

# INCREMENT OF THE RISK TO DEVELOP A SOFT STORY CONDITION IN MEDIUM RISE BUILDINGS BY IGNORING SOIL-STRUCTURE INTERACTION EFFECTS

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

<sup>(1)</sup> Director de Proyecto, DAGGFRA Consultoría Estructural y Proyectos Integrales, Castellón #317, 45645, Jalisco, México. Correo electrónico: [daniel.hernandez@daggfra.com](mailto:daniel.hernandez@daggfra.com)

<sup>(2)</sup> Profesor, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Av. San Pablo # 180, 02200 Ciudad de México, México. Correo electrónico: [atc@correo.azc.uam.mx](mailto:atc@correo.azc.uam.mx)

Received: October 2021. Accepted: May 2022. Published: June 2022

## ABSTRACT

When a structure is founded in soft soils it is mandatory to include soil-structure interaction (SSI) effects. Otherwise, important design forces and displacement might be overlooked. If in addition the structure has the potential to develop a soft or weak story, the risk might considerably increase. A parametric study was conducted to obtain the dynamic response of simplified mathematical models representing real structures of six and eight stories, considering soil-structure interaction (SSI) effects for soft soils (seismic zone III-a of Mexico City), and using strength and stiffness balanced configurations between the first story and second story to represent plausible weak and soft story failure scenarios in one of both analyzed stories. Likewise, it is presented one way to include satisfactorily SSI parameters according to the proposed method established in the seismic guidelines of Mexico City since 1995, in particular those of the most recent building codes (2004 and 2020).

**Keywords:** soft story, weak story, irregular buildings, structural irregularities, soil-structure interaction, soft soils

## AMPLIFICACIÓN DEL RIESGO A DESARROLLAR UNA CONDICIÓN DE PISO SUAVE EN EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA POR LA NO CONSIDERACIÓN DE EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

## RESUMEN

Cuando una estructura se desplanta sobre un terreno blando, es imperativo la inclusión de efectos de interacción suelo-estructura (ISE), de otro modo se podrían despreciar fuerzas y desplazamientos de diseño importantes. Si además dicha estructura tiene el potencial de desarrollar un mecanismo de piso suave o débil, este riesgo se puede incrementar notablemente. En este artículo se presentan algunos resultados derivados de estudios paramétricos sobre edificios de seis y

ocho niveles idealizados sobre terrenos blandos correspondientes a la zona III-a de la Ciudad de México, presentando un incremento del riesgo a desarrollar pisos suaves o débiles por la no inclusión de los efectos de la flexibilidad del suelo. Asimismo, se presenta una forma correcta de considerar a la ISE siguiendo las recomendaciones establecidas en los Reglamentos de Construcción de la Ciudad de México desde 1995 hasta la fecha, pero en particular las de las versiones de 2004 y 2020.

**Palabras clave:** piso suave, piso débil, edificios irregulares, irregularidad estructural, interacción suelo-estructura, suelos blandos

## 1 INTRODUCCIÓN

Es conocido como piso suave a aquel entrepiso con una reducción significativa de rigidez dentro de una estructura, con respecto al resto de los entrepisos. Si la reducción se presenta en la resistencia lateral, entonces el entrepiso es conocido como piso débil. Aunque este mecanismo es más común encontrarlo en el primer nivel (planta baja), también se puede concentrar en un nivel intermedio o superior (Figura 1), lo que permite entender que la configuración estructural dentro de una estructura debe ser atendida con detalle en toda la altura de la misma, cuidando la reducción de las propiedades mecánicas comentadas, y así evitar un daño local en la edificación, que a su vez puede conducir al colapso parcial y/o global.



a) Piso suave o débil en primer nivel  
[http://imcyc.com/revistacvt/pdf/enero\\_2017/ene17.pdf](http://imcyc.com/revistacvt/pdf/enero_2017/ene17.pdf)



b) Piso suave y/o débil en nivel superior  
[https://www.clarin.com/arg/negocio-construir-ph-modernos\\_0\\_HydSIa1W.html](https://www.clarin.com/arg/negocio-construir-ph-modernos_0_HydSIa1W.html)

**Figura 1.** Edificios modernos con configuración que puede encaminar un piso suave y/o débil

La respuesta sísmica adversa de edificios con piso suave o débil ha sido documentada ampliamente en la literatura técnica desde la década de los años sesenta a la fecha, incluyendo sismos que han afectado a México y otros países de América Latina (Rosenblueth 1960, Esteva 1963, Esteva *et al.* 1970, Del Valle 1980, IIUNAM 1985, Esteva 1988, Tena *et al.* 1997, Juárez *et al.* 1999, Tena 2004, Piqué 2008, Tena 2010, Aguiar 2011, Murià y Ávila 2012, Páez *et al.* 2017, Jara *et al.* 2018, Tena-Colunga y Hernández-García 2020, Tena-Colunga 2021). En el

caso específico de la Ciudad de México, se ha destacado siempre el enorme número de colapsos y daño grave que se han presentado en edificios con potencial piso débil o suave en los suelos blandos pertenecientes a lo que se conoce como zona de transición (antiguos pantanos, chinampas aztecas y/o márgenes de los antiguos lagos) y a los terrenos ganados propiamente a los antiguos lagos que componían originalmente a la cuenca de México en los tiempos que dominaban las antiguas culturas prehispánicas (“Instituto” 1985, Esteva 1988, Tena 2010, Jara *et al.* 2018, Tena-Colunga y Hernández-García 2020, Tena-Colunga 2021).

A nivel reglamentario, las condiciones de irregularidad estructural comenzaron a insertarse en algunos reglamentos de diseño sismorresistente a partir de los sismos de 1985 en Chile y en México, siendo las normas pioneras en este sentido las de la Ciudad de México en 1987 (NTCS-87 1987) y casi inmediatamente las del reglamento UBC (UBC-88, 1988) de los Estados Unidos en 1988 (Tena-Colunga 1999, Tena 2010). Referente a la revisión de las condiciones de irregularidad por piso suave o débil, tanto en las normas de la Ciudad de México como en las de los Estados Unidos se estableció desde ese entonces a los cocientes de balances de rigidez y resistencia entre pisos contiguos como los parámetros para discernir si las estructuras eran regulares o tenían el potencial para desarrollar pisos suaves o débiles. Sin embargo, las propuestas sobre los valores de estos parámetros se realizaron con base en muy pocos estudios disponibles (Moehle y Sozen 1980, Esteva 1988 y 1992, Ruiz y Diederich 1989) los cuales posteriormente se han evaluado con distintos estudios empleando principalmente análisis dinámicos no lineales en modelos simplificados o bidimensionales (Wen *et al.* 1993, Valdmunsson y Nau 1997, Ruiz *et al.* 1997, Das y Nau 2003, Chintanapakdee y Chopra 2004, Tena-Colunga 2010, Guney y Aydin 2012, Zhou *et al.* 2013, Yousef *et al.* 2014, Hernández 2016, Hernández y Tena 2017, Hernández-García y Tena-Colunga 2017, Tena-Colunga y Hernández-García 2020, Hernández 2021) y pocos en modelos tridimensionales de edificios (por ejemplo, Tena 2001, Tena-Colunga 2010, Hernández 2021).

A partir de los estudios anteriormente presentados por los autores (Hernández 2016, Hernández y Tena 2017, Hernández-García y Tena-Colunga 2017), se concluye que la mejor forma de proteger todo nivel dentro de una estructura, depende de un adecuado balance entre rigidez y resistencia, teniendo como base una estructura regular donde todos sus niveles tienen las mismas propiedades mecánicas, y acomodan de manera muy adecuada las solicitaciones sobre de ella.

Existiendo dicha reducción de rigidez y/o resistencia lateral, las solicitaciones que derivan de los pisos superiores se concentraran en el nivel en estudio, antes de transmitir las a su inmediato inferior (a la base si éste se presenta en primer nivel). Si los elementos resistentes de este nivel acomodan adecuadamente las fuerzas solicitadas, el entrepiso no presentará mayores complicaciones. En caso opuesto, podría generarse una falla que puede derivar en un piso suave y/o débil. Entonces, el balance adecuado de rigidez y resistencia del entrepiso en estudio dependerá principalmente de la configuración estructural que presente.

Durante un evento sísmico, estos entrepisos vulnerables no serán capaces de soportar las solicitaciones incrementadas debido a efectos de primer y segundo

orden (derivados de los movimientos laterales y la carga axial), lo que derivará en una falla de elementos sismorresistentes (si es que fueron configurados de esta manera), ocasionando fallas locales y, si el daño es demasiado, en daños globales y colapsos. En un nivel superior, aunque se presenta el mismo efecto, es de importancia aclarar que las magnitudes que recaen sobre él son menores que las actuantes en un primer nivel. Sin embargo, esto no los exenta de poder generar una falla en la estructura si su diseño mermó de revisión (Figura 2b).



a) Edificio Rebsamen 241

<https://www.publimetro.com.mx/mx/noticias/2017/09/24/crearan-asociacion-apoyo-madres-solteras-tras-sismo-del-19-s.html>



b) Edificio Sonora 149

<https://www.youtube.com/watch?v=8LlJA1eGPT0>

**Figura 2.** Algunas fallas estructurales por piso suave y/o débil presentadas durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 en Ciudad de México: a) en primer y b) en nivel superior

Como se comentó anteriormente, en los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 2017 en la Ciudad de México se presentaron una enorme cantidad de edificios que fallaron por piso suave o débil en los terrenos blandos ganados a los lagos originales (por ejemplo, Figura 2). Sin embargo, existen escasísimos estudios realizados específicamente para los suelos blandos de la Ciudad de México donde se incorpore la interacción suelo-estructura (Díaz 2008, Fernández y Avilés 2008), con las limitantes de hacer una modelación completamente elástica del sistema suelo-cimentación-estructura (Fernández y Avilés 2008) o ser un caso específico de estudio incluyendo el cálculo de la respuesta dinámica no lineal (Díaz 2008).

