de las causas principales que generan estas reducciones podemos citar (Jean y Cesín, 2000):

- Un entrepiso más alto con respecto a los superiores.
- Discontinuidad en la trayectoria de las cargas, creada por un cambio vertical u horizontal en la estructura.
- Interrupción de columnas con respecto a entrepisos superiores.
- Interrupción de muros estructurales (muros de cortante).
- El uso de muros diafragma que apoyan a las columnas del marco con rigidez lateral y reducen el desplazamiento, al ser concebidos como no estructurales o desligados de la estructura, se idealizan como cargas lineales sobre las trabes.

Aunque este fenómeno se presenta más comúnmente en edificios de mediana altura cuya planta baja se utiliza de la forma antes mencionada, también ocurre en niveles superiores donde exista un marcado contraste entre los elementos estructurales utilizados y el nivel de rigidez y resistencia de los mismos. Como ejemplo están los niveles llamados de *doble altura*, donde los elementos suelen ser más flexibles en comparación con los de los niveles inmediatos superiores y anteriores. En la figura 2 se muestran algunos ejemplos de estructuras con pisos de doble altura.

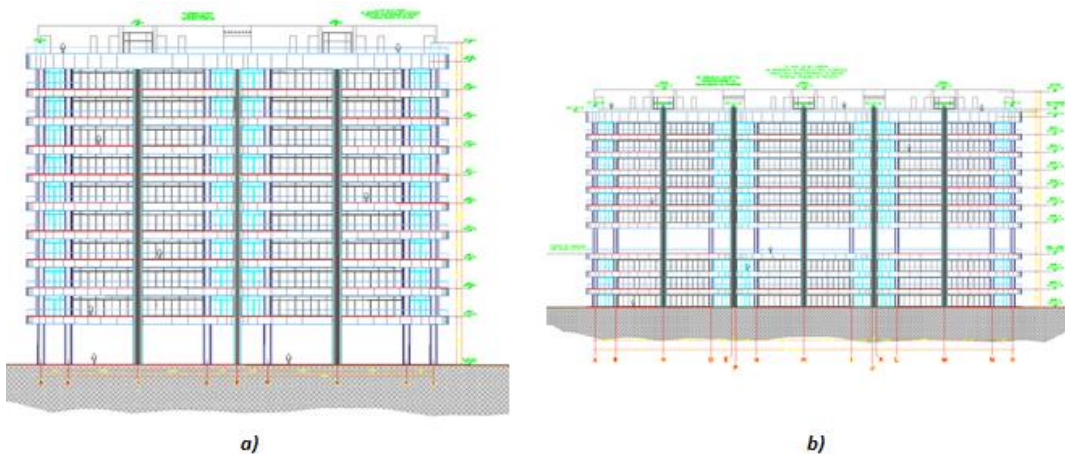


Figura 2. Ejemplos de edificios con niveles de doble altura: a) en planta baja y b) en niveles superiores (AHA Universo)

## COMPORTAMIENTO DEL PISO SUAVE O DÉBIL ANTE LOS SISMOS

Durante un evento sísmico, la diferencia de rigideces y resistencia en entrepisos consecutivos da lugar a grandes desplazamientos en el nivel con piso suave o débil. Si se consideran además los momentos adicionales debidos a la carga vertical que transmiten los niveles superiores más rígidos (efectos de segundo orden), que muchas veces no fueron previstos en el diseño de las columnas, esta demanda adicional de carga contribuye a que se rebase la capacidad de los elementos estructurales, induciendo el colapso de la estructura (San Bartolomé, 2010). Cuando el piso blando se encuentra en la planta baja, los

momentos en la base de las columnas de esa planta son superiores a los de todas las demás columnas de la estructura, pues es ahí donde se concentra la suma de momentos de los entresijos superiores.

Como consecuencia de lo antes mencionado, durante un terremoto, toda la parte del edificio del primer nivel hacia arriba se comporta prácticamente como un cuerpo rígido, que se mueve y le transmite a la estructuración de planta baja todas las fuerzas laterales que debe soportar el edificio. Si la estructuración de esta planta es lo suficientemente rígida y resistente para soportar estas fuerzas, su comportamiento será aceptable. De lo contrario, pudiera experimentar daño estructural muy importante, que pudiera culminar en la aparición de articulaciones plásticas indeseables y, eventualmente, en el colapso. Se ha observado este tipo de falla en edificios desde hace casi cinco décadas, comenzando con (Tena, 2010): el sismo de Caracas de julio de 1967, el sismo de San Fernando, California de febrero de 1971 y el sismo de Managua, Nicaragua en diciembre de 1972. En los últimos 30 años destacan entre otras las fallas y colapsos observados en (Tena, 2010): Viña del Mar, Chile en marzo de 1985, México el 19 de septiembre de 1985, Loma Prieta, Estados Unidos en octubre de 1989, Northridge, Estados Unidos en enero de 1994, Kobe, Japón, en enero de 1995, Puebla, México en junio de 1999, Taiwán en septiembre de 1999, Turquía en octubre de 1999, Indonesia en mayo de 2006, Pisco, Perú en agosto de 2007, Wenchuan, China en mayo de 2008, L'Aquila, Italia, en abril de 2009, Puerto Príncipe, Haití en enero de 2010, y Concepción, Chile en febrero de 2010, entre otros. Durante los sismos de septiembre de 1985 en México se observó que el 8% de edificios colapsados se debieron al mecanismo de falla de piso suave (Instituto de Ingeniería, 1985; Tena, 2010).

Cuando el efecto de piso blando ocurre en entresijos superiores, las consecuencias son similares, con la diferencia que la transmisión de cargas laterales serán las acumulativas de los niveles por arriba de éste, una fuerza total que resulta menor a la transmitida a planta baja. En la figura 3 se muestran ejemplos de fallas estructurales por piso suave localizados en la planta baja, después de un evento sísmico.



Figura 3. Falla estructural en columnas de planta baja derivado de una configuración de piso suave (Aguilar, 2010)

Es por ello que en muchos países el fenómeno del piso suave es tomado en cuenta en los reglamentos sísmicos, y es marcado como una condición de irregularidad. En el caso de México, en el Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal (RCDF) lo considera desde su edición de 1987, siendo este país uno de los pioneros en este tema (Tena, 2001; Tena, 2010). Actualmente, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, NTCS-04 (Gobierno del Distrito Federal, 2004), se

estipula que ni la rigidez ni la resistencia al corte de un entrepiso deben diferir en más del 50% de las del entrepiso inmediato inferior, como se establece en la ecuación 1:

$$\begin{cases} K_{i+1} \leq 1.5K_i \\ V_{i+1} \leq 1.5V_i \end{cases} \quad (1)$$

En caso contrario, el diseño de dicha estructura tendrá que concebirse aplicando factores de reducción pertinentes para evitar la subvaloración de las fuerzas sísmicas y, por tanto, conservar las vidas humanas y los recursos materiales.

Sin embargo, debido a que en los eventos sísmicos recientes, donde edificios construidos con reglamentos donde las condiciones antes mencionadas ya son tomadas en cuenta, exhibieron el mismo comportamiento de piso suave o débil que los llevó al colapso, se señala que estas medidas reglamentarias son consideradas insuficientes para lograr el desempeño sísmico satisfactorio necesario. Lo anterior se pudo observar durante el sismo de Maule en Chile en 2010 (por ejemplo: Tena, 2010).

La problemática de pisos suaves o débiles en el diseño estructural, considerada una falla frágil y poco redundante, se debe a que la deformación lateral puede superar la capacidad de los elementos soportantes en este nivel, siendo así que los análisis elásticos subestiman la demanda de deformación (por ejemplo: Esteva, 1992; Tena, 2001; Tena-Colunga, 2010), por lo que el entrepiso considerado piso suave será el primero, o el único, en tener deformaciones inelásticas. Bajo esta situación, la estructura podría experimentar un colapso súbito y, en caso de que la estructura no fallara totalmente, debido a que las articulaciones plásticas se concentran en los elementos verticales que transmiten la carga directamente a las zapatas, es muy difícil que el edificio pueda ser candidato a reparación. Es por ello que el análisis empleado para este tipo de edificios tiene que ser riguroso, y no como comúnmente se hace en la práctica, ignorando los muros de los pisos superiores en la elaboración del modelo matemático.

Por lo tanto, con base en lo reportado en la literatura a nivel mundial sobre el tema, se pueden mencionar como las tres variables más influyentes en la formación del mecanismo de piso suave a:

- 1) Diferencia (contraste) en la rigidez lateral de la estructura;
- 2) Diferencia (contraste) en la resistencia lateral en entrepisos contiguos;

Estas dos primeras variables se producen como consecuencia del cambio abrupto en la densidad de muros o de las dimensiones y refuerzos de los elementos sismorresistentes comparando dos niveles consecutivos en la estructura, así como en un incremento notario en la altura de entrepiso.

- 3) Incrementos de momentos en los elementos sismorresistentes del entrepiso en estudio debido a efectos de segundo orden ( $P-\Delta$ ), que normalmente no son tomados en cuenta en el diseño convencional bajo el oscurantismo del llamado "*Diseño Elástico*". Estos efectos de segundo orden son de mayor magnitud en el nivel con piso suave por presentar un mayor desplazamiento con respecto a los entrepisos superiores inmediatos.

## ESTUDIO DEL ESTADO DEL ARTE

Se revisaron trabajos sobre la falla por piso suave o débil, donde los autores involucrados reportaron comparaciones por cambios de rigidez y/o resistencia (individualmente o ambas) en estudios paramétricos. Algunos otros autores sólo han reportado resultados de diferencia en la respuestas de entrepisos

(desplazamientos y distorsiones) sin considerar rigideces y/o resistencias; siendo estas dos últimas las más representativas en el estudio de este tipo de efectos vulnerables.

En las tablas 1 y 2 se presenta una síntesis analítica de los artículos estudiados con las variables de interés, donde:

- (K) = Estudios paramétricos de estructuras con análisis no lineales, comparando las rigideces de entrepiso. En estos estudios se varía la densidad y posición de muros en los diferentes entrepisos de las estructuras analizadas. Si el estudio sólo consideró análisis elásticos, se identifica como K-E.
- (R) = Estudios paramétricos de estructuras, donde se analizan las resistencias de los elementos de planta baja y se comparan entre estructuras donde se varían: la densidad de muros, posición de diagonales de contraventeo, masas de entrepiso. De igual manera, se han propuesto fibras colocadas en las columnas del piso en estudio, para aumentar su resistencia a compresión y a flexión.
- (KR) = Estudios paramétricos, para calcular tanto rigideces como resistencias de los entrepisos en cuestión; se han propuesto uso de disipadores de energía para estos estudios. Igualmente se ha calculado la ductilidad de demanda comparada contra la desarrollada.
- (CR) = Principalmente se ha propuesto el uso de amortiguadores conectados en las columnas de planta baja, entre la cimentación y la base de dichas columnas, para de esta forma reducir los desplazamientos y las distorsiones excesivas por presencia de piso suave.
- (NPC) = Los artículos con esta denominación no poseen una comparación directa en las variables anteriores.

Tabla 1. Relación de artículos (con mayor representación) y variables estudiadas.

No.	Año	Título	Autor (es)	Evaluación	Relaciones Consideradas
1	1989	The seismic performance of buildings with weak first story	Sonia E. Ruiz y R. Diederich	KR	$k_2/k_1=0.9, 4.0$ $V_2/V_1=0.65, 0.8, 0.9, 1.0, 1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, 1.6, 1.7, 1.8, 1.9, 2.0$
2	1992	Nonlinear seismic response of soft-first-storey buildings subjected to narrow-band accelerograms	Luis Esteva	KR	$k_2/k_1=1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0$ $V_2/V_1=1.0, 1.5, 2.0, 3.0$
3	1996	Case study: rehabilitation of a non-ductile soft story concrete structure using viscous dampers	H. Kit Miyamoto y Roger E. Scholl	KR-E	$k_2/k_1=22.56, V_2/V_1=0.68$
4	1996	Effect of infills on the global behaviour of RC frames: energy considerations from pseudodynamic tests	Paolo Negro y Guido Verzeletti	NPC "KR"	-
5	1997	Seismic response of RC frame buildings with soft first storeys	Jaswant N. Arlekar, Sudhir K. Jain y C.V.R. Murty	K-E	$k_2/k_1=1.31, 1.47, 1.57, 1.71, 1.75, 1.85, 1.97, 2.0, 7.03, 7.21, 7.87, 9.26, 10.42, 12.99, 13.77, 14.76, 14.99, 23.18$
6	1997	Seismic response of building frames with vertical structural irregularities	E. V. Valmundsson y J. M. Nau	KR	$k_2/k_1=1.0, 1.11, 1.25, 1.33, 1.67, 2.0$ $V_2/V_1=1.0, 1.11, 1.25, 1.33, 1.67, 2.0$
7	1999	Seismic design of open-storey infilled RC buildings	M.N. Fardis, P. Negro, S.N. Bousias y A. Colombo	NPC "R"	-
8	2001	Evaluación sísmica de la condición de irregularidad por piso suave de estructuras mixtas diseñadas conforme al RCDF-93	Arturo Tena	KR	$k_2/k_1=1.66, 1.70, 2.36, 2.46$ $V_2/V_1=1.58, 1.66, 2.62, 2.81$

Tabla 2. Relación de artículos (con mayor representación) y variables estudiadas (continuación).