Entonces, ¿Cómo afecta la ISE a una estructura con un potencial piso suave y/o débil en algún entrepiso? En una de las pocas investigaciones donde se ha considerado la ISE mediante una viga de Winkler en modelos de marcos con muros diafragma y empleando análisis elásticos (Arlekar *et al.* 1997), se encontró que al modelar la flexibilidad del suelo a marcos con un primer piso suave, se incrementan las fuerzas de diseño y se debe tener cuidado en la revisión de la interacción entre ambos sistemas. Fernández y Avilés (2008) realizaron también análisis elásticos de la ISE, definiendo sistemas equivalentes para poder resolverlos en el dominio de la frecuencia. Ellos encontraron que los efectos de la ISE en los desplazamientos laterales y fuerzas cortantes de una estructura con un claro primer entrepiso suave elástico ( $k_2/k_1=5$ ) pueden ser favorables o desfavorables, dependiendo si al incluir los efectos de ISE se conduce a la estructura a una zona o franja cercana a la resonancia elástica. Si se encuentran cercanos a resonancia, los desplazamientos laterales y fuerzas cortantes aumentan significativamente cuando se incluye ISE con respecto a un modelo en base rígida, mientras que la ISE sólo reduce estos efectos cuando lidera a la

estructura fuera de la zona de resonancia y cuando el amortiguamiento viscoso equivalente por radiación del suelo se incrementa substancialmente.

Por ello, y como parte de un estudio paramétrico integral (Hernández 2021) que evalúa los lineamientos establecidos en los reglamentos de diseño sísmico de la Ciudad de México (NTCS-04 2004, NTCS-20 2020) para estructuras con irregularidades con piso suave y débil, en las siguientes secciones se reportan los resultados más relevantes obtenidos cuando se incluye la interacción suelo-estructura también conforme a las normas citadas. Los detalles del estudio se reportan en Hernández (2021).

## **2 OBTENCIÓN DE SISTEMAS SIMPLIFICADOS QUE REPRESENTAN MODELOS TRIDIMENSIONALES DE SEIS Y OCHO NIVELES (6N Y 8N), CONSIDERANDO INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA (ISE)**

En una primera etapa de esta investigación (Hernández y Tena 2016 y 2017, Tena-Colunga y Hernández García 2020, Hernández 2021), se realizó un estudio paramétrico donde se analizaron sistemas simples de 2gdl dinámicamente equivalentes en base rígida representando modelos tridimensionales de seis y ocho niveles (6N y 8N) mediante análisis dinámicos no lineales paso a paso usando 10 registros de aceleración sintéticos (Figura 3) correspondientes a suelos blandos de la zona III-a del antiguo lago de Texcoco en la Ciudad de México (CDMX). Se consideraron simultáneamente distintos balances de rigidez y resistencia para los entrepisos contiguos que cubren un intervalo razonablemente amplio de lo que se establece en las NTCS-04 y NTCS-20 para clasificar a las estructuras como regulares, irregulares y fuertemente irregulares por condición de piso suave y débil. A partir de los resultados obtenidos de este estudio paramétrico se confirmó que los valores límite establecidos en las NTCS-04 para definir la condición de irregularidad e irregularidad fuerte por piso suave o débil eran razonablemente adecuados, sus valores se deberían revisar y su definición (redacción) en la norma se debía pulir para garantizar que se revisara adecuadamente que los pisos suaves y/o débiles se pueden presentar en cualquier entrepiso de la estructura.

### **2.1 Definición de modelos dinámicamente equivalentes**

La realidad es que cuando las estructuras están desplantadas sobre un terreno muy blando (siendo en CDMX el terreno tipo III el más desfavorable, se hace recomendable y necesaria la consideración directa de la interacción suelo estructura (ISE). Geotécnicamente, las características de la zona III de la CDMX, según las NTCC-04 (2004) son: suelo lacustre, integrado por depósitos de arcilla altamente compresibles con capas arenosas mezcladas con arcillas y/o limos. Además, estos suelos suelen estar recubiertos superficialmente de depósitos aluviales, materiales desecados o rellenos artificiales. En conjunto, los terrenos de la zona III-a pueden alcanzar profundidades de hasta 50 m.

Con base en ello, se analizaron sistemas reducidos dinámicamente equivalentes de 6gdl y 8gdl, representando modelos tridimensionales de seis (6N)

y ocho (8N) niveles, respectivamente (Hernández y Tena 2017, Hernández 2021). La ISE se representó con base en resortes generalizados que toman en cuenta los tres grados de libertad globales en el plano del sistema suelo-cimentación (traslación horizontal, desplazamiento vertical y rotación de cabeceo,  $x$ ,  $v$  y  $r$  respectivamente), donde la cimentación corresponde a un sistema de cajón de cimentación (cimentación somera) y pilas (cimentación profunda), como se ilustra en la Figura 4.

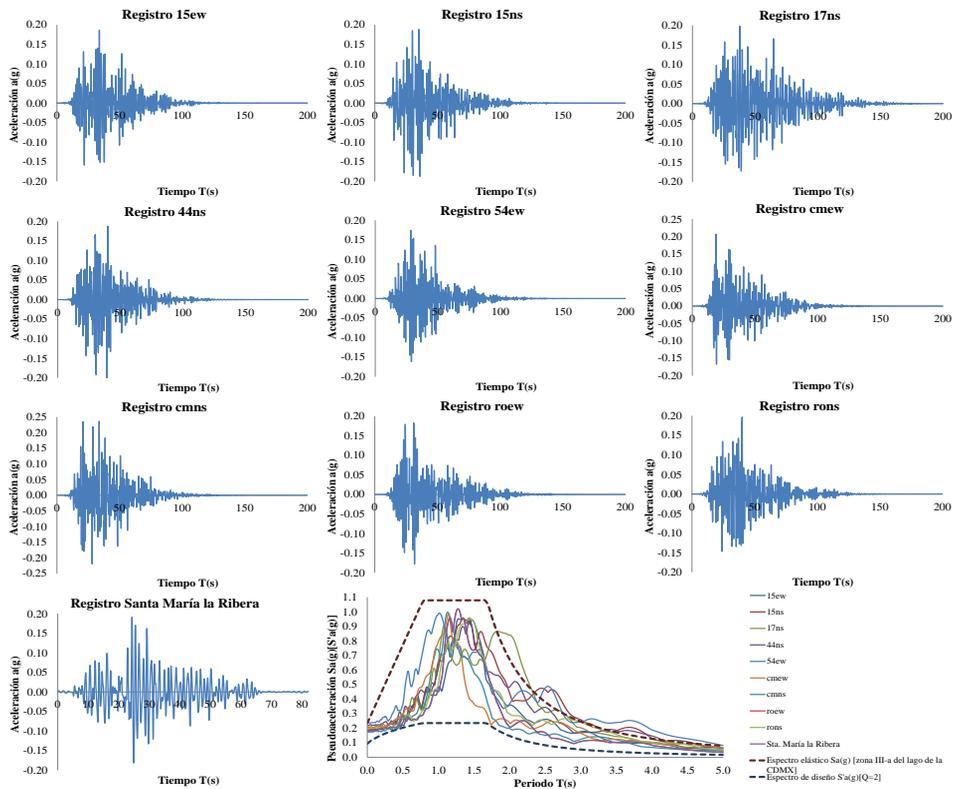


Figura 3. Registros de aceleración sintéticos utilizados para los análisis dinámicos no lineales (Godínez 2010, Godínez et al. 2013, Pérez Rocha 1994), y su espectro de sitio envolvente

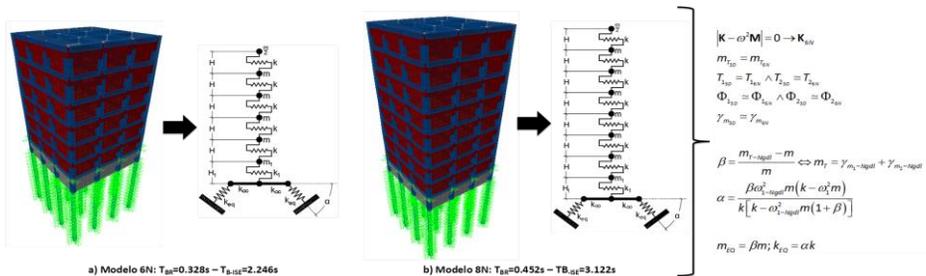


Figura 4. Modelos base 6N y 8N y sus reducidos de 6gdl y 8gdl dinámicamente equivalentes

Los análisis en estos sistemas reducidos se basan en variaciones de rigidez y resistencia lateral entre los primeros dos niveles (N1 y N2), pasando por

relaciones que evalúan el sistema concebido como regular ( $V_2/V_1=k_2/k_1=1.0$ ), hasta otras que colocan con gran vulnerabilidad a la estructura. Para ello, se tomaron como base las relaciones propuestas en las NTCS-04 y NTCS-20 para clasificar a una estructura como regular, irregular y fuertemente irregular, es decir:

$k_n = k_{n+1} \wedge V_n = V_{n+1} \rightarrow \text{estructura regular}$ $1.0 < \frac{k_{n+1}}{k_n} \leq 1.5 \wedge 1.0 < \frac{V_{n+1}}{V_n} \leq 1.5 \rightarrow \text{estructura casi-regular}$ $1.5 < \frac{k_{n+1}}{k_n} \leq 2.0 \vee 1.5 < \frac{V_{n+1}}{V_n} \leq 2.0 \rightarrow \text{estructura irregular}$ $\frac{k_{n+1}}{k_n} > 2.0 \vee \frac{V_{n+1}}{V_n} > 2.0 \rightarrow \text{estructura fuertemente irregular}$	} NTCS-04;	$k_n = k_{n+1} \wedge V_n = V_{n+1} \rightarrow \text{estructura regular}$ $1.0 < \frac{k_{n+1}}{k_n} \leq 1.2 \wedge 1.0 < \frac{V_{n+1}}{V_n} \leq 1.2 \rightarrow \text{estructura casi-regular}$ $1.2 < \frac{k_{n+1}}{k_n} \leq 1.4 \vee 1.2 < \frac{V_{n+1}}{V_n} \leq 1.4 \rightarrow \text{estructura irregular}$ $\frac{k_{n+1}}{k_n} > 1.4 \vee \frac{V_{n+1}}{V_n} > 1.4 \rightarrow \text{estructura fuertemente irregular}$	} NTCS-20
--	------------	--	-----------

Como se observa, en las NTCS-04 (NTCS-04 2004) se limita a una diferencia de propiedades mecánicas entre dos niveles en estudio a un 50% antes de definirla como regular. En las NTCS-20 (NTCS-20 2020) se bajó el límite a sólo un 20% dicha diferencia de propiedades, aunque dicho documento no se da una justificación con base en qué estudios se tomó la decisión para ahora asignar estos balances. Entonces, para ampliar la visión del comportamiento estructural con base en estas diferencias de rigidez y resistencia entre los niveles contiguos en estudio, se siguieron los límites propuestos en las NTCS-04 presentados arriba, y se ampliaron con las relaciones inversas para dejar establecido claramente que el piso suave se puede presentar no sólo en un nivel inferior, sino también en un nivel superior (como se muestra en las Figuras 1 y 2). Entonces, estas relaciones son las presentadas a continuación:

$$\frac{k_2}{k_1} = n \Rightarrow k_2 = nk_1 \Leftrightarrow n = 0.25, 0.50, 0.66, 0.75, 1.0, 1.25, 1.50, 1.75, 2.0, 2.25, 2.50, 2.75 \text{ y } 3.0$$

$$\frac{V_2}{V_1} = n \Rightarrow V_2 = nV_1 \Leftrightarrow n = 0.25, 0.50, 0.66, 0.75, 1.0, 1.25, 1.50, 1.75, 2.0, 2.25, 2.50, 2.75 \text{ y } 3.0$$

De esta manera, se estudiaron combinaciones de rigidez y resistencias que coinciden con las relaciones que se consideran en las NTCS-04 y NTCS-20, así como relaciones inversas para evaluar efectos en niveles superiores, en intervalos a cada 0.25, todo entre los primeros dos niveles de los sistemas reducidos de 6gdl y 8gdl. Para definir los sistemas reducidos, incluyendo las ecuaciones de la Figura 4, se asignaron resistencias nominales derivadas del peso estructural y del espectro de diseño idealizando un análisis estructural común, por ejemplo, un espectro de diseño sísmico reducido por un factor de comportamiento  $Q=2$ . Este espectro fue a su vez corregido como se recomienda en las NTCS-04 y NTCS-20 al considerar ISE, la cual para diseñar los resortes generalizados, idealizando las funciones de impedancia se tomaron las ecuaciones reportadas en el *Apéndice A* de las NTCS-04, mismas que se presentan en las NTCS-20 en su cuerpo principal (Figura 5).

Se observa en las ecuaciones contenidas en la tabla mostrada en la Figura 5 que conforme a las NTCS-04, se puede modelar la ISE de manera simplificada mediante resortes generalizados (Figura 4) tanto para un cajón de cimentación como para pilas o pilotes. Asimismo, al ser funciones de impedancia obtenidas de soluciones rigurosas de modelos donde el suelo se representa por medio de un semi-espacio elástico que toma en cuenta la geometría de la cimentación y a la estructura por encima de ésta, en estas ecuaciones se requiere

proporcionar periodo fundamental estructural en base rígida para calcular posteriormente los periodos efectivos en base flexible. Este periodo en base rígida se obtuvo de los modelos matemáticos directamente; sin embargo, estos modelos corresponden a una estructura concebida como regular, es decir, tiene la misma rigidez y resistencia en todos sus entrepisos. Para incluir las distintas relaciones de rigidez y resistencia que representan a los sistemas con potenciales pisos suaves y débiles, lo que cambia sus periodos fundamentales estructurales, se desarrolló y calibró la ecuación 1 (Hernández 2021) para el cálculo del periodo fundamental de una estructura con potencial piso suave en función de la variación de rigideces que tiene en sus entrepisos contiguos en función del periodo de la estructura regular en rigidez ( $k_2/k_1=1.0$ ). En la Figura 6 se presenta gráficamente la variación de periodos para ambos sistemas reducidos en función de la variación de rigideces estudiadas ( $k_2/k_1=0.25, 0.50, 0.66, 0.75, \dots, 2.75$  y  $3.0$ ). En estos cálculos, las propiedades mecánicas y dinámicas del terreno fueron las propuestas por las NTCS-04:

- Peso volumétrico  $\gamma=1.25 \text{ Ton/m}^3$ ;
- Relación de Poisson  $\nu=0.45$ ;
- Amortiguamiento histerético  $\zeta=0.03$ .

CIMENTACIONES SOMERAS	$K_{in}=K_{in}^o (k_2-2\zeta_0^2 \eta_0 c_0)$ y $C_{in}=K_{in}^o (\eta_0 c_0 + 2\zeta_0^2 k_0)$ ; $m = x, y, r$ ( $\omega =$ frecuencia de interés)	Parámetros de frecuencia: $\eta_0 = \pi R_0 / 2H_f$ $\eta_p = \sqrt{2(1-\nu)}(1-2\nu) \pi R_0 / 2H_f$	$\eta_0 = \omega d / V_s$ ; donde $V_s = 4H_f / T_s$ ; $R_0 = R_0$ $\eta_p = \pi d / 2H_f$ $\eta_p = 3.4 \eta_0 / \pi (1-\nu)$
Modo de Vibración	Rígidez Elástica	Coefficiente de Rigidez	Coefficiente de Amortiguamiento
Horizontal	$K_x^o = \frac{8 G R_0}{2-\nu} \left( 1 + \frac{R_0}{2 H_f} \right) \left( 1 + \frac{2 D}{3 R_0} \right) \left( 1 + \frac{5 D}{4 H_f} \right)$	$k_x = 1$	$c_x = \frac{0.65 \zeta \eta_0}{1 - (1-2\zeta) \eta_0}$ ; si $\eta_0 = \eta_p / \eta_0 \leq 1$ $c_x = 0.576$ ; si $\eta_0 = \eta_p / \eta_0 > 1$
Vertical	$K_z^o = \frac{4 G R_0}{1-\nu} \left( 1 + 1.28 \frac{R_0}{H_f} \right) \left( 1 + 0.5 \frac{D}{R_0} \right) \left( 1 + (0.85 - 0.28 \frac{D}{R_0}) \frac{D}{H_f} \right)$	$k_z = 1$	$c_z = 0$ ; si $\eta_0 < \eta_p$ $c_z = 0.85 \frac{1 + 1.85(1-\nu) D / R_0}{1 + 0.5 D / R_0}$ ; si $\eta_0 \geq \eta_p$
Cabeceo	$K_y^o = \frac{8 G R_0}{3(1-\nu)} \left( 1 + \frac{R_0}{6 H_f} \right) \left( 1 + \frac{2 D}{R_0} \right) \left( 1 + 0.71 \frac{D}{H_f} \right)$	$k_y = 1 - 0.2 \eta_p$	$c_y = \frac{0.5 \zeta \eta_p}{1 - (1-2\zeta) \eta_p}$ ; si $\eta_p = \eta_p / \eta_p \leq 1$ $c_y = 0.3 \eta_p^2 / (1 + \eta_p^2)$ ; si $\eta_p = \eta_p / \eta_p > 1$
CIMENTACIONES CON PILOTES	$K_{in} = K_{in}^o k_0$ y $C_{in} = 2K_{in}^o c_0$ ; $m = x, y$ ( $\omega =$ frecuencia de interés)	Parámetros de frecuencia: $\eta = \omega d / V_s$ ; donde $V_s = 4H_f / T_s$ $\eta_p = \pi d / 2H_f$ $\eta_p = 3.4 \eta_0 / \pi (1-\nu)$	Coefficiente de Rigidez
Modo de Vibración	Rígidez Elástica	Coefficiente de Rigidez	Coefficiente de Amortiguamiento
Horizontal	$K_x^o = d E_s \left( \frac{E_s}{E_s} \right)^{0.31}$	$k_x = 1$	$c_x = 0.8 \zeta$ ; si $\eta \leq \eta_p$ $c_x = 0.8 \zeta + 0.175 (E_p/E_s)^{0.1}$ ; si $\eta > \eta_p$
Vertical	$K_z^o = 1.9 d E_s \left( \frac{E_s}{d} \right)^{0.67}$	$k_z = 1$ ; si $L/d \leq 15$ $k_z = 1 + \sqrt{\eta}$ ; si $L/d \geq 50$ Interpolación linealmente para $15 < L/d < 50$	$c_z = 0$ ; si $\eta \leq \eta_p$ $c_z = \frac{0.413 \left( \frac{E_s}{d} \right)^{0.31}}{1 + \nu}$ ; si $\eta > 1.5 \eta_p$ Interpolación linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5 \eta_p$