No.	Año	Título	Autor (es)	Evaluación	Relaciones Consideradas
9	2004	HPFRCC device for structural control of RC buildings with soft story	Hiroshi Fukuyama, Kazunori Iwabuchi y Haruhiko Suwada	NPC "R"	-
10	2004	Substructure pseudo dynamic test on RC building with soft story controlled by HPFRCC device	Kazunori Iwabuchi, Hiroshi Fukuyama y Haruhiko Suwada	NPC "R"	-
11	2006	Shaking table tests on a high-rise RC building model having torsional eccentricity in soft lower storeys	Dong-Woo Ko y Han-Seon Lee	KR	$k_3/k_2=2.33$ ; $f_3/f_2=V_3/V_2=2.5$
12	2006	Soft first story with seismic isolation system	A. Iqbal	CR	-
13	2007	Earthquake protection for soft storey buildings	Stephan Gleim y Uwe E. Dorka	CR	-
14	2008	Time history response prediction for multi-story buildings consisting of mixed soft and rigid stories under earthquake motions	Tomofusa Akita y Hiroshi Kuramoto	NPC "KR"	-
15	2008	Effect of infill walls on soft story behavior in mid-rise RC buildings	Mehmet Inel y Hayri B. Ozmen	CR	-
16	2008	Collapse modeling of soft-storey buildings	Nelson Lam, John Wilson y Kittipoom Rodsin	R	-
17	2009	Strength and drift demand of columns of RC framed buildings with soft ground story	Sharany Haque y Khan Mahmud Amanat	R	-
8bis	2010	Review of the soft first story irregularity condition of buildings for seismic design	Arturo Tena-Colunga	KR	$k_2/k_1=1.66, 1.70, 2.36, 2.46$ $V_2/V_1=1.58, 1.66, 2.62, 2.81$
18	2010	Preliminary study of the strongback system: preventing the soft story mechanism	Ray Hooft, Stephen A. Mahin y Juin-Wei Lai	NPC "KR"	-
19	2011	Upgrading the seismic performance of soft first story frame structures by isolators with multiple sliding surfaces	M.Y. Fakhouri y A. Igarashi	CR	$k_2/k_1=3.75$ ; $V_2/V_1=3.68$
20	2011	Study on corollary of seismic base isolation system on buildings with soft storey	A. B. M. Saiful Islam, Mohammed Jameel, Syed Ishtiaq Ahmad y Mohd Zamin Jumaat	CR	-
21	2012	The nonlinear effect of infill walls stiffness to prevent soft story collapse of RC structures	D. Guney y E. Aydin	NPC "KR"	-
22	2012	A 3D model collapse analysis of soft.story light-frame wood buldings	Weichiang Pang, Ershad Ziaei y Andre Filiatrault	NPC "KR"	-

Tabla 3. Porcentajes por categorías de estudios.

Concepto	Total	%
Artículos consultados	22	100
Rigidez (K)	1	5
Resistencia (R)	2	9
Rigidez y Resistencia (KR)	7	32
Control de la respuesta (CR)	5	23
No posee comparación (NPC)	8	36

Para tener una visión de los valores de comparación de rigidez y resistencia de los estudios consultados donde se realizaron análisis dinámicos no lineales, se elaboraron tablas donde se identifican los intervalos de valores que se han analizado; esto se resume en las tablas 4 y 5.

Por lo tanto, queda claro que son muy pocos los estudios disponibles (seis) donde se realizaron análisis dinámicos no lineales y se evaluaron formalmente las dos variables que consideran los reglamentos modernos de diseño sismo-resistente para definir la condición de irregularidad estructural por piso suave o débil ( $k_2/k_1$  y  $V_2/V_1$ ). Sólo hay un estudio previo que valora el impacto de aplicar el factor de corrección por irregularidad de las normas de diseño sísmico de México (Tena, 2001; Tena-Colunga, 2010). Por ello, y como se presenta con detalle en las siguientes secciones, se inició un programa de investigación donde se analiza un mayor intervalo de relaciones de rigideces ( $k_2/k_1$ ) y resistencia lateral ( $V_2/V_1$ ), y de una manera más uniforme que en la mayoría de los estudios previos, llevando un control de estas variables entre el piso vulnerable y el inmediato o los inmediatos superiores e inferiores, buscando



identificar qué relaciones de estas propiedades aumentan las vulnerabilidad de una estructura a desarrollar un posible mecanismo de piso suave, o a su vez, en qué relaciones se disminuye este riesgo. Se evalúa formalmente el impacto del factor de corrección por irregularidad propuesto en los reglamentos de diseño sísmico de México vigentes (Gobierno del Distrito Federal, 2004; Comisión Federal de Electricidad, 2015). Además, se considera un mayor número de registros de aceleración correspondientes a distintos sitios, a diferencia de la mayoría de los estudios previos, que consideraron un solo registro de aceleración (o sólo una parte del mismo, la fase intensa), o una serie de registros sintéticos asociados a ese mismo registro, o máximo tres registros de aceleración.

Tabla 4. Intervalos de valores analizados por otros autores, relación de rigideces.

Autor (es)	Relación de Rigideces $k_2/k_1$			
	0.2-1.0	1.2-2.0	2.2-3.0	3.2-4.0
Sonia Ruiz y R. Diederich				
Luis Esteva				
Eggert V. Valmundsson y James M. Nau				
Arturo Tena				
Dong-Woo Ko y Han-Seon Lee				
M.Y. Fakhouri y A. Igarashi				

Tabla 5. Intervalos de valores analizados por otros autores, relación de resistencias.

Autor (es)	Relación de Cortantes $V_2/V_1$			
	0.2-1.0	1.2-2.0	2.2-3.0	3.2-4.0
Sonia Ruiz y R. Diederich				
Luis Esteva				
Eggert V. Valmundsson y James M. Nau				
Arturo Tena				
Dong-Woo Ko y Han-Seon Lee				
M.Y. Fakhouri y A. Igarashi				

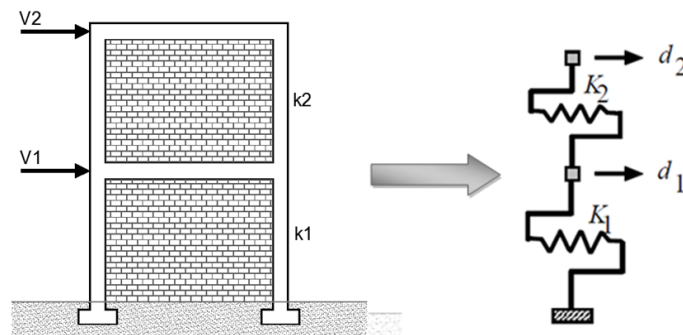


Figura 4. Sistema de 2gdl para estudio paramétrico y sistema representativo con resortes

### ESTUDIO PARAMÉTRICO DE MODELOS DE DOS GRADOS DE LIBERTAD (2GDL) BAJO EXCITACIÓN SÍSMICA CON VARIACIÓN DE RELACIONES $K_2/K_1$ Y $V_2/V_1$

Con la finalidad de evaluar la pertinencia de los límites entre los contrastes de rigidez y de resistencia en entrepisos consecutivos actualmente propuestos en las NTCS-04 (ecuación 1), como primer paso se llevó a cabo un estudio paramétrico con modelos matemáticos de sistemas de dos grados de libertad (2gdl, figura 4) con comportamiento elasto-plástico perfecto, en el cual se varían las relaciones  $k_2/k_1$  y  $V_2/V_1$ , siendo  $k_2$  y  $k_1$  las rigideces del segundo y del primer nivel respectivamente y  $V_2$  y  $V_1$  los cortantes de cedencia de esos mismos niveles.



No se han considerado por el momento los efectos de segundo orden ( $P-\Delta$ ), para tener una visión del comportamiento de la estructura sólo bajo las relaciones antes mencionadas. Tampoco se han considerado por el momento comportamientos histeréticos que exhiban degradación de rigidez y resistencia, dado que en las NTCS-04 se ha considerado el comportamiento elasto-plástico para la definición de los factores por comportamiento sísmico ( $Q$ ) y de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño ( $Q$ ) ahí propuestos.

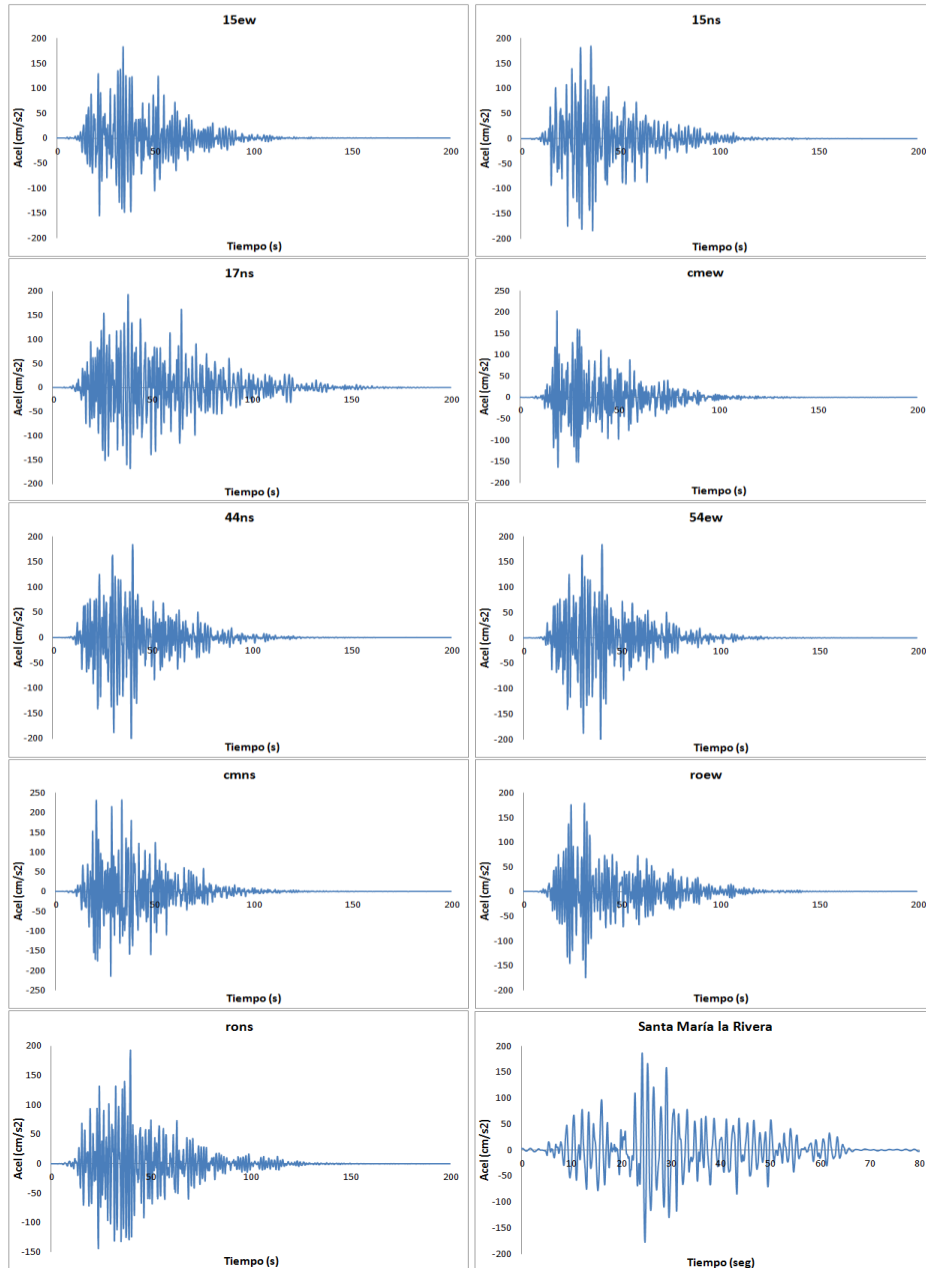


Figura 5. Registros de aceleración sintéticos, zona III-A del lago de la Ciudad de México (Godínez, 2010; Pérez, 1994)

Los sistemas de 2gdl se excitan con una serie de registros de aceleración sintéticos (10 registros) correspondientes a la zona III-a (figura 5) definida en las NTCS-04, que se ubica en la zona del lago de la ciudad de México, y que fueron generados por Pérez (1994) y Godínez (2010), conforme al procedimiento

que se detalla en Godínez *et al.* (2013). En las figuras 5 a 7 se muestran los acelerogramas y sus espectros de respuesta (de aceleraciones y de energía de Fourier).