$$\frac{T_e}{T_s} \cdot \frac{H_s}{H_e} > 2.5 \Rightarrow H_e = \frac{\sum W_i \cdot \phi_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot \phi_i}; W_e = \frac{(\sum W_i \cdot \phi_i)^2}{\sum W_i \cdot \phi_i^2}$$

$$\beta = \begin{cases} \left( \frac{\zeta_e}{\zeta_e} \right)^2 \Leftrightarrow \tilde{T}_e \leq T_0 \\ 1 + \left[ \left( \frac{\zeta_e}{\zeta_e} \right)^2 - 1 \right] \frac{T_0}{\tilde{T}_e} \Leftrightarrow \tilde{T}_e > T_0 \end{cases}; \tilde{Q} = \frac{(Q-1)T_e^2}{T_0^2} + 1$$

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_x^2 + T_r^2}$$

$$T_x = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_x}}$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e (H_e + D_f)^2}{K_r}}$$

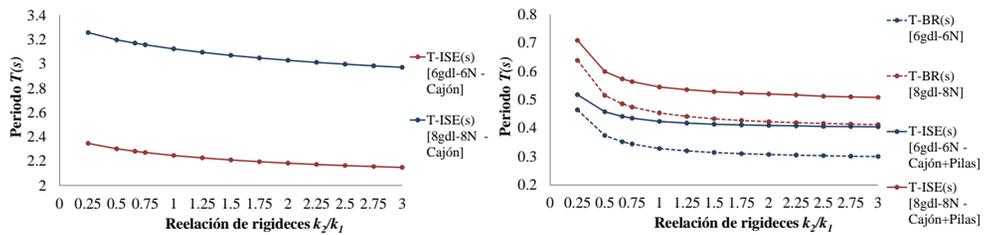
$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left( \frac{T_e}{T_e} \right)^3 + \frac{\zeta_x}{1 + 2\zeta_x^2} \left( \frac{T_x}{T_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left( \frac{T_r}{T_e} \right)^2 \left\{ \zeta_x = \frac{\pi \cdot C_x}{T_e \cdot K_x}, \zeta_r = \frac{\pi \cdot C_r}{T_r \cdot K_r} \right.$$

Figura 5. Tabla de ecuaciones para el cálculo de los resortes generalizados idealizando la ISE según las NTCS-04 de la Ciudad de México

$$\frac{T}{T_{reg}} = 0.86668 + \frac{0.13642}{k_2/k_1} \Rightarrow T = \left( 0.86668 + \frac{0.13642}{k_2/k_1} \right) T_{reg} \quad (1)$$

donde:

- $T$  es el periodo que corresponde a la relación de rigideces o, en este caso, el periodo buscado;
- $T_{reg}$  es el periodo de una estructura con una relación de rigidez regular, es decir,  $k_2/k_1=1.0$ ;
- $k_2/k_1$  es la relación de rigidez objetivo entre los primeros dos niveles.



**Figura 6.** Variación de periodos para las distintas relaciones de rigidez ( $k_2/k_1$ ) y comparación entre apoyos en base rígida (BR) y base flexible (ISE)

Es importante notar, comparando ambos gráficos mostrados en la Figura 6 con la variación de periodos de los sistemas en sus distintas relaciones de rigidez, el incremento de periodo debido a la base flexible que se presenta considerando la ISE. Asimismo, se presenta el incremento de periodo usando resortes con base en una cimentación de sólo cajón y cajón más pilas, cimentaciones típicas usadas en edificios desplantados en terrenos blandos de la Ciudad de México. Sin embargo, la variación más desfavorable resulta del uso de sólo cajón, ya que su aumento de periodo incluye un aumento de desplazamiento lateral, pero también desplazamiento por cabeceo, siendo el más desfavorable, demandando un diseño más riguroso de la superestructura. Con el uso de cajón más pilas se tiene un menor incremento de periodos, sólo ligeramente mayores a los de base rígida, lo cual, aunque depende de un diseño más riguroso en su cimentación (no incluido en este trabajo, no siendo parte de la investigación), aumenta la suficiente rigidez al cabeceo del sistema, por lo que en este caso no existen grandes cambios con respecto a un diseño sin ISE. Por esta razón, se decidió utilizar únicamente la variación de periodos idealizando una cimentación de sólo cajón, analizando de esta manera la respuesta más desfavorable del sistema con respecto a la consideración de la ISE como parte del diseño estructural, además de ser una solución bastante común que ha sido empleada por décadas en edificios hasta de ocho niveles de altura en la Ciudad de México y, por tanto, se tiene un inventario enorme de estructuras de estas características.

## 2.2 Definición de resistencias de diseño conforme a las normas de CDMX

Con base en la variación de periodos ilustrada en la sección anterior y un espectro de diseño correspondiente a la zona III-a de la cuenca de la CDMX modificado por un factor de comportamiento sísmico  $Q=2$ , considerando un diseño estructural típico en la práctica para este tipo de edificaciones (Figura 7), se obtuvieron las pseudoaceleraciones  $Sa(g)/[S'a(g)]$  para cada relación de rigideces. Se puede observar en la Figura 5 que algunas de las correcciones que se llevan con base en considerar la ISE, es el cambio del coeficiente de corrección espectral por amortiguamiento viscoso equivalente  $\beta$  y la corrección del factor de comportamiento sísmico  $Q$ , (ecs. 2 y 3), que modifican el espectro de diseño, aumentando sus ordenadas espectrales.

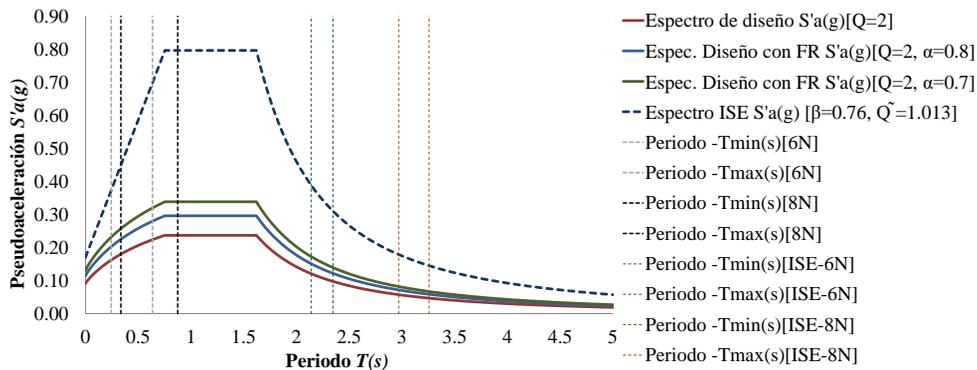
Sin embargo, uno de los mayores mitos en el diseño estructural *versus* la consideración de la ISE, es la omisión de su uso, o mala disposición de la misma, bajo los siguientes comentarios:

- No es necesario considerarla, ya que la ISE ayudará a la estructura y es mejor diseñarla en su versión más desfavorable (con base rígida);
- Debido a la base flexible, se incrementa el periodo fundamental estructural, lo cual disminuye las ordenadas espectrales, reduciendo las cargas de diseño.

$$\beta = \begin{cases} \left( \frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e} \right)^\lambda & \Leftrightarrow \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + \left[ \left( \frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e} \right)^\lambda - 1 \right] \frac{T_b}{\tilde{T}_e} & \Leftrightarrow \tilde{T}_e > T_b \end{cases} \quad (2)$$

$$\tilde{Q} = \frac{(Q-1)T_e^2}{\tilde{T}_e^2} + 1 \quad (3)$$

En cambio, comúnmente en la práctica, se olvida (u omite) el paso de corrección del espectro (corrección del espectro elástico) debido a la base flexible por la ISE, con base en los factores ya comentados:  $\beta$ , que si reduce el espectro por el amortiguamiento de la base flexible, y el valor  $Q$  (por ejemplo  $Q=2$ ), que resulta menor al contemplado originalmente a casi la unidad (por ejemplo  $\tilde{Q} = 1.013$ ), lo que, aunque se esté trabajando con periodos mayores, puede resultar en pseudoaceleraciones mayores y, por ende, en fuerzas mayores. Por lo tanto, al despreciar este cambio bajo uno de los mitos arriba comentados, se podría estar sub-diseñando la estructura en estudio y, en vez de que la base flexible ayude a la estructura, la podría estar encaminando a un posible daño.