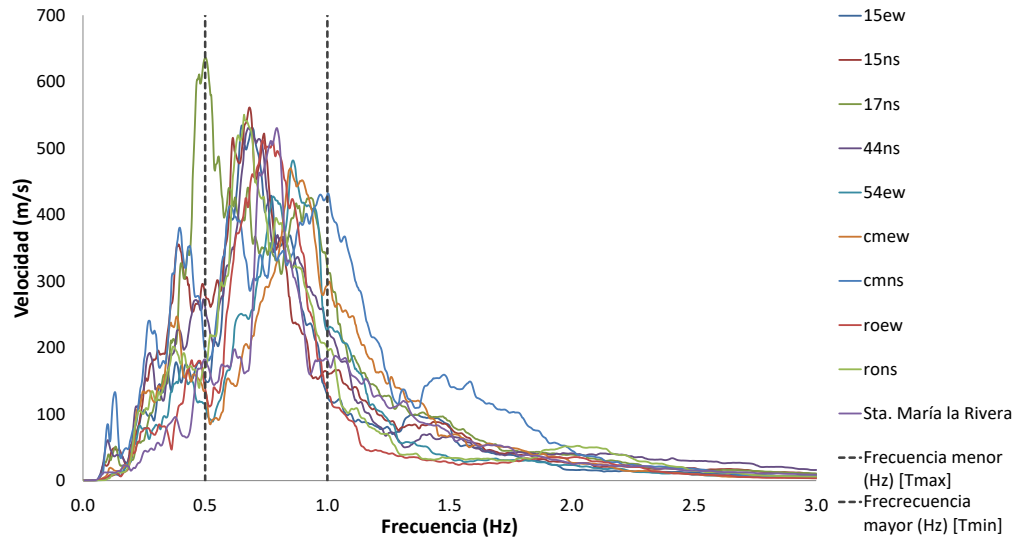


Figura 6. Espectros de energía de Fourier de registros sintéticos

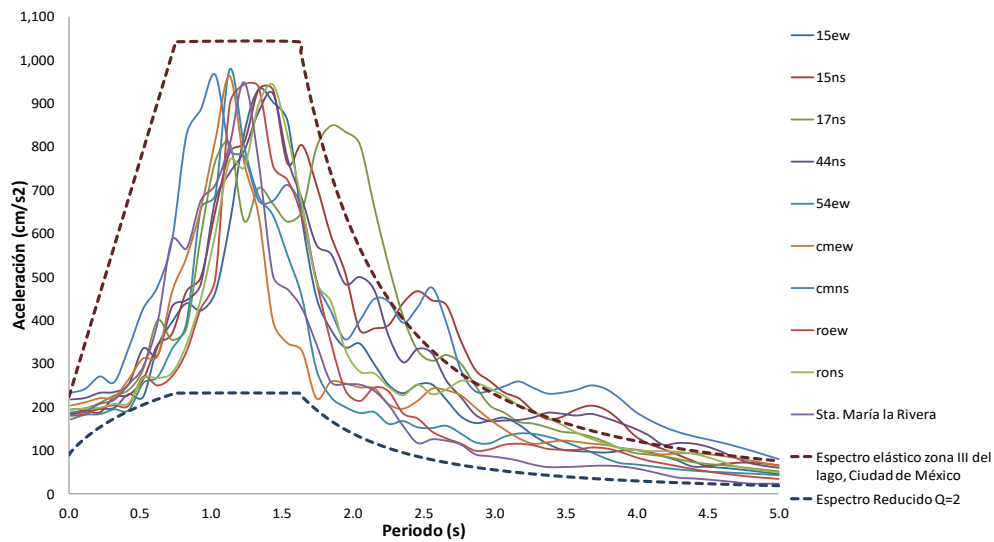


Figura 7. Espectros de respuesta de registros sintético envueltos en espectro de diseño elástico correspondiente a la zona III-a del lago de la ciudad de México, y espectro reducido por un factor de comportamiento sísmico ( $Q=2$ )

### Definición de las propiedades dinámicas de los modelos de 2GDL

Miranda (2005) propuso la ecuación 2 que define la variación del periodo fundamental de vibración de estructuras con piso suave ( $T$ ) con respecto a una estructura regular ( $T_{reg}$ ) en función de la relación de rigideces  $k_1/k_2$ :

$$\frac{T}{T_{reg}} = \frac{1}{-13.62 + 14.6 \left( \frac{k_1}{k_2} \right)^{0.015}} \quad (2)$$

Dado que, lamentablemente, Miranda (2005) no dio más detalles de los modelos con los que definió esta ecuación, se decidió desarrollar una ecuación propia para la obtención de la variación de los periodos de los sistemas de 2gdl para la relación de rigideces entre los dos niveles en estudio, con base en la regresión de una ecuación hiperbólica con un ajuste por mínimos cuadrados. Dado que el contraste de rigideces en entrepisos contiguos ( $k_2/k_1$ ) define la irregularidad por rigidez de la estructura, se modificó la ecuación para obtener una variación en una relación de periodos, teniendo como base el periodo  $T$  de una estructura regular, y considerando como regular a la estructura con relación de rigideces  $k_2/k_1=1$ . Se realizaron alrededor de 7,600 simulaciones en sistemas de 2gdl con distintas relaciones de masas, pesos y rigideces, calculando de esta manera distintos valores de las constantes para la ecuación hiperbólica. Con base en ello, se determinó que el mejor ajuste se obtiene con la ecuación 3 que se propone en este estudio, y que se compara en la figura 8 con la propuesta por Miranda (2005) (ecuación 2):

$$\frac{T}{T_{Reg}} = 0.63205 + \frac{0.32513}{\frac{k_2}{k_1}} \Rightarrow T = \left( 0.63205 + \frac{0.32513}{\frac{k_2}{k_1}} \right) T_{Reg} \Leftrightarrow \frac{k_2}{k_1} = 0.25, 0.50, 0.66, 0.75, \dots, 3.0 \quad (3)$$

donde  $T_{Reg}=T_{fun}$  es el periodo fundamental de vibración elástico de una estructura con regularidad en rigidez ( $k_2/k_1=1.0$ ).

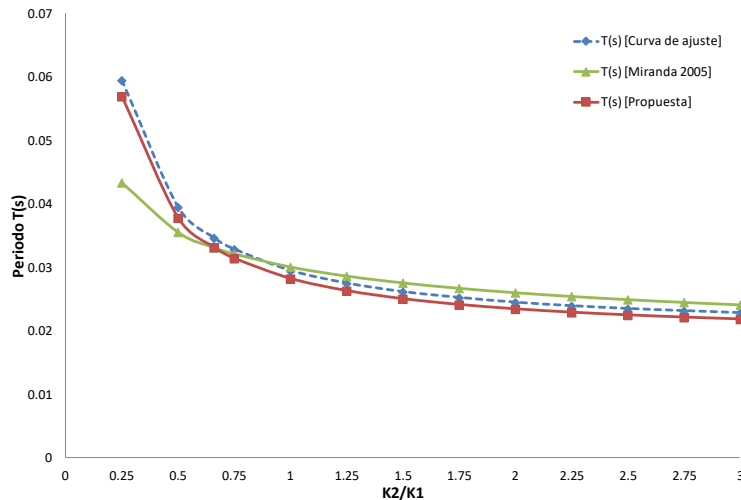


Figura 8. Comparación de ecuaciones para determinar la variación de periodos a partir del periodo fundamental de una estructura regular, con base en la relación de  $k_2/k_1$ . Con línea y símbolos en azul se presentan los datos de calibración, con línea y símbolos verdes la ecuación propuesta por Miranda (2005) y con línea y símbolos en azul la ecuación 3 propuesta

Después, para poder definir los sistemas de 2gdl cuyas propiedades dinámicas tengan relación con el inventario de edificios con piso suave más comunes que se construyen en las colonias ubicadas en la zona III-a (por ejemplo: Condesa, Narvarte, Noche Buena y Nápoles), se decidió considerar edificios de seis y ocho niveles, que son los más representativos (comunes o abundantes) de dicha zona, conforme a los censos de edificios elaborados para la colonia Roma por investigadores de la UAM-A (Juárez, 2014).

Por ello, se construyeron dos modelos regulares de seis y ocho niveles (figura 9), con base en marcos de concreto con muros diafragma en el programa de análisis estructural ETABS. Ambos modelos cuentan con la misma planta tipo, distribución de espacios, alturas de entrepisos y geometría de elementos estructurales.

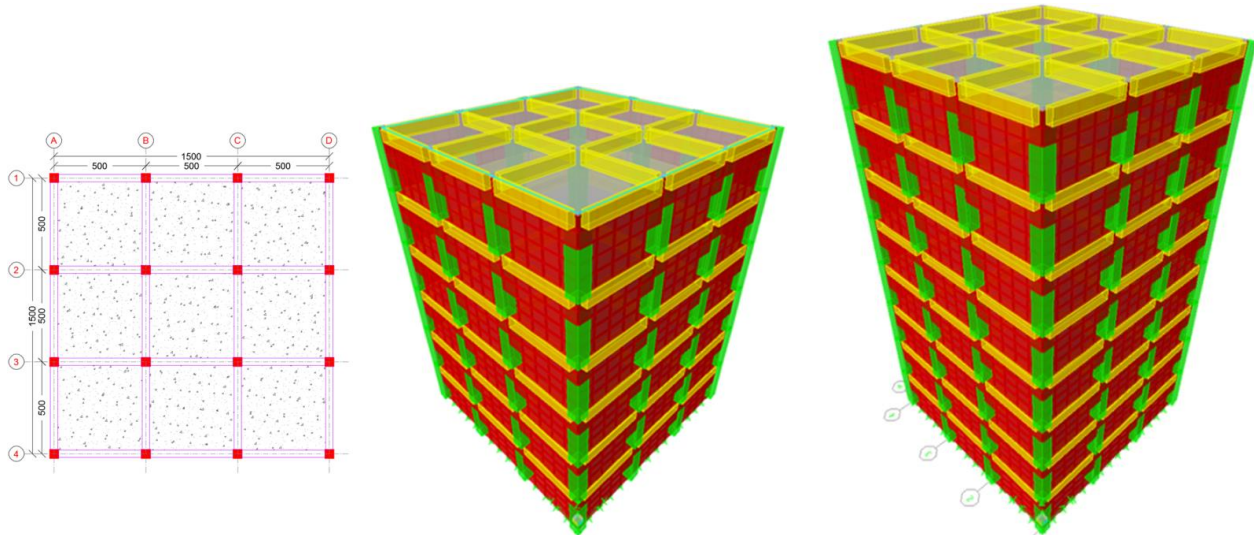


Figura 9. Vistas en planta y tridimensional de los modelos regulares de seis niveles (6N,  $T_{fún}=0.328s$ ) y de ocho niveles (8N,  $T_{fún}=0.452s$ ). Acotaciones en planta en centímetros

Se tomaron como datos los periodos fundamentales y la masa (peso) tipo por nivel de los modelos regulares 6N y 8N conforme a la ecuación 3, suponiendo que la distribución de masa es uniforme ( $m_1=m_2=m$ ), y resolviendo la ecuación característica  $[K]\{\varphi\} = \omega^2[M]\{\varphi\}$  del sistema de dos grados de libertad resultante en función de  $k_1$ , se obtuvo la ecuación 4:

$$k = k_1 = \frac{10.472\pi^2 m}{T_{fún}^2} \quad (4)$$

Teniendo las rigideces de cada sistema de 2gdl cuando es regular, se propuso la variación de las rigideces conservando el valor de  $k_1$  constante con el valor del sistema regular y obteniendo  $k_2$  en una variación de  $k_2/k_1$  de 0.25 en 0.25 en 0.25 hasta 3.0, pasando por la relación de  $k_2/k_1=0.66$ , de tal modo que (ecuación 5):

$$k_2 = nk_1 \Leftrightarrow n = 0.25, 0.50, 0.66, 0.75, \dots, 3.0 \quad (5)$$

Finalmente, se determinó la variación de periodos para los sistemas de 2gdl en estudio con la ecuación 3, las cuales se muestran gráficamente en las figuras 10 y 11, respectivamente.

### Definición de los modelos de 2GDL para análisis no lineales

Teniendo como datos las rigideces ( $k_1$  y  $k_2$ ) y la variación de periodos de los sistemas ( $T$ ), se determinó la masa uniforme ( $m_n=m$ ) para cada relación de rigidez  $n=k_2/k_1$  a partir también de la solución del problema de valores característicos del sistema de dos grados de libertad, por lo que se obtuvo la ecuación 6 para el cálculo de la variación de masas de los sistemas de 2gdl:

$$m_n = \frac{T^2 \left( k_1 + 2k_2 - \sqrt{(k_1 + 2k_2)^2 - 4k_1k_2} \right)}{8\pi^2} \Leftrightarrow n = 0.25, 0.50, 0.66, 0.75, \dots, 3.0 \quad (6)$$

Posteriormente, se calculó un espectro de diseño elástico con base en las ecuaciones presentadas en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo del 2004 (Gobierno del Distrito Federal, 2004), y tomando como periodo de sitio al promedio de los periodos dominantes de los 10 registros de aceleración sintéticos obtenidos de los espectros de Fourier (Figura 6), que resultó ser  $T_s=1.40s$ . Este espectro se redujo con un factor de comportamiento sísmico  $Q=2$ , justificando su uso para el tipo de estructuración más comúnmente construida para los modelos regulares de seis y ocho niveles (marcos de concreto reforzado no dúctiles con muros diafragma). Toda vez definida la variación de periodos para cada sistema de 2gdl, se obtienen del espectro reducido las demandas de pseudoaceleración en los intervalos marcados en la figura 12.