**Figura 7.** Espectros de diseño: usando factor de comportamiento sísmico  $Q=2$ , espectros corregidos por irregularidad estructural  $\alpha=0.7$  y  $0.8$ , y corregido por la ISE. Intervalos de periodos dominantes en BR y base con ISE, de los sistemas de 6gdl y 8gdl

En la Figura 7 se observan los espectros de diseño, uno modificado por  $Q=2$ , dos más en que se corrige este mismo espectro por factores de irregularidad  $\alpha=0.7$  y  $0.8$  (llamados  $\alpha$  en este trabajo, y que se usarán más adelante) y uno donde se está corregido por la ISE, donde se corrige directamente al espectro

elástico con base en los factores  $\beta=0.76$  y  $\tilde{Q}=1.013$  (obtenidos del análisis de la ISE, con base en las ecuaciones presentadas en la Figura 5). Asimismo, se presentan líneas verticales que corresponden a los intervalos de periodos de los dos sistemas reducidos de 6gdl y 8gdl que representan dinámicamente a los modelos tridimensionales 6N y 8N. Estos intervalos se muestran con respecto a una base rígida y a una base flexible, localizando las ordenadas que corresponden a cada variación en sus distintos espectros de diseño. Así, los periodos en base rígida se cruzan con el espectro  $Q=2$  y reducidos por irregularidad para encontrar la pseudoaceleración correspondiente a cada relación de  $k_2/k_1$ , mientras que los periodos en base flexible se cruzan con el espectro corregido por ISE, para encontrar también la pseudoaceleración correspondiente a cada relación de  $k_2/k_1$ , bajo este concepto. Así, se observa que las demandas de  $S'a(g)$  obtenidas para ISE (considerando incremento de amortiguamiento con  $\beta$  e inelasticidad con  $\tilde{Q}$ ) son mayores a las de los espectros reducidos con  $Q=2$ , si se considera el incremento en los periodos que existirá, debido a la ISE.

Entonces, para tomar en cuenta tanto lo último comentado cómo para dar respuesta a los mitos arriba enunciados, se decidió hacer los análisis usando los periodos fundamentales incrementados por ISE, pero con base en las pseudoaceleraciones  $S'a(g)$  obtenidas para el espectro con  $Q=2$  y factores  $\alpha$ , y de esta manera estudiar la respuesta en los sistemas por acción de la ISE, y analizar cómo en realidad ayuda o afecta a los mismos. Así, con las pseudoaceleraciones  $S'a(g)$  obtenidas del cruce de los periodos incrementados y el espectro con  $Q=2$ , se obtuvieron las resistencias nominales de los entresijos en estudio, N1 y N2, de los sistemas reducidos (ec. 4):

$$V_1 = S_{a(T_{ISE})} \left[ g \cdot \sum_{i=1}^N m_i \right] \Rightarrow V_1 = nV_2 \Leftrightarrow n = 0.25, 0.50, 0.66, 1.0, \dots, 2.75, 3.0 \quad (4)$$

### 3 RESULTADOS OBTENIDOS A PARTIR DE ANÁLISIS PARAMÉTRICOS DINÁMICOS NO LINEALES CON LOS MODELOS SIMPLIFICADOS QUE INCLUYEN LA ISE

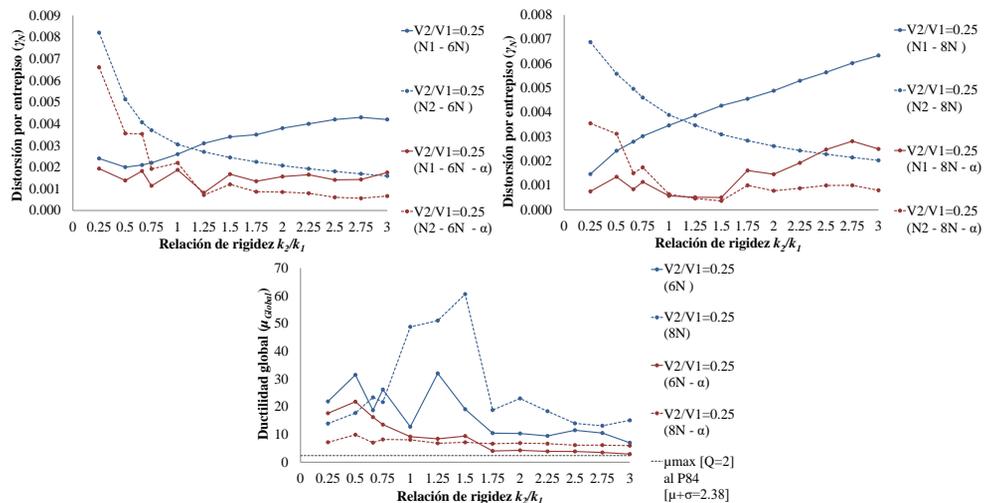
Con base en la variación de la relación de rigideces  $k_2/k_1$  y la variación de resistencias laterales  $V_2/V_1$ , siendo 13 relaciones para cada cociente, se estudiaron un total de 169 sub-sistemas de cada sistema reducido, es decir, 169 sub-sistemas de 6gdl y 169 sub-sistemas de 8gdl. En estos sub-sistemas se realizaron análisis dinámicos no-lineales paso a paso con el programa Drain-2DX (Prakash *et al.* 1992), usando 10 registros de aceleración sintéticos correspondientes a la zona III-a del valle de la CDMX (Godínez 2010, Godínez *et al.* 2013, Pérez Rocha 1994), con periodos dominantes entre 1.01s y 1.43s (Figura 3). Entonces, se realizaron un total de 1,690 análisis de los sistemas de 6gdl y también 1,690 análisis de los sistemas de 8gdl.

De estos análisis se obtuvieron respuestas máximas, para cada relación de rigidez  $k_2/k_1$  y resistencia lateral  $V_2/V_1$ , de desplazamientos, distorsiones y demandas de ductilidad tanto globales como particulares (por entresijo N1 y N2). Con las respuestas máximas de cada ítem, se calcularon curvas medias

envolventes a estas respuestas máximas, para tener un conjunto global de respuestas por concepto. Con base en estas curvas medias, se analizó el comportamiento de cada sistema reducido y, por ende, siendo sistemas dinámicamente equivalentes, las respuestas y comportamiento de las estructuras tridimensionales base 6N y 8N.

### 3.1 Envolventes para sistemas con relaciones de resistencia lateral $V_2/V_1=0.25$

Primeramente, se presenta las curvas medias de las respuestas máximas de distorsiones y demanda de ductilidad global para la relación de resistencias laterales  $V_2/V_1=0.25$ , para todas las relaciones de rigideces  $0.25 \leq k_2/k_1 \leq 3.0$ . Se presentan estas curvas de forma particular, debido a que se decidió omitirlas del resto de gráficos de análisis. Como se puede observar en la Figura 8, la razón se debe a que en estas curvas se observan respuestas que representan claramente una gran vulnerabilidad en las estructuras, como se ilustra a continuación.



**Figura 8.** Curvas medias de respuestas máximas para las relaciones  $V_2/V_1=0.25$  en  $0.25 \leq k_2/k_1 \leq 3.0$ , distorsiones de entrepiso y demandas de ductilidad global

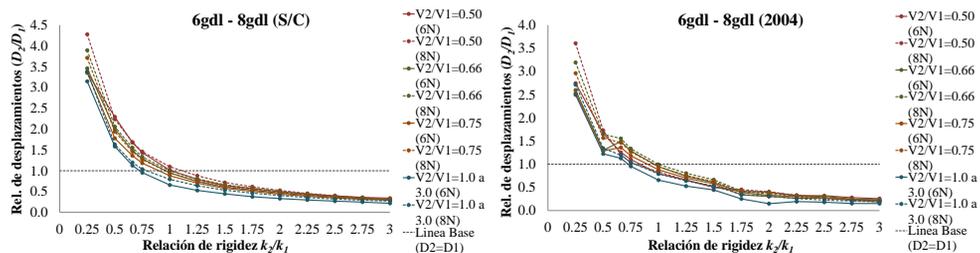
En la Figura 8 se comparan las curvas de demandas máximas de ductilidad global contra una ductilidad permisible igual  $\mu=2$  (valor aproximado derivado del factor de comportamiento sísmico utilizado  $Q=2$ ) al percentil 84 ( $P_{84}$ ), es decir, permitir una ductilidad más una desviación estándar ( $\mu+\sigma$ ), cubriendo de esta manera la incertidumbre que se guarda en el origen del  $Q=2$  (propuesto con base en análisis de sistemas de 1gdl) y cubriendo demandas que puedan estar ligeramente desfasadas de una  $\mu=2$  (ec. 5). De esta comparación de demandas de ductilidad global, de la curva  $V_2/V_1=0.25$  se observó que para todas las relaciones de rigidez las demandas superan por mucho la permisible. Incluso, si se utilizan factores de corrección por irregularidad (que incrementan las fuerzas de diseño), las demandas rebasan por mucho a la permisible. Este efecto se observó en todas las curvas analizadas (desplazamientos, distorsiones y demandas de ductilidad), concluyendo que, por sus magnitudes, generan claramente un piso suave y débil

en el segundo nivel de los sistemas (mecanismo de falla en nivel superior), por baja rigidez y resistencia lateral en comparación con el primer nivel. Por esta razón, se omitirán las curvas  $V_2/V_1=0.25$  en  $0.25 \leq k_2/k_1 \leq 3.0$ , en el resto de gráficos analizados.