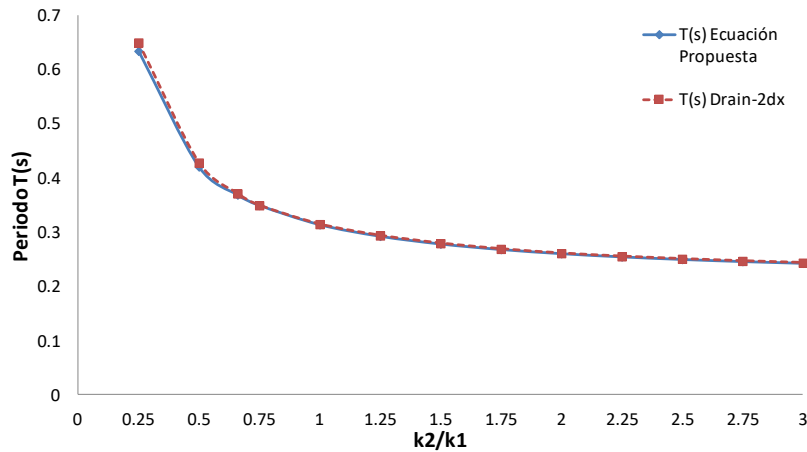


Figura 10. Variación de periodos del modelo 6N con la ecuación 3 ( $T_{fim}=0.328s$ ), comparada con la variación obtenida en Drain-2dx

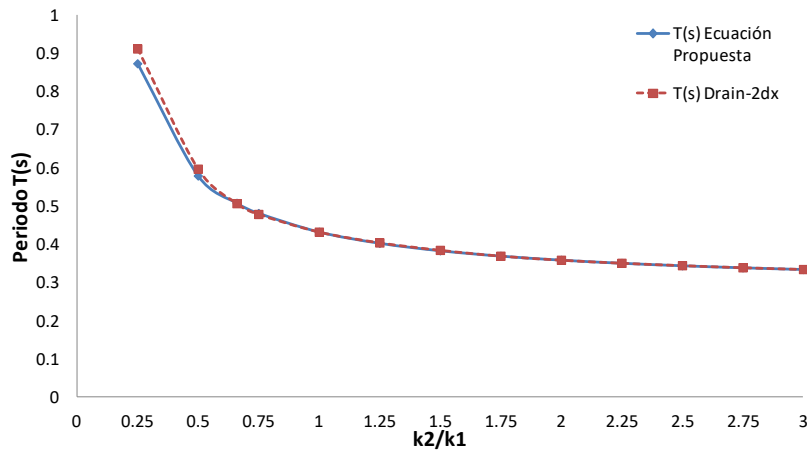


Figura 11. Variación de periodos del modelo 8N con la ecuación 3 ( $T_{fim}=0.452s$ ), comparada con la variación obtenida en Drain-2dx

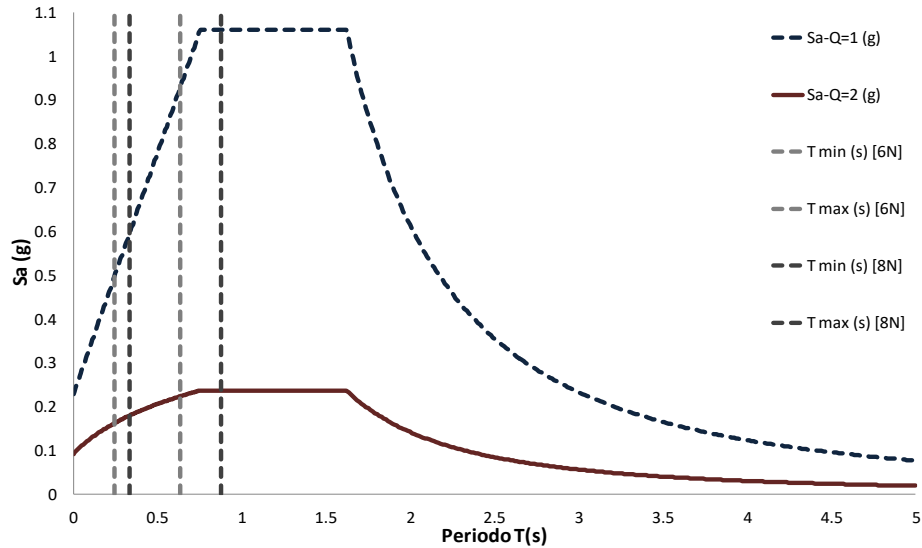


Figura 12. Intervalos de periodos y pseudoaceleraciones para los modelos 6N y 8N en los espectros de diseño correspondientes a la zona III-a del lago de la Ciudad de México

Con estos intervalos de pseudoaceleraciones, se calcularon los cortantes de cedencia para cada entrepiso de cada sistema de 2gdl en función de sus masas (pesos). Entonces, para cada relación de rigideces  $k_2/k_1$  (0.25, 0.5, 0.66, 0.75, 1.0, 1.25, 1.5, 1.75, 2.0, 2.25, 2.5, 2.75 y 3.0) y para cada relación de cortantes  $V_2/V_1$  (0.25, 0.5, 0.66, 0.75, 1.0, 1.25, 1.5, 1.75, 2.0, 2.25, 2.5, 2.75 y 3.0), se generaron los archivos de entrada para el programa Drain-2dx (Prakash, *et al.* 1992) conforme se detalla en Hernández (2016), lo que da un total de 338 modelos. Antes de realizar cualquier simulación, primero se revisó que la variación de periodos fuera la adecuada comparando los obtenidos mediante la ecuación 3 propuesta y los definidos con el Drain-2dx, como se muestra también en las figuras 10 y 11. Se observa de ambas gráficas que sólo en las dos primeras relaciones de rigidez  $k_2/k_1=0.25$  y  $k_2/k_1=0.5$ , las curvas tienen una pequeña diferencia; sin embargo, no es mayor que el 5%, lo cual se toma como una diferencia razonable.

### Resultados de los análisis dinámicos no lineales de los sistemas de 2GDL considerando comportamiento histerético elasto-plástico perfecto

Se realizaron análisis paso a paso para cada registro de aceleración, haciendo un aproximado de 3,380 modelos de análisis con sus distintas propiedades. A partir de los análisis paso a paso se determinaron los desplazamientos de entrepiso máximos, distorsiones de entrepiso máximas, demandas máximas de ductilidad de cada entrepiso y demandas máximas de ductilidad global. En este trabajo se presentan los resultados sólo de las demandas máximas de ductilidad, dado que son las más representativas tanto para evaluar la severidad del piso débil o suave como para valorar si las demandas máximas globales están en límites razonables considerados por los reglamentos de diseño sísmico vigentes en México y, con base en ello, definir entonces las relaciones de rigideces y resistencia lateral donde se amplifica en exceso o se previene (controla razonablemente) este posible mecanismo.

#### Demandas máximas de ductilidad global y de entrepiso

En las figuras 13 a 18 se presentan las curvas correspondientes a la media aritmética de las demandas máximas de ductilidad de los análisis paso a paso con los 10 registros de aceleración sintéticos en los sistemas de 2gdl que representan el modelo de seis niveles (6N), cuando se fija la relación de los cortantes resistentes en entrepisos contiguos  $V_2/V_1$ . En el eje de las abscisas se ubican las relaciones de

rigideces  $k_2/k_1$ , mientras que en el eje de las ordenadas se identifica la demanda máxima de ductilidad  $\mu$  (promedio de los 10 registros), ya sea global (cortante basal vs distorsión promedio entre la azotea y la base) o para cada entrepiso. Primero, en la figura 13, se presentan las demandas máximas de ductilidad global comparadas con una ductilidad  $\mu=2$ , que corresponde a la ductilidad máxima que desarrollaría el sistema, según las NTCS-04, correspondiente al valor del factor de comportamiento sísmico  $Q$  con el que se redujo el espectro de diseño ( $Q=2$ ) y que está directamente relacionado con la ductilidad global desarrollada por la estructura ( $\mu \approx Q$ ).

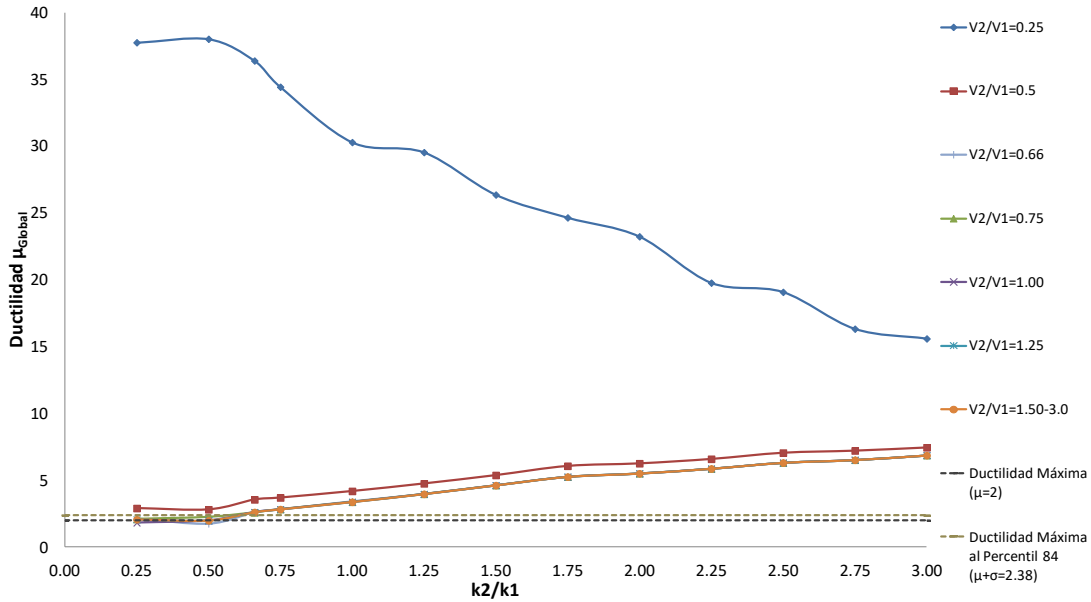


Figura 13. Demandas de ductilidad global vs. relación de rigideces, curvas envolventes de los análisis con los 10 registros sintéticos, modelo 6N

Se observa claramente en la figura 13 en la curva cuando  $V_2/V_1=0.25$ , que esta relación induce a un colapso del sistema por un mecanismo de piso suave, presentando muy altas demandas de ductilidad en todas sus relaciones de rigideces y superando por mucho la ductilidad máxima de  $\mu=2$ . Debido a que esta curva absorbe gran parte del área de gráfico, no permite una mejor apreciación del resto de las curvas. Entonces, se presentan en la figura 14 las curvas de demanda global cuando  $V_2/V_1 \geq 0.50$ . Asimismo, se presentan en la figura 15 las curvas correspondientes al modelo 8N, también sin la relación  $V_2/V_1=0.25$ , presentándose de igual manera un colapso teórico en ese modelo con esta relación. Se observa en los figuras 14 y 15 otra línea punteada que corresponde a la ductilidad permisible en el percentil 84. Este límite de comparación se propone considerando que  $\mu$  es el valor medio de resultados obtenidos de una serie de análisis realizados en sistemas de 1gdl, que influye en el desarrollo de la estructura desde el diseño con el uso de los coeficientes de comportamiento sísmico  $Q$ , y suponiendo una aplicación de factores de seguridad y sobrerresistencia sobre dicho diseño, en una estructura. Sin embargo, hasta este momento en este estudio no se ha realizado el diseño (riguroso) de los sistemas de 2gdl utilizados, ni aplicado algún tipo de factor como los antes mencionados. Por lo tanto, se propone el uso de este límite al percentil 84 que representa una media más una desviación estándar, es decir (ecuación 7):

$$\bar{\mu} = \mu + \sigma = \mu \left( \frac{1}{0.84} \right) = 2(1.19) = 2.38 \quad (7)$$



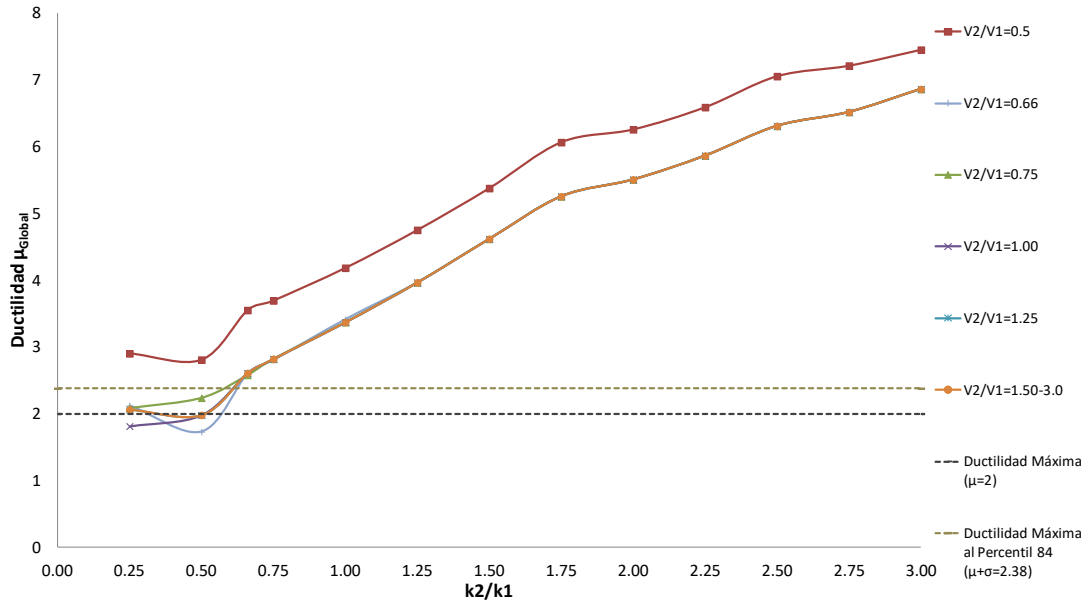


Figura 14. Demandas de ductilidad global vs. relación de rigideces, curvas envolventes de los análisis con los 10 registros sintéticos, modelo 6N. Sin la relación  $V_2/V_1=0.25$