$$\mu_{P_{84}} = \mu + \sigma = \frac{\mu}{0.84} = \frac{2}{0.84} \therefore \mu_{P_{84}} = 2.38 \quad (5)$$

### 3.2 Cocientes de desplazamiento $D_2/D_1$ y distorsiones de entrepiso

En la Figura 9 se presentan las respuestas medias envolventes de la relación entre desplazamientos máximos de los dos niveles en estudio  $D_2/D_1$  para analizar la variación de respuesta entre ambos entrepisos, y la dispersión que se presenta en la misma. Con dicha dispersión se busca analizar qué tanto se aleja la respuesta de un nivel con respecto al otro, y estudiar su vulnerabilidad ante esas diferencias. Para tener una mejor visión de la diferencia de respuestas, se visualiza en el gráfico una línea asintótica en 1 ( $D_2/D_1=1$ ), donde las respuestas por encima de ella denotan un dominio del segundo nivel en la respuesta del sistema, por debajo de ella representan el dominio del primer nivel, y sobre la línea se representa una similitud en desplazamientos en ambos entrepisos.



**Figura 9.** Curvas medias envolventes de la relación de desplazamiento  $D_2/D_1$ : respuestas máximas obtenidas con (2004) y sin (S/C) utilizar los factores de corrección por irregularidad

Se presentan dos tipos de gráficos: uno con la nomenclatura S/C, que significa “Sin Corrección”, y otro con la nomenclatura 2004, que hace referencia al uso de factores de corrección por irregularidad propuestos en las NTCS-04, que se utilizan para incrementar las fuerzas de diseño por medio del espectro cuando la estructura se cataloga como irregular y fuertemente irregular por motivos de piso suave y/o débil. Estos factores alfa (nombrados así en este trabajo) son  $\alpha=0.7$  y  $0.8$ , que modifican las resistencias nominales asignadas a los sistemas, disminuyendo su respuesta buscando un incremento de seguridad de los mismos. En la Figura 7 se tienen presentados los espectros modificados por estos factores que, en efecto, son mayores al que sólo está afectado por el factor de comportamiento sísmico  $Q=2$ .

Ahora bien, siguiendo la clasificación de las NTCS-04 para su uso, las pseudoaceleraciones que dependen de estos factores se asignaron a las siguientes relaciones de resistencias:

$$0.66 \leq \frac{k_2}{k_1} \leq 1.0 \wedge 0.66 \leq \frac{V_2}{V_1} \leq 1.0 \vee 1.0 \leq \frac{k_2}{k_1} \leq 1.5 \wedge 1.0 \leq \frac{V_2}{V_1} \leq 1.5 \rightarrow \alpha = 1 \text{ (clasificación regular)}$$

$$0.50 \leq \frac{k_2}{k_1} < 0.66 \wedge 0.50 \leq \frac{V_2}{V_1} < 0.66 \vee 1.5 < \frac{k_2}{k_1} \leq 2.0 \wedge 1.5 < \frac{V_2}{V_1} \leq 2.0 \rightarrow \alpha = 0.8 \text{ (clasificación irregular)}$$

$$\frac{k_2}{k_1} < 0.50 \wedge \frac{V_2}{V_1} < 0.50 \vee 2.0 < \frac{k_2}{k_1} \wedge 2.0 < \frac{V_2}{V_1} \rightarrow \alpha = 0.7 \text{ (clasificación fuertemente irregular)}$$

$$\therefore \left\{ \begin{array}{l} \frac{k_2}{k_1} = \frac{V_2}{V_1} = 0.66, 0.75, 1.0, 1.25 \text{ y } 1.50 \rightarrow \alpha = 1 \\ \frac{k_2}{k_1} = \frac{V_2}{V_1} = 0.50, 1.75 \text{ y } 2.0 \rightarrow \alpha = 0.8 \\ \frac{k_2}{k_1} = \frac{V_2}{V_1} = 0.25, 2.25, 2.50, 2.75 \text{ y } 3.0 \rightarrow \alpha = 0.7 \end{array} \right.$$

De la Figura 9, se observa en las demandas máximas el gran dominio de segundo nivel (N2) en la respuesta de los sistemas para la relación  $k_2/k_1=0.25$  para todas las relaciones de resistencia, lo que, por la diferencia tan amplia de desplazamientos entre ambos niveles, podría detonar en un piso suave y débil en el segundo nivel. Algo similar se observa para la relación  $k_2/k_1=3.0$ , también para todas las relaciones de resistencia, pero para el primer nivel (N1), presentando los mayores desplazamientos. Se observa que a partir de la relación  $k_2/k_1 \geq 1.0$ , la respuesta comienza a ser mayor en N1, mientras que para  $k_2/k_1 \leq 0.75$  esto ocurre en N2 (como se esperaba, con base en las relaciones estudiadas). En general, el intervalo de relaciones donde los sistemas presentan un comportamiento no tan disperso es en  $0.50 \leq V_2/V_1 \leq 3.0$  en  $0.50 \leq k_2/k_1 \leq 1.50$ , aunque se presentan diferencias entre las respuestas de los entrepisos. De las curvas correspondientes al uso de factores de corrección por irregularidad, se observa que, en general, las variaciones entre las respuestas disminuyen ligeramente. Sin embargo, en los valores extremos de rigidez  $k_2/k_1=0.25$  y  $k_2/k_1=3.0$  se encuentra un comportamiento vulnerable para el sistema, pues se siguen presentando respuestas muy altas.

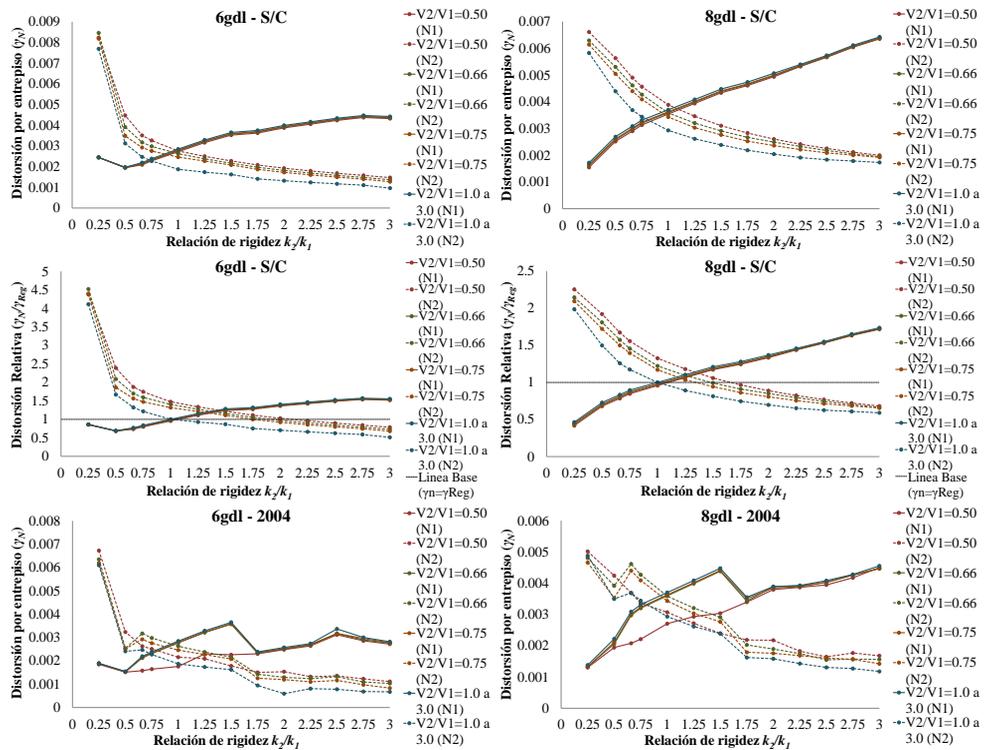
De los gráficos mostrados en la Figura 9, se puede hacer la siguiente observación importante:

- A partir de la relación de resistencia lateral  $V_2/V_1=1.0$ , las respuestas de los sistemas se concentran en el primer nivel y fueron constantes, es decir, en el intervalo de resistencias  $1.0 \leq V_2/V_1 \leq 3.0$  las respuestas fueron idénticas para cada sistema en estudio, teniendo únicamente variaciones en las relaciones de rigidez.

Para complementar el análisis de las curvas de desplazamientos, se presentan en la Figura 10 las curvas medias envolventes de distorsiones por entrepiso. En estas curvas se agrega otro tipo de gráfico que relaciona las respuestas máximas con la respuesta del sistema regular ( $V_2/V_1=k_2/k_1=1.0$ ). Se hace con respecto al sistema regular debido a que: 1) las NTCS-04 y NTCS-20 clasifican a la estructuras con respecto al comportamiento del sistema regular y, 2) este sistema, por la igualdad de propiedades de rigidez y resistencia, acomoda mejor las solicitaciones que se le exigen, presentado generalmente el

comportamiento más seguro sobre cualquier otra combinación de relaciones de rigidez y resistencia.