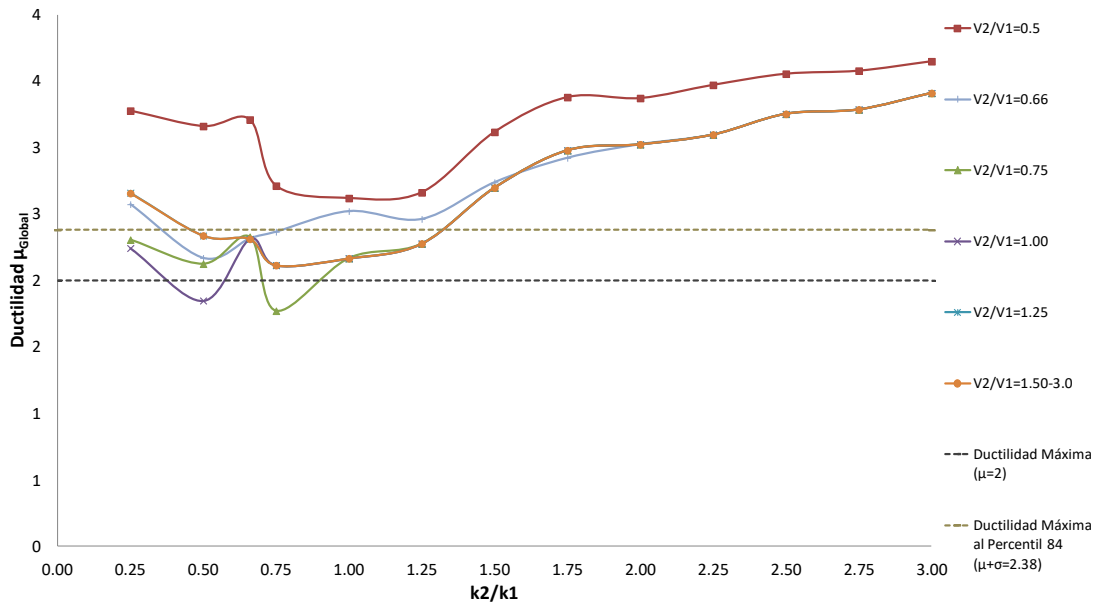


Figura 15. Demandas de ductilidad global vs. relación de rigideces, curvas envolventes de los análisis con los 10 registros sintéticos, modelo 8N. Sin la relación  $V_2/V_1=0.25$

Entonces, comparando las curvas de la figura 14 con las ductilidades permisibles  $\mu=2$  y  $\mu=2.38$ , se observa que la única relación de rigideces que presenta valores por debajo de los permisibles es  $k_2/k_1=0.50$  en relaciones de cortantes  $V_2/V_1 \geq 0.66$ . La relación  $V_2/V_1=0.50$  presentan en todas las relaciones de rigideces demandas por arriba de las permisibles, similar ocurre con las relaciones  $V_2/V_1 \geq 0.66$  en  $k_2/k_1 \geq 0.66$ . En la figura 15, correspondiente al modelo 8N, se muestra un intervalo más amplio de relaciones tanto de rigideces como de cortantes que presentan demandas de ductilidad menores a las permisibles. Ésto se observa en las relaciones  $V_2/V_1 \geq 0.75$  en  $0.50 \leq k_2/k_1 \leq 1.25$  y  $V_2/V_1=0.66$  en  $k_2/k_1 \leq 0.66$ , con demandas mayores a las permisibles fuera de estas relaciones. Cabe señalar que aunque las demandas

en la relación  $k_2/k_1=0.25$  son también menores a las permisibles en casi todas las relaciones de cortantes, también se observó en las curvas de histéresis correspondientes a esta relación de rigideces (mostrando algunas en la figura 16) que el sistema presenta una clara inestabilidad en su comportamiento, por lo cual se decidió no seguir graficando esta relación por estar claramente definido un colapso teórico (demandas de ductilidad que no pueden ser desarrolladas por el sistema estructural en estudio).

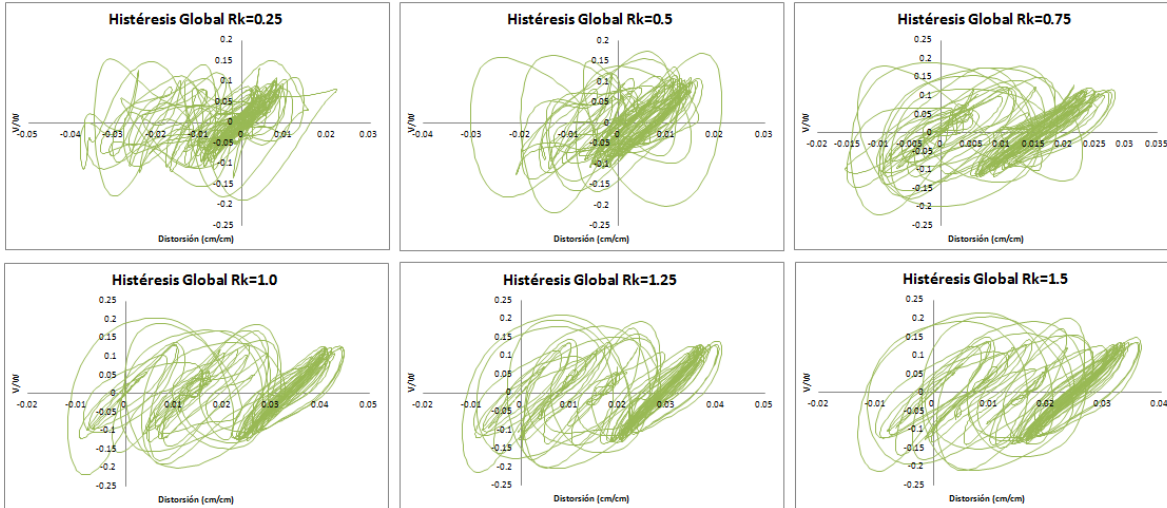


Figura 16. Algunas curvas de histéresis globales para la relación de cortantes  $V_2/V_1=0.25$  ante la acción del registro de aceleración 15ew

Ahora, para observar la posible presencia de un piso suave en cualquiera de ambos niveles del sistema de 2gdl, se presentan en las figuras 17 a 19 las curvas normalizadas con respecto a la demanda de ductilidad cuando el sistema es regular en rigidez, es decir, cuando  $k_2/k_1=1.0$  (todas éstas del modelo 6N), donde se proponen los siguientes límites:

- 1) Si  $\mu/\mu_{reg} < 1.0$ , el entrepiso presenta una demanda menor a la del sistema regular;
- 2) Si  $\mu/\mu_{reg} = 1.0$ , el entrepiso presenta un comportamiento similar al del sistema regular;
- 3) Si  $1.0 < \mu/\mu_{reg} \leq 1.5$ , el entrepiso presenta un comportamiento catalogado como regular;
- 4) Si  $1.5 < \mu/\mu_{reg} \leq 2.0$ , el entrepiso presenta una clara condición de piso suave; y
- 5) Si  $\mu/\mu_{reg} > 2.0$ , el entrepiso presenta una fuerte condición de piso suave.

Las líneas punteadas en las figuras 17 a 19 representan los límites propuestos en los incisos arriba mostrados, así como líneas de referencia en  $k_2/k_1=\mu/\mu_{reg}=1.0$ , donde se intersecan las curvas, comprobando su normalización por la demanda de ductilidad en la regularidad de rigideces. Entonces, en la figura 17, correspondiente a las curvas de la relación  $V_2/V_1=0.25$ , se aprecia a primera estancia que en las curvas obtenidas para ambos niveles (piso 1 y piso 2) se presentan demandas dentro del intervalo donde el sistema tiene un comportamiento de estructura regular para las relaciones de  $0.50 \leq k_2/k_1 \leq 1.75$ . Sin embargo, fue en esta misma relación de cortantes donde el sistema presenta un colapso teórico por un fragante piso suave en el segundo nivel (figura 13).

En la figura 18, que corresponde a las curvas cuando  $V_2/V_1=0.50$ , el sistema presenta un comportamiento equilibrado en inelasticidad, sin la dominación de alguno de los niveles encaminado a algún mecanismo de piso suave. Sin embargo, esta curva analizada desde las demandas de ductilidad

global supera la demanda permisible (figura 14), lo que no es deseable estructuralmente. Es a partir de la relación  $V_2/V_1=0.66$  (figura 19) que las mayores demandas de ductilidad se presentan en el primer nivel; sin embargo, en ambos niveles, las curvas normalizadas muestran comportamientos de estructura regular en las relaciones  $k_2/k_1 \geq 0.50$ . Asimismo, a partir también de esta relación de cortantes, el segundo nivel presenta un comportamiento elástico en las relaciones  $k_2/k_1 \geq 0.50$ , mientras que el primer nivel absorbe los mayores desplazamientos. Se observaron resultados similares en las curvas normalizadas correspondientes al modelo 8N (no mostradas). Cabe mencionar que a partir de la relación  $V_2/V_1=1.25$ , todas las curvas son iguales, presentando las mismas demandas en todas sus relaciones de rigideces.

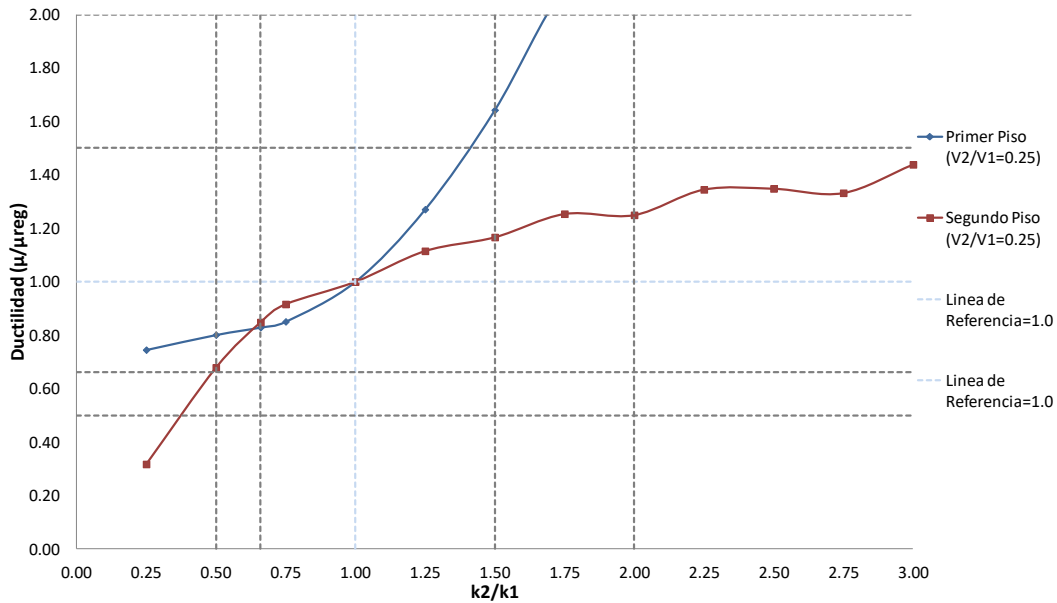


Figura 17. Comparación de curvas envolventes normalizadas de las demandas de ductilidad de los dos niveles de los sistemas de 2gdl representando el modelo 6N, cuando  $V_2/V_1=0.25$

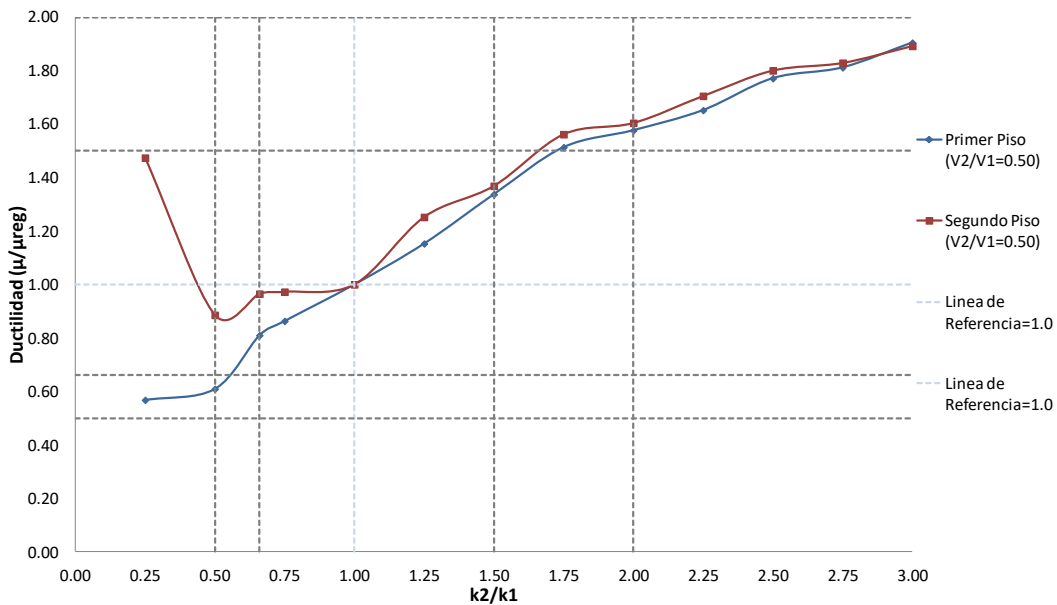


Figura 18. Comparación de curvas envolventes normalizadas de las demandas de ductilidad de los dos niveles de los sistemas de 2gdl representando el modelo 6N, cuando  $V_2/V_1=0.50$

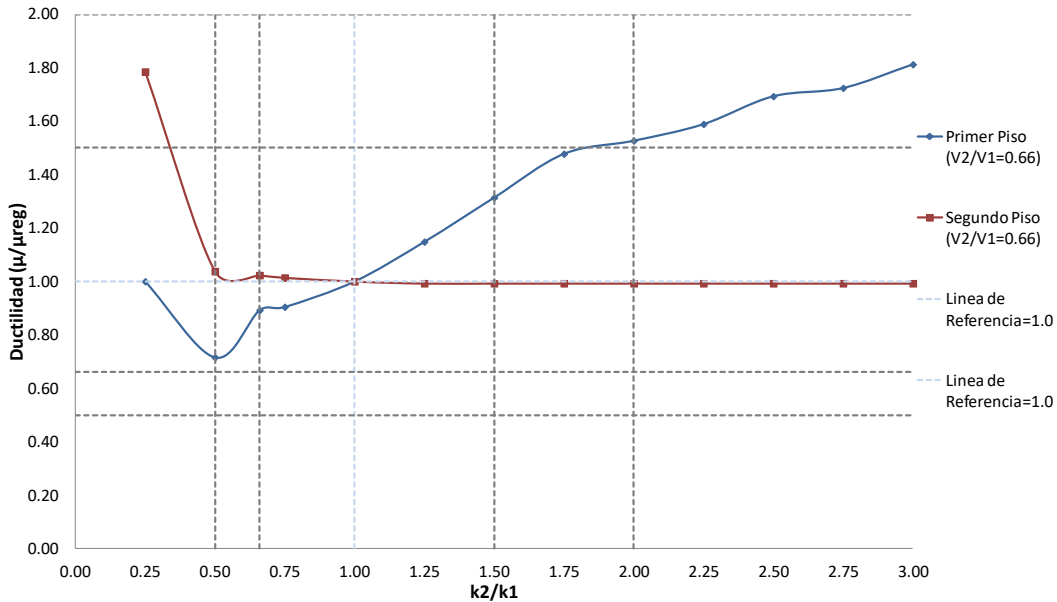


Figura 19. Comparación de curvas envolventes normalizadas de las demandas de ductilidad de los dos niveles de los sistemas de 2gdl representando el modelo 6N, cuando  $V_2/V_1=0.66$

### ESTUDIO PARAMÉTRICO DE MODELOS DE DOS GRADOS DE LIBERTAD (2GDL) BAJO EXCITACIÓN SÍSMICA CON VARIACIÓN DE RELACIONES $K_2/K_1$ Y $V_2/V_1$ EN FUNCIÓN DE LA REDUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO

Actualmente, tanto en las Normas Técnicas Complementarias de diseño por Sismo del 2004 (Gobierno del Distrito Federal, 2004) como en el Manual de Obras Civiles de Diseño por Sismo de 2008 y 2015 de la Comisión Federal de Electricidad (Comisión Federal de Electricidad, 2015), se estipula que ningún entrepiso dentro de una estructura debe deferir en más del 50% tanto en rigidez como en resistencia lateral con respecto a su entrepiso inmediato inferior, para que esta estructura pueda ser considerada regular (ecuación 1). Fuera de estos límites, la estructura es considerada como irregular, y encaminaría a un posible desarrollo de piso suave. En este caso, los mismos códigos antes mencionados reportan y proponen factores para modificar el diseño de estas estructuras irregulares y presentar un comportamiento similar al de una estructura regular. Estos factores de corrección, denominados en este trabajo como  $\alpha$ , modifican el espectro de diseño para obtener demandas de pseudoaceleración mayores que repercuten en el diseño de los elementos estructurales; estos factores son los siguientes:

$$S'_{a\alpha} = \frac{S'_a}{\alpha} \begin{cases} \frac{k_{n+1}}{k_n} \leq 1.5 \wedge \frac{RV_{n+1}}{RV_n} \leq 1.5 \rightarrow \alpha = 1.0 \text{ (estructura regular)} \\ 1.5 < \frac{k_{n+1}}{k_n} \leq 2.0 \vee 1.5 < \frac{RV_{n+1}}{RV_n} \leq 2.0 \rightarrow \alpha = 0.8 \text{ (estructura irregular)} \\ \frac{k_{n+1}}{k_n} > 2.0 \vee \frac{RV_{n+1}}{RV_n} > 2.0 \rightarrow \alpha = 0.7 \text{ (estructura fuertemente irregular)} \end{cases} \quad (8)$$

En esta investigación se están analizando relaciones de rigidez y de resistencia lateral que consideran que el piso suave puede encontrarse en el primer o segundo nivel de los sistemas de 2gdl. Por esta razón, se propone que los límites para considerar un piso suave tomen en cuenta ambos niveles, recomendando valores inversos como:

$$S'_{a\alpha} = \frac{S'_a}{\alpha} \begin{cases} 0.66 \leq \frac{k_{n+1}}{k_n} \leq 1.5 \wedge 0.66 \leq \frac{RV_{n+1}}{RV_n} \leq 1.5 \rightarrow \alpha = 1.0 \\ 1.5 < \frac{k_{n+1}}{k_n} \leq 2.0 \vee 1.5 < \frac{RV_{n+1}}{RV_n} \leq 2.0 \vee 0.66 > \frac{k_{n+1}}{k_n} \geq 0.5 \vee 0.66 > \frac{RV_{n+1}}{RV_n} \geq 0.5 \rightarrow \alpha = 0.8 \\ \frac{k_{n+1}}{k_n} > 2.0 \vee \frac{RV_{n+1}}{RV_n} > 2.0 \vee \frac{k_{n+1}}{k_n} < 0.5 \vee \frac{RV_{n+1}}{RV_n} < 0.5 \rightarrow \alpha = 0.7 \end{cases} \quad (9)$$

En las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F. de 1987 (Normas Técnicas Complementarias al RCDF-1987), en su apartado de Diseño por Sismo, se estipula por primera vez un factor de corrección por irregularidad, el cual se propone de 0.8 en caso de no cumplir con alguna de las condiciones para concebir a una estructura como regular. Con el fin de comparar los cambios en la respuesta del sistema de 2gdl considerando las propuestas hechas en los códigos mexicanos para la corrección en el diseño de estructuras irregulares por piso suave, se obtuvieron las pseudoaceleraciones corrigiendo el espectro de diseño por los factores mencionados en las normas de 1987, 2004, 2008 y 2015. En la figura 20 se muestran los espectros corregidos por estos factores y los intervalos de periodos para los modelos 6N y 8N.

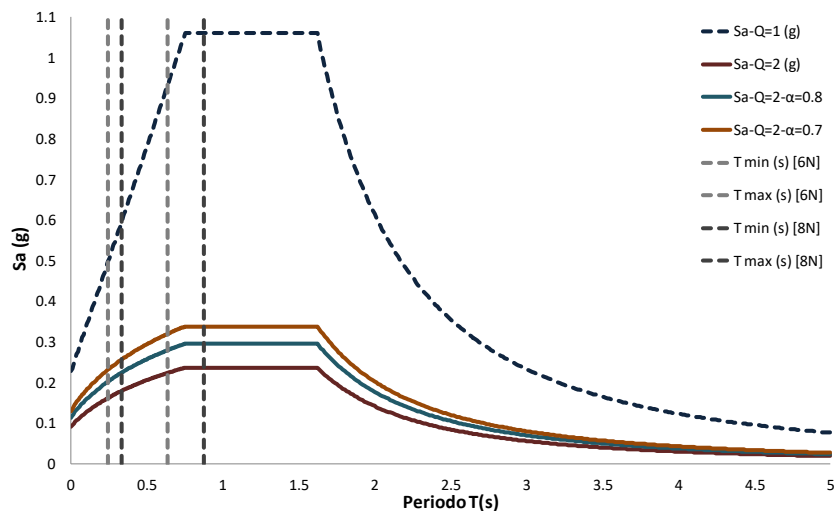


Figura 20. Espectros de diseño correspondientes a la zona III-a del lago de la Ciudad de México modificados por los factores  $\alpha$ ; intervalos de periodos y pseudoaceleraciones para los modelos 6N y 8N

Para analizar los cambios en la respuesta de los sistemas por la aplicación de estos factores de corrección por irregularidad, se presentan en las figuras 21 a 27 curvas correspondientes a los modelos 6N y 8N, de las cuales se obtienen los siguientes resultados.

Primeramente se muestran las demandas máximas de ductilidad de los modelos 8N comparadas con las permisibles  $\mu=2$  y  $\mu=2.38$  al percentil 84 (figuras 21 y 22), donde se observa que, exceptuando las curvas  $V_2/V_1=0.50$  en  $k_2/k_1 \leq 1.50$  y  $V_2/V_1=0.66$  en  $1.0 \leq k_2/k_1 \leq 1.50$ , todas las curvas y demás relaciones de

rigideces presentan demandas menores a las permisibles. Asimismo, a diferencia de las demandas del modelo 6N (figuras 23 y 24), las relaciones en el intervalo que define una estructura regular (salvo la relación  $k_2/k_1=1.50$ ), también aparecen debajo de las ductilidades máximas.

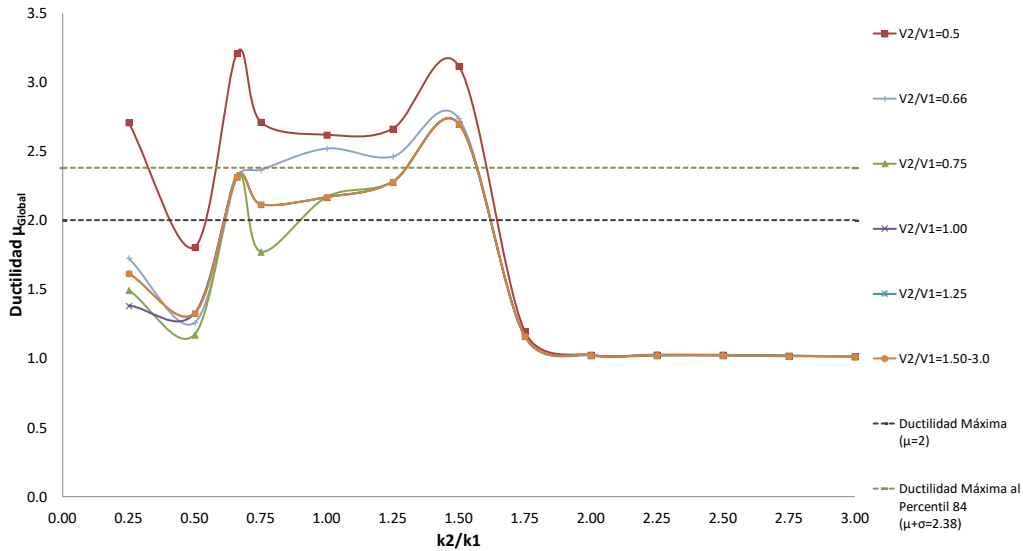


Figura 21. Curvas envolventes de ductilidad global vs. relación de rigideces de los sistemas de 2gdl representando el modelo 8N, considerando el factor de corrección por irregularidad  $\alpha=0.7$

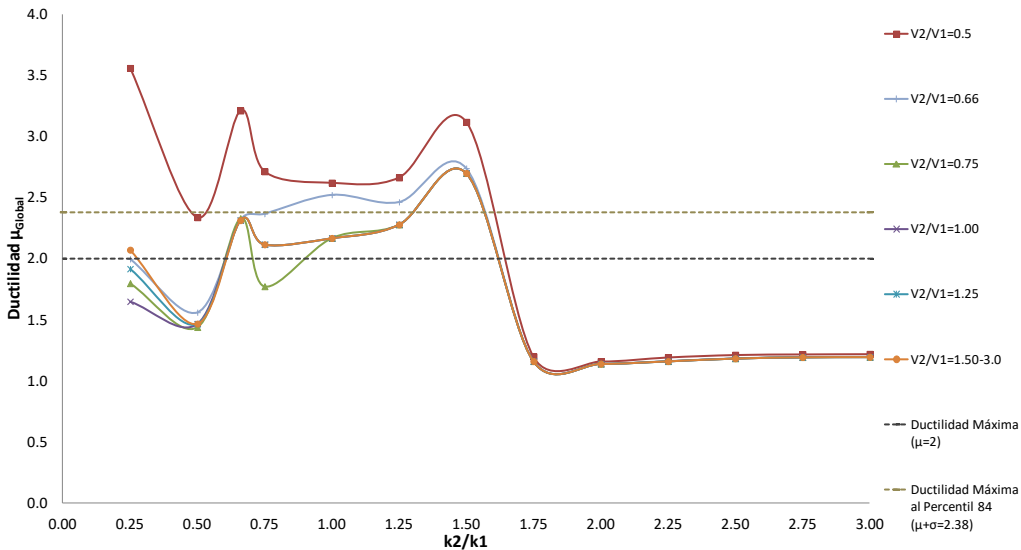


Figura 22. Curvas envolventes de ductilidad global vs. relación de rigideces de los sistemas de 2gdl representando el modelo 8N, considerando el factor de corrección por irregularidad  $\alpha=0.8$

En las curvas correspondientes a las demandas de ductilidad global del modelo 6N (figuras 23 y 24), se observa que para todas las relaciones de cortantes  $V_2/V_1$ , se presentan demandas por debajo de la permisible  $\mu=2$ , en las relaciones  $k_2/k_1 \leq 0.50$  y  $k_2/k_1 \geq 1.75$ , exceptuando  $k_2/k_1=0.25$  en la relación  $V_2/V_1=0.50$  con una demanda mayor a la permisible de  $\mu=2.38$  cuando se aplica el factor de corrección de  $\alpha=0.8$ . Sin embargo, también se observa que para todas las relaciones de  $V_2/V_1$ , en las relaciones de rigideces que definen una estructura regular, se presentan demandas muchos mayores a las permisibles.