Observando la tendencia de ambos entrepisos en la Figura 10, se aprecia mejor cómo en la relación de rigidez  $k_2/k_1=0.25$  (para todas las relaciones de resistencia), la deformación del sistema la domina el segundo nivel, mientras que en la relación de rigidez  $k_2/k_1=3.0$ , se intercambia el dominio al primer nivel. Asimismo, se modifica el intervalo de relaciones donde se tiene una menor dispersión entre las respuestas de los entrepisos en resistencias lateral en  $0.50 \leq V_2/V_1 \leq 3.0$  y en rigideces de entrepiso en  $0.66 \leq k_2/k_1 \leq 1.25$ .



**Figura 10.** Curvas medias envolventes de las distorsiones de entrepiso: respuestas máximas, respuestas relativas y respuestas modificadas por factores de corrección por irregularidad

En las gráficas del centro de la Figura 10 se presentan las curvas de distorsión relativa normalizadas con respecto al sistema regular ( $V_2/V_1 = k_2/k_1 = 1.0$ ). Si se consideran aceptables los puntos que están cercanos a la línea base en 1.0 (por arriba o por debajo), que delimita las respuestas que son similares a la regular, entonces se observan más claramente los balances de rigidez y resistencia para los cuales los sistemas se desvían de la de un sistema regular. Así, se observa que para el primer piso suave y débil (N1) esto ocurre en los intervalos de resistencias laterales  $0.50 \leq V_2/V_1 \leq 3.0$  para intervalos de rigideces de entrepiso  $0.25 \leq k_2/k_1 \leq 0.75$ , mientras que para un segundo entrepiso suave y débil (N2) ocurre en el intervalos de resistencias laterales  $0.50 \leq V_2/V_1 \leq 0.75$  cuando  $2.0 \leq k_2/k_1 \leq 3.0$  y en el intervalo de resistencias laterales  $1.0 \leq V_2/V_1 \leq 3.0$  cuando  $1.25 \leq k_2/k_1 \leq 3.0$ . Con base en esto, ya se puede asegurar que, bajo el concepto en

que se consideró la ISE, existen intervalos de resistencias laterales y rigideces de entrepiso en que las respuestas se amplifican, liderando a potenciales pisos suaves y débiles dónde se puede presentar mayor daño en los sistemas.

En las curvas inferiores de la Figura 10, dónde se considera la corrección por el factor de irregularidad  $\alpha$ , se aprecia que con su uso se reduce la respuesta de los sistemas y la dispersión entre las distorsiones entre los niveles contiguos, apoyando favorablemente a las estructuras. Asimismo, aunque se siguió la clasificación que usa las NTCS-04 para discretizar el uso de los factores de corrección por irregularidad, se hace notorio que, incluso para las relaciones de rigidez y de resistencia donde recomienda no usarlos (bajo el concepto de estructura con comportamiento regular), y considerando exclusivamente resistencias nominales, sería necesario hacer esta corrección, observándose que en realidad no se alcanza la respuesta regular en las relaciones correspondientes a los siguientes balances: a) cocientes de resistencias laterales en el intervalo  $0.66 \leq V_2/V_1 < 1.0$  para balances de rigideces de entrepisos contiguos en el intervalo  $0.66 \leq k_2/k_1 < 1.0$ , y b) balances de resistencias laterales en el intervalo  $1.0 < V_2/V_1 \leq 1.50$  asociados a balances de rigideces de entrepisos contiguos en el intervalo  $1.0 < k_2/k_1 \leq 1.50$ .

### 3.3 Demandas máximas de ductilidad global

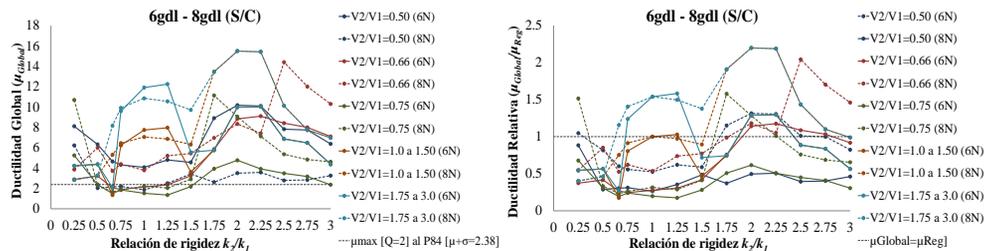
Para observar mejor el impacto favorable de los factores de corrección por irregularidad en la modificación de la respuesta de sistemas con potencial de desarrollar pisos suaves y blandos, se presentan a continuación las curvas medias envolventes de demandas de ductilidad global, mismas que se comparan contra la ductilidad permisible considerando un percentil 84  $\mu_{P84}=2.38$  (Figura 11). Recordando la concepción de los sistemas dinámicamente equivalentes, para definir las resistencias laterales se usaron las fuerzas obtenidas de la relación entre la pseudoaceleración  $S^a(g)$  y el peso de la estructura, asignando así resistencias nominales. Sin embargo, en realidad los sistemas desarrollarán cierta sobrerresistencia ante un trabajo dinámico (movimiento); por lo tanto, se decidió modificar las demandas de ductilidad (global y particulares) por conceptos de sobrerresistencia  $R$ . Por ejemplo, en un estudio realizado para un universo de 22 edificios regulares con base en marcos de concreto reforzado diseñados conforme a las NTCS-04 (Tena-Colunga *et al.* 2008), se reportaron factores de sobrerresistencia que oscilan entre 2 y 2.5. Asimismo, Moehle y Sozen (1980) realizaron una serie de experimentos en mesa vibradora usando especímenes a escala representando estructuras con base en marcos de concreto y muros de mampostería con distintas irregularidades, en las que se encuentran estructuras con piso suave. A partir de los resultados experimentales reportados por ellos, se pudo calcular que la sobrerresistencia que desarrollaron estos especímenes con pisos suaves y débiles osciló entre  $R=1.14-1.30$  (Tena-Colunga y Hernández-García 2020). Tomando como apoyo técnico lo reportado en estos dos estudios, se podría idealizar una reducción en las demandas de ductilidad de los sistemas estudiados en este trabajo, con lo cual se reducirá la respuesta de los sistemas.

Ahora bien, en el Apéndice A de las NTCS-04 (2004) se propone una ecuación (A.10 de ese documento) para calcular la sobrerresistencia en el diseño de una estructura, dependiendo del periodo dominante del sistema  $T_e(s)$  y del

periodo en el inicio de la meseta del espectro de diseño  $T_a(s)$ . Sin embargo, esta propuesta se basa en una serie de análisis realizados a sistemas configurados con una estructuración, principalmente, con base en marcos regulares de concreto reforzado. Para este trabajo, los sistemas tridimensionales base (6N y 8N, Figura 4), se propusieron con una configuración estructural de marcos de concreto con muros diafragma de mampostería, lo cual los aleja de la base de cálculo de  $R$  de la ecuación A.10 de las NTCS-04, además de que no se considera una sobrerresistencia menor que desarrollan las estructuras con piso suave, como se obtuvo a partir de los experimentos de Moehle y Sozen (1980), y de un estudio analítico (Tena-Colunga y Hernández-García 2020).

Entonces, según el estudio de Moehle y Sozen (1980), las estructuras irregulares con base en marcos de concreto reforzado y muros de mampostería que desarrollan pisos suaves y débiles sólo pudieron desarrollar  $R=1.14-1.30$ . Por lo tanto, tomando como base tanto este estudio, como el de marcos regulares de concreto (Tena-Colunga *et al.* 2008), se decidió utilizar dos factores para corregir por sobrerresistencia las demandas de ductilidades globales y particulares de los sistemas aquí estudiados, clasificándolos en regular, casi regular e irregular (como se propone en las NTCS-04 y con base en las relaciones que se han propuesto en este trabajo):

- Sistema regular ( $V_2/V_1=k_2/k_1=1.0$ ):  $R=2$
- Sistema casi-regular ( $0.66 \leq V_2/V_1 \leq 1.5$  y  $0.66 \leq k_2/k_1 \leq 1.5$ ):  $R=2$
- Sistema irregular ( $0.25 \leq V_2/V_1 < 0.66$  y  $1.5 < V_2/V_1 \leq 3.0$ ,  $0.25 \leq k_2/k_1 < 0.66$  y  $1.5 < V_2/V_1 \leq 3.0$ ):  $R=1.3$

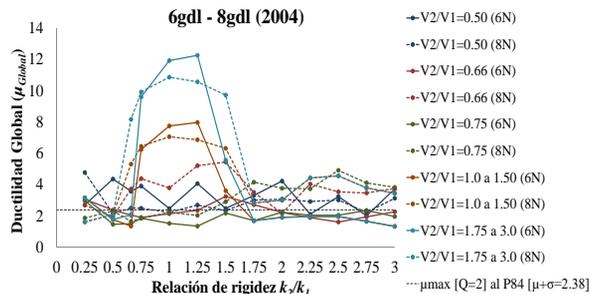


**Figura 11.** Curvas medias envolventes de las demandas de ductilidad global: respuestas máximas

Algo muy importante para hacer notar de las curvas mostradas en la Figura 11 es que, en las demandas de ductilidad máximas comparadas con la ductilidad permisible, la respuesta del sistema regular supera la ductilidad de diseño, es decir, queda por arriba de la ductilidad límite. De hecho, sólo en la curva para la relación de resistencias laterales  $V_2/V_1=0.75$  en las relaciones de rigidez de entrepiso  $0.50 \leq k_2/k_1 < 1.25$  se observan demandas menores a la permisible, con la menor demanda en  $k_2/k_1=0.66$ , es decir, cuando el sistema tiene un primer nivel más rígido y resistente en comparación con el segundo nivel. Lo anterior permite entender el efecto que tiene en la estructura el no considerar de una manera consciente la ISE, dejando desprotegida incluso a la estructura regular, la cual no sólo es la estructura que mejor acomoda las solicitaciones, sino también la que mayor sobrerresistencia genera. Las relaciones donde se obtiene una respuesta aceptable dependen de un primer nivel con mayor resistencia lateral ( $V_2/V_1=0.75$ ) para un intervalo de balances de rigidez  $0.50 \leq k_2/k_1 < 1.25$ ,

siendo éste el único segmento de la curva con demandas menores a la ductilidad límite. Por lo tanto, en el intervalo identificado se previene una falla en N1 que puede derivar en un piso suave y/o débil. En cambio, en los intervalos de rigidez  $k_2/k_1$  y relaciones de resistencia lateral  $V_2/V_1$  dónde se observan demandas mayores a la permisible, se podrían presentar una falla de este tipo.