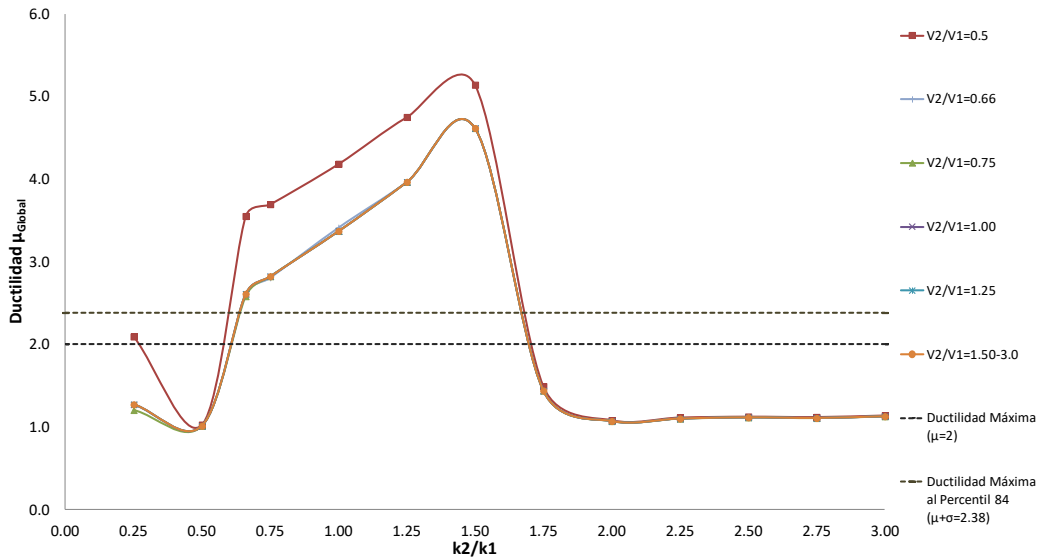


Figura 23. Curvas envolventes de ductilidad global vs. relación de rigideces de los sistemas de 2gdl representando el modelo 6N, considerando el factor de corrección por irregularidad  $\alpha=0.7$

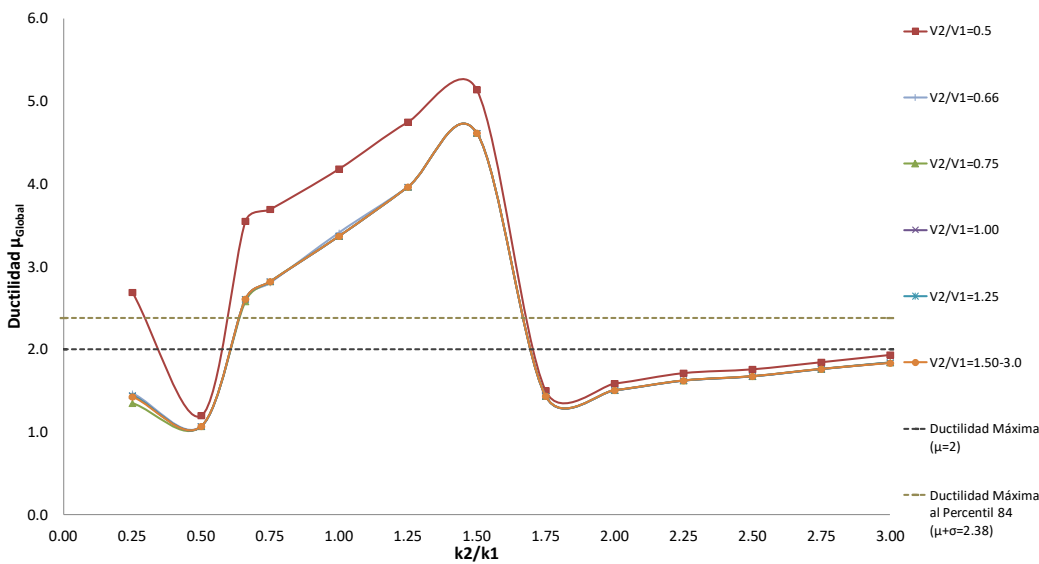


Figura 24. Curvas envolventes de ductilidad global vs. relación de rigideces de los sistemas de 2gdl representando el modelo 6N, considerando el factor de corrección por irregularidad  $\alpha=0.8$

Lo anterior supone que el modelo 8N, al tener mayor altura, presenta una mayor flexibilidad que combinada con un buen balance de resistencias laterales y rigideces, resulta beneficioso para estructuras de estas características en la zona III-a del Valle de México. Ahora bien, si comparamos ambas figuras desde el tipo de factor de corrección aplicado, se observa que las demandas en las curvas con el factor de 0.7 son ligeramente menores a las curvas con factor de 0.8. La mayor diferencia se presenta en las relaciones  $V_2/V_1=0.50$  en  $k_2/k_1 \leq 0.50$  y en todas las relaciones de cortantes en  $k_2/k_1 \geq 2.50$ , donde se observa que el factor correctivo  $\alpha=0.7$  protege mejor al sistema donde presenta mayor contraste de rigideces. Las figuras 21 a 24 omiten la relación  $V_2/V_1=0.25$  porque, a pesar de la aplicación de estos factores de corrección, continuó presentándose un colapso teórico por un fragante piso suave en el según nivel.



Para observar la posible presencia de un piso suave en cualquiera de ambos niveles del sistema de 2gdl, se presentan en las figuras 25 a 27 curvas normalizadas con respecto a la demanda de ductilidad cuando el sistema es regular en rigidez, es decir, cuando  $k_2/k_1=1.0$ ; todas éstas del modelo 8N.

De manera general se observa en las figuras 25 a 27 que, cuando el sistema tiene una relación  $V_2/V_1=0.50$ , las respuestas en ambos niveles son similares y dentro de los límites de un comportamiento equilibrado en inelasticidad, pero con demandas globales de ductilidad superiores a las permisibles. A partir de la relación  $V_2/V_1=0.66$  se hace más notorio el cambio en la respuesta del sistema por la aplicación de factores correctivos, así como la diferencia de demandas entre ambos niveles. Haciendo una comparación entre las curvas de las relaciones  $V_2/V_1=0.66$  y  $V_2/V_1=1.0$ , se observa que en las relaciones  $k_2/k_1 \geq 0.50$  los resultados son similares, con sus demandas dentro de los límites de y menores a una estructura regular.

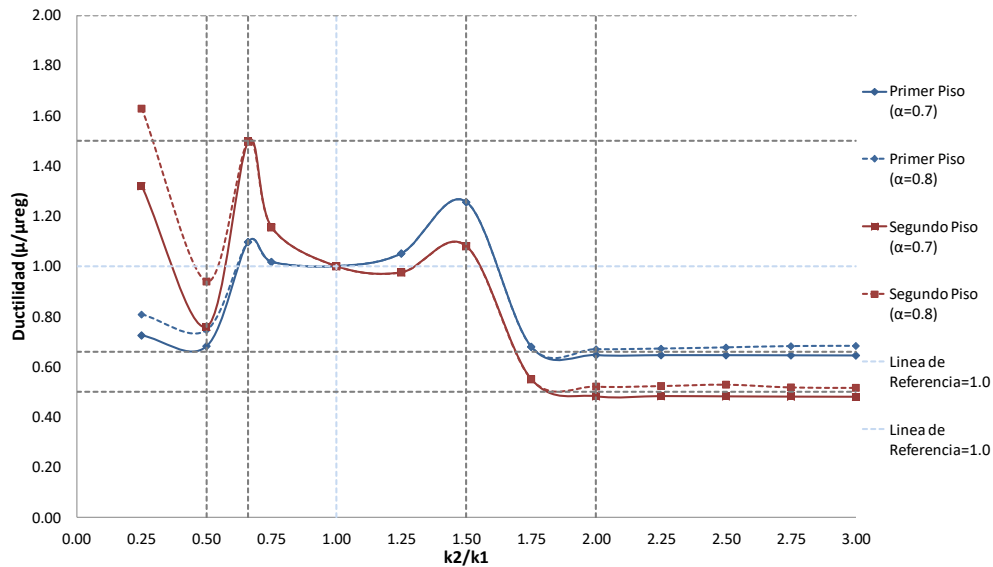


Figura 25. Comparación de curvas envolventes normalizadas, de las demandas de ductilidad de los dos niveles de los sistemas de 2gdl representando el modelo 8N, usando factores de corrección por irregularidad  $\alpha=0.7$  y  $\alpha=0.8$ , cuando  $V_2/V_1=0.50$

Si se comparan las curvas según el tipo de factor de corrección aplicado (0.7 o 0.8), se observa que las mayores diferencias se presentan en relaciones de rigideces  $k_2/k_1 \leq 0.50$  en todas las relaciones de cortantes, donde las curvas con factor de corrección de  $\alpha=0.7$  presentan demandas normalizadas menores que las corregidas con  $\alpha=0.8$ . En relaciones de rigideces  $k_2/k_1 \geq 2.0$  también se presentan diferencias de demandas normalizadas entre los dos factores de reducción, principalmente en el primer nivel del sistema, pero ligeramente menores.

Con esto se concluye que el uso de un factor de corrección  $\alpha=0.8$  en la zona III-a del Valle de México parece ser el mínimo necesario para modificar satisfactoriamente la respuesta del sistema, evitando el posible desarrollo de un piso suave, mientras que el factor de  $\alpha=0.7$  protege de mejor manera al sistema donde se presenta un marcado contraste de rigideces, sobre todo en relaciones  $k_2/k_1 \leq 0.50$ , aunque no es suficiente para relaciones  $k_2/k_1 \leq 0.25$ , donde un posible piso suave en alguno de ambos niveles del sistema podría presentarse aun con esta corrección, y sobre todo para  $V_2/V_1=0.25$ , donde se requerirían de reducciones mayores para evitar un piso suave en niveles superiores.

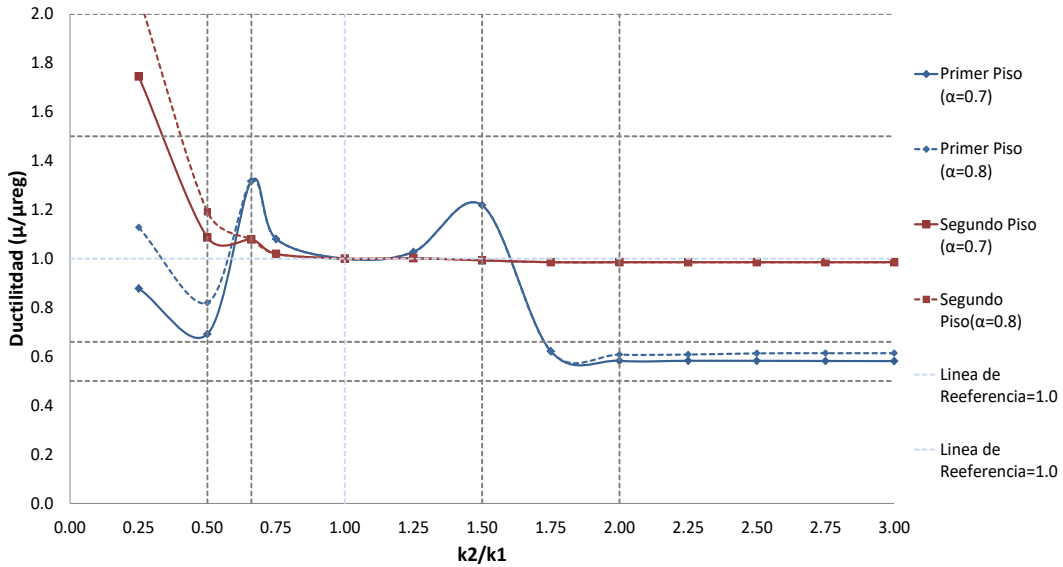


Figura 26. Comparación de curvas envolventes normalizadas, de las demandas de ductilidad de los dos niveles de los sistemas de 2gdl representando el modelo 8N, usando factores de corrección por irregularidad  $\alpha=0.7$  y  $\alpha=0.8$ , cuando  $V_2/V_1=0.66$

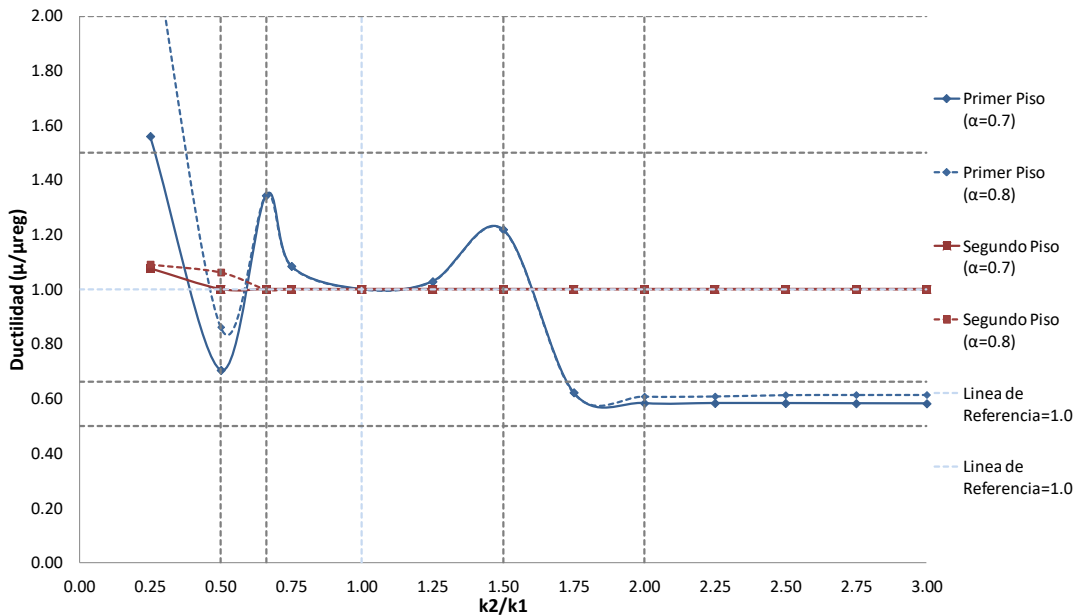


Figura 27. Comparación de curvas envolventes normalizadas, de las demandas de ductilidad de los dos niveles de los sistemas de 2gdl representando el modelo 8N, usando factores de corrección por irregularidad  $\alpha=0.7$  y  $\alpha=0.8$ , cuando  $V_2/V_1=1.0$

### COMENTARIOS FINALES Y CONCLUSIONES

Se realizó un estudio paramétrico utilizando sistemas de 2gdl y variando simultáneamente sus relaciones de rigideces ( $k_2/k_1$ ) y resistencias ( $V_2/V_1$ ) laterales en un intervalo entre 0.25 y 3.0, estudiando así tanto relaciones que exponen al sistema a desarrollar un piso suave o débil como las que definen a un

sistema regular conforme a los lineamientos establecidos en los reglamentos mexicanos de diseño sísmico vigentes (Gobierno del Distrito Federal, 2004 y Comisión Federal de Electricidad, 2015). En dichos reglamentos se definen a las condiciones de regularidad en rigidez y en resistencia cuando las diferencias en rigidez o resistencia de ningún entrepiso difieren en más del 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. Si esto no se cumple, se deben aplicar en el diseño sísmico de las estructuras factores de corrección por irregularidad, que en este estudio identificamos como  $\alpha$ , y que debe tomarse como 0.8 cuando estas relaciones se exceden entre un 50% y 100%, y como 0.7 cuando se exceden en más del doble. En este estudio también se consideró el caso inverso, que es cuando el piso suave ocurre en un entrepiso superior, caso no protegido actualmente por dichas normas. Además, en este trabajo se estudió formalmente el impacto de aplicar los factores de corrección por irregularidad  $\alpha=0.7$  y  $\alpha=0.8$  propuestos en dichos documentos y de esa manera evaluar formalmente qué tan efectivos resultan para controlar la respuesta de una estructura con potencial a desarrollar un piso suave o débil, liderándola a respuestas más regulares.

Se realizaron análisis dinámicos no lineales paso a paso, utilizando 10 registros de aceleración sintéticos correspondientes a la zona III-a del lago de la ciudad de México y asociados al espectro de diseño del Apéndice A de las NTCS-04 del Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal vigente. De los resultados obtenidos, y a partir las curvas envolventes de las respuestas medias que cubren las demandas máximas, se pueden hacer las siguientes observaciones concluyentes.

Del estudio de las curvas y valores correspondientes a las relaciones  $V_2/V_1=0.25$  y  $k_2/k_1=0.25$  se concluye que, para estas relaciones, se presentan colapsos teóricos en los sistemas por la formación de un fragante piso suave o débil en el nivel superior, por lo que se concluye que estas relaciones son muy desfavorables, pues los colapsos teóricos se obtuvieron incluso aplicando factores de corrección por irregularidad  $\alpha=0.8$  y  $\alpha=0.7$ . Se observó que los factores de corrección propuestos para estructuras irregulares  $\alpha=0.8$  y  $\alpha=0.7$  son efectivos para reducir el riesgo a desarrollar un mecanismo de piso suave o débil para movimientos típicos asociados a los espectros de diseño de la zona III-a de las NTCS-04 y que, para esta región, el factor  $\alpha=0.8$  puede ser un mínimo suficiente para modificar satisfactoriamente la respuesta del sistema por irregularidad por piso suave o débil, liderándola a respuestas no lineales máximas dentro de límites razonables.

Del estudio y análisis de todos los resultados de los modelos en estudio, con y sin la aplicación de factores de corrección por irregularidad  $\alpha$ , particularmente los de las demandas máximas de ductilidad del sistema global (y su comparación directa contra la máxima permisible  $\mu=2.38$  al percentil 84), y las curvas normalizadas con respecto al sistema regular, se observa que las respuestas que pueden considerarse como razonablemente regulares están definidas en los siguientes intervalos de rigidez y resistencia, considerando los resultados que cubren a los modelos de seis y ocho niveles, sobre todo cuando no se aplica el factor de corrección  $\alpha$ :

$$0.66 \leq \frac{V_{n+1}}{V_n} \leq 1.50 \wedge 0.66 \leq \frac{k_{n+1}}{k_n} \leq 1.50$$

por lo que éstos son los intervalos de las relaciones de rigidez y resistencia lateral donde los sistemas de seis y ocho niveles presentan respuestas razonablemente regulares, tomando en cuenta que los modelos estudiados tienen un comportamiento elastoplástico perfecto y han sido analizados dinámicamente con características de la zona III-a de lago de la ciudad de México.

Con base en estos resultados, y tomando en cuenta que aún faltaría por estudiar la zona III-b (de mayores demandas sísmicas), con el afán de proteger adecuadamente a un mayor número de estructuras

potencialmente vulnerables, los autores proponen humildemente modificar ligeramente la redacción de las condiciones de regularidad de los reglamentos modelo de México (Gobierno del Distrito Federal, 2004; Comisión Federal de Electricidad, 2015) que previenen la formación de un piso suave o débil, de la siguiente manera:

- La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior o superior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior o superior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Por lo tanto, los resultados obtenidos en este estudio paramétrico permiten concluir que el mecanismo de piso suave o débil se previene o amplifica con una combinación adecuada de las propiedades mecánicas (rigidez y resistencia) de la estructura muy cercana a lo que actualmente proponen los reglamentos de diseño sísmico de México, y que el uso de los factores de corrección propuestos para estructuras irregulares ( $\alpha$ ) en los reglamentos de diseño sísmico de México son efectivos, ya que reducen de manera importante la respuesta inelástica de la estructura y en particular, el riesgo de desarrollar un mecanismo de este tipo. Sin embargo, se requieren hacer más estudios para confirmar lo anterior, considerando otras variables importantes como un comportamiento degradante en rigidez, con la finalidad de estudiar su impacto al compararse con respecto a la respuesta obtenida con sistemas elastoplásticos perfectos. Asimismo, se realizarán análisis en estructuras tridimensionales donde se consideren el comportamiento degradante y los efectos P- $\Delta$ . Estos estudios permitirán corroborar muchos de los resultados aquí presentados y ajustar, en caso necesario, los valores límite de los parámetros  $k_2/k_1$ ,  $V_2/V_1$  y  $\alpha$  en estudio.

### AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece la beca otorgada por CONACyT, que le permitió involucrarse en este proyecto de investigación en el desarrollo de su tesis doctoral.

### REFERENCIAS

- Aguiar, R (2010), “Fallas frecuentes durante los terremotos”, *Revista ESPEctativa*.
- Akita, T y H Kuramoto (2008), “Time history response prediction for multi-story buildings consisting of mixed soft and rigid stories under earthquake motions”, *Memorias, 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, Artículo S15-020, CDROM octubre.
- Arlekar, J N, S K Jain y C V R Murthy (1997), “Seismic response of RC frame buildings with soft first storeys”, *CBRI Golden Jubilee Conference on Nature Hazards in Urban Habitat*, Nueva Delhi, India.
- Arnold C y R Reitherman (1986), *Configuración y diseño sísmico de edificios*, primera edición, editorial Limusa.
- Comisión Federal de Electricidad (2015), *Manual de diseño de obras civiles. Capítulo de diseño por sismo 2015*, Comisión Federal de Electricidad e Instituto de Investigaciones Eléctricas, México.
- Esteva, L (1992), “Nonlinear seismic response of soft-first-story buildings subjected to narrow-band accelerograms”, *Earthquake Spectra*, Vol. 8, No. 3, pp. 373-390
- Fakhouri, M Y y A Igarashi (2011), “Upgrading the seismic performance of soft first story frame structures by isolators with multiple sliding surfaces”, *Memorias, Ninth Pacific Conference on*

*Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Society*, Auckland, Nueva Zelanda, Artículo No. 134, CDROM, abril.

- Fardis, M N, P Negro, S N Bousias y A Colombo (1999), “Seismic design of open-storey infilled RC buildings”, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 3, No. 2, pp. 173-197. DOI: [10.1080/13632469909350344](https://doi.org/10.1080/13632469909350344).
- Fukuyama, H, K Iwuabuchi y H Suwada (2004), “HPFRCC device for structural control of RC buildings with soft story”, *Memorias, 6th RILEM Symposium on Fiber-Reinforced Concretes (FRC) – BEFIB*, pp. 1163-1172, Varenna, Italia, septiembre.
- Gleim, S y U E Dorka (2007), “Earthquake protection for soft storey buildings”, *Memorias, 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures*, Estambul, Turquía, pp. 1-6, CDROM, mayo.
- Gobierno del Distrito Federal (2004), “Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo”, Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- Godínez, E A (2010), “Estudio del comportamiento de marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo chevrón”, *Tesis de Doctorado, Posgrado en Ingeniería Estructural*, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, julio.
- Godínez, E A, L E Pérez y A Tena (2013), “Metodología para la generación de acelerogramas sintéticos”, *Revista Pakbal*, Vol. 12, No. 3, pp. 21-29, agosto.
- Guney, D y E Aydin (2012), “The nonlinear effect of infill walls stiffness to prevent soft story collapse of RC structures”, *The Open Construction and Building Technology Journal*, Vol. 6, pp. 74-80. DOI: [10.2174/1874836801206010074](https://doi.org/10.2174/1874836801206010074)
- Haque, S y K M Amanat (2009), “Strength and drift demand of columns of RC framed building with soft ground story”, *Journal of Civil Engineering*, Vol. 37, No. 2, pp. 99-110.
- Hernández, D A (2016), “Análisis de estructuras propensas a fallar por mecanismo de piso suave”, *Informe Predoctoral, Posgrado en Ingeniería Estructural*, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, marzo.
- Hernández, D A y A Tena (2015), “Análisis paramétrico de modelos estructurales propensos a fallar por piso suave en suelo blando”, *Memorias, XX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Acapulco, Guerrero, CDROM, Artículo VI-04, pp. 1-21, noviembre.
- Hooft, R, S A Mahin y J Lai (2010), “Preliminary study of the strongback system: preventing the soft story mechanism”, <http://peera.berkeley.edu/education/files/2010-Hooft-Paper-FINAL.pdf>.
- Instituto de Ingeniería, UNAM (1985), “La UNAM ante los sismos del 19 de septiembre de 1985”, *Informe Preliminar*, México, octubre.
- Inel, M y H B Ozmen (2008), “Effect of infill walls on soft story behavior in mid-rise RC buildings”, *Memorias, Memorias, 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, Artículo No. 05-01-0279, CDROM octubre.
- Iqbal, A (2006), “Soft first story with seismic isolation system”, *Memorias, NZSEE Conference*, Artículo No. 36.
- Islam, A B M S, M Jameel, S I Ahmed y M Z Jumaat (2011), “Study on corollary of seismic base isolation system on buildings with soft storey”, *International Journal of the Physical Sciences*, Vol. 6, No. 11, pp. 2654-2661, DOI: 10.5897/AJBM10.516.

- Iwabuchi, K, H Fukuyama y H Suwada (2004), “Substructure pseudo dynamic test on RC building with soft story controlled by HPFRCC device”, *Memorias, 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, Artículo No. 752, CDROM, agosto.
- Jean, R y J Cesín (2000), “Recomendaciones para el diseño y construcción de estructuras de mampostería”, *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Guanajuato, CDROM, noviembre.
- Juárez, H (2014). Comunicación personal.
- Ko, D y H Lee (2006), “Shaking table tests on a high-rise RC building model having torsional eccentricity in soft lower storeys”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, pp. 1425-1451.
- Lam, N, J Wilson y K Rodsin (2008), “Collapse modeling of soft-storey buildings”, *Memorias, 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, Artículo S15-006, CDROM octubre.
- Miranda, E (2005), “Aspectos fundamentales de la respuesta sísmica de edificios con entresijos blandos”, *Memorias, 4º Simposio de Ingeniería Estructural*, Veracruz, México, diciembre.
- Miyamoto, H y R Scholl (1996), “Case study: seismic rehabilitation of a non-ductile soft story concrete structure using viscous dampers”, *Memorias, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, Artículo No. 315, CDROM, junio.
- Negro, P y G Verzeletti (1996), “Effect of infills on the global behaviour of R/C frames: energy considerations from pseudodynamic tests”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pp. 753-773.
- Pang, W, E Ziaei y A Filiatrault (2012), “A 3D model for collapse analysis of soft-story light-frames wood bulding”, *Memorias, World Conference on Timber Engineering*, Auckland, Nueva Zelanda, pp. 113-120, julio.
- Pérez, L E (1994). Acelerograma sintético del sitio Santa María La Ribera generado por el Dr. Luis Eduardo Pérez Rocha a solicitud personal de Arturo Tena Colunga.
- Prakash, V, G H Powell y Fillipou (1992), “DRAIN-2DX: base program user guide”, *Reporte No. UBC/SEMM-92/29*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.
- Ruiz, S E y R Diederich (1989), “The seismic performance of buildings with weak first story”, *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 1, pp. 89-102.
- San Bartolomé, A (2010), “El problema del piso blando”, *Boletín Construcción Integral corporación Aceros Arequipa S.A*, Ed. 10.
- Tena, A (2001), “Evaluación sísmica de la condición de irregularidad por piso suave de estructuras mixtas diseñadas conforme al RCDF-93”, *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Jalisco, CDROM, noviembre.
- Tena, A (2010), “Irregularidad estructural y su efecto en la respuesta sísmica de edificios”, *Memorias, V Congreso Iberoamericano de Ingeniería Civil*, Mérida, Venezuela, CD-ROM, pp. 1-57, noviembre.
- Tena-Colunga, A (2010) “Review of the soft first story irregularity condition of buildings for seismic design”, *The Open Civil Engineering Journal*, Vol. 4, pp. 1-15, [DOI: 10.2174/1874149501004010001](https://doi.org/10.2174/1874149501004010001).
- Valmundsson, E V y J M Nau (1997), “Seismic response of building frames with vertical structural irregularities”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 1, pp. 30-41.