En las curvas obtenidas usando los factores de corrección por irregularidad en el diseño (Figura 12), se rescatan algunas de las relaciones que presentaron demandas superiores a la permisible. Sin embargo, esto sólo se observa en las curvas para las relaciones de resistencia lateral  $1.75 \leq V_2/V_1 < 3.0$ , en la relación de rigidez  $k_2/k_1 < 0.50$ , es decir, un balance que considera un primer nivel más rígido pero un segundo nivel más resistente. En el caso del sistema regular, tomando como base la curva de resistencia lateral  $V_2/V_1 = 1.0$  a la que pertenece, aunque se usaron los factores de corrección, ninguna relación de rigidez redujo su demanda por debajo de la permisible. Esto permite entender que, aunque en el sistema regular se usara un factor de corrección por irregularidad, no reduciría su demanda hasta un valor permisible, atendiendo sólo a resistencias nominales.



**Figura 12.** Curvas medias envolventes de las demandas de ductilidad global: respuestas obtenidas usando en el diseño los factores de corrección por irregularidad  $\alpha$ .

Asimismo, subrayando un enunciado comentado párrafos atrás, aunque en las NTCS-04 (y las relaciones inversas propuestas) se catalogan como regulares a las siguientes relaciones de resistencias laterales y rigideces de entrepiso: a)  $0.66 \leq V_2/V_1 < 1.0$  con  $0.66 \leq k_2/k_1 < 1.0$  y, b)  $1.0 < V_2/V_1 \leq 1.50$  con  $1.0 < k_2/k_1 \leq 1.50$ ; esto no se cumple ante una concepción estructural mal fundamentada, por ejemplo, la mala concepción de la ISE como se comenzó este análisis, dejando puntos muy importantes al descubierto:

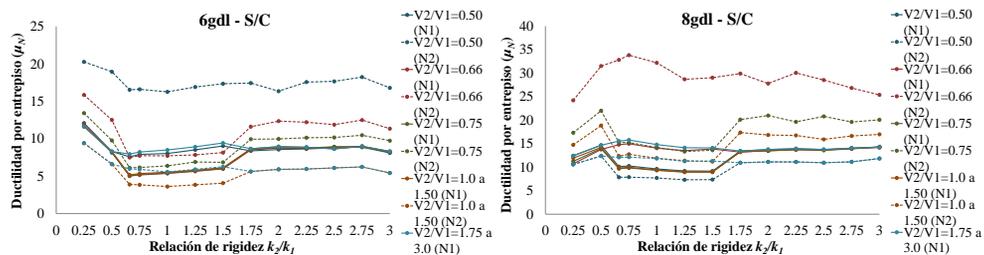
- Los intervalos de relaciones de rigidez y resistencia lateral catalogados como regulares, no garantizan una respuesta como tal, si la resistencia proporcionada o desarrollada es relativamente baja, como la considerada para una resistencia nominal de diseño, pudiendo presentarse un piso débil por falta de resistencia lateral.
- Si se consideran resistencias nominales exclusivamente, incluso en la estructura regular ( $V_2/V_1 = k_2/k_1 = 1.0$ ) se desarrollarían mayores deformaciones inelásticas a las permisibles. Esto no ocurre comúnmente en un diseño riguroso de una estructura, dado que al diseñarse secciones tipo y tomando en cuenta además el impacto de los factores de carga y la resistencia reales de los distintos materiales empleados, la

sobrerresistencia que se desarrolla en una estructura real puede ser muy importante. Sin embargo, para ello también se requiere tanto de una buena supervisión en obra, como idealmente un detallado razonablemente dúctil, entre otros factores relevantes.

- Con base al punto anterior, atendiendo sólo al desarrollo de una resistencia nominal de diseño, la respuesta de la estructura regular en rigidez y resistencia sería no aceptable, y dependiente entonces del desarrollo de sobrerresistencias importantes cómo las cuantificadas y reportadas en estudios realizados para estructuras regulares; y
- Los factores de corrección por irregularidad quedan cortos para solucionar por ellos solos las altas demandas estructurales que resultan de una mala concepción de la ISE, sobre todo tomando en cuenta que las sobrerresistencias que se desarrollan en estructuras con piso suave pueden ser relativamente bajas, como se reporta en otros estudios (Tena-Colunga y Hernández-García 2020).

### 3.4 Demandas máximas de ductilidad de entrepiso

Para complementar el análisis de las demandas de ductilidad, en la Figura 13 se presentan las curvas medias envolventes de las respuestas máximas por entrepiso. En esta figura se muestran únicamente las demandas máximas, omitiendo las curvas relativas (debido a que se observó que el sistema regular no presenta una demanda aceptable, atendiendo exclusivamente a resistencias nominales de diseño) y las curvas de corrección por factores de irregularidad  $\alpha$  (debido a que no redujeron las respuestas aceptablemente en las demandas globales). Por lo tanto, se toman estas curvas para entender en qué nivel se exige la mayor demanda y, por ende, cuál es el que provoca el fallo en el sistema.



**Figura 13.** Curvas medias envolventes de las demandas de ductilidad por entrepiso: respuestas máximas

Por ejemplo, de manera global (considerando ambos sistemas de 6gdl y 8gdl), en las curvas para balances de resistencias laterales  $0.50 \leq V_2/V_1 \leq 1.50$  en el intervalo de balances de rigideces de entrepiso  $0.25 \leq k_2/k_1 \leq 3.0$ , la mayor demanda se presenta en el segundo nivel. De forma opuesta, el primer nivel presenta las mayores deformaciones en las curvas obtenidas para balances de resistencias laterales  $1.75 \leq V_2/V_1 \leq 3.0$  en el intervalo  $0.25 \leq k_2/k_1 \leq 3.0$ . De forma particular, en las curvas de las relaciones  $1.0 \leq V_2/V_1 \leq 1.50$ , se esperaría que presenten mayores demandas en el primer nivel (N1); sin embargo, esto sólo ocurre en los sistemas de 6gdl. En contraste, para los sistemas de 8gdl, la demanda se concentra en el segundo nivel (N2), lo cual se debe a que, siendo sistemas con mayor altura, se comportan ligeramente más flexibles que los sistemas de 6gdl. Si se combina esa

flexibilidad estructural con la flexibilidad del terreno, se provoca una concentración de daño en los niveles superiores. Con base en esto, se confirma la siguiente observación:

- La ISE afecta mayormente a las estructuras más flexibles, debido a la flexibilidad de ambos mundos: el terreno y la estructura.

### 3.5 Importancia del cabeceo de la cimentación

Uno de los efectos de mayor cuidado asociados a la ISE en las estructuras, y que se hace más relevante en estructuras esbeltas y/o con cimentaciones someras o poco profundas es el movimiento por cabeceo. En general, al incluir la ISE se generan incrementos en los desplazamientos laterales por la flexibilidad del suelo por dos conceptos: la traslación del terreno y el cabeceo de la cimentación. Éste último desplazamiento se presenta en cimentaciones no profundas el cual se magnifica en suelos muy blandos, como los de las zonas del lago de la Ciudad de México considerados en este trabajo, y se hacen más notorios en edificios medianos a altos o esbeltos, generando efectos que muchas veces no se consideran en la práctica de diseño. El cabeceo de la cimentación también impacta en la estructura a los efectos de primer orden ( $P-\delta$ ) y de segundo orden ( $P-\Delta$ ), que generan un incremento de momentos derivado del producto de las fuerzas de los elementos portantes y el desfase que genera entre su centroide y el centroide de la estructura (primer orden); y el incremento de momentos que se genera por el producto de las fuerzas globales del sistema y el desfase entre el centroide de la estructura y el centroide de la huella del terreno de desplante (segundo orden). Al no ser considerados estos efectos, se desprecian fuerzas en la estructura que los elementos portantes no necesariamente serán capaces de soportar, no sólo en el primer nivel, sino en cualquier nivel de la estructura, como se ha observado en esta investigación.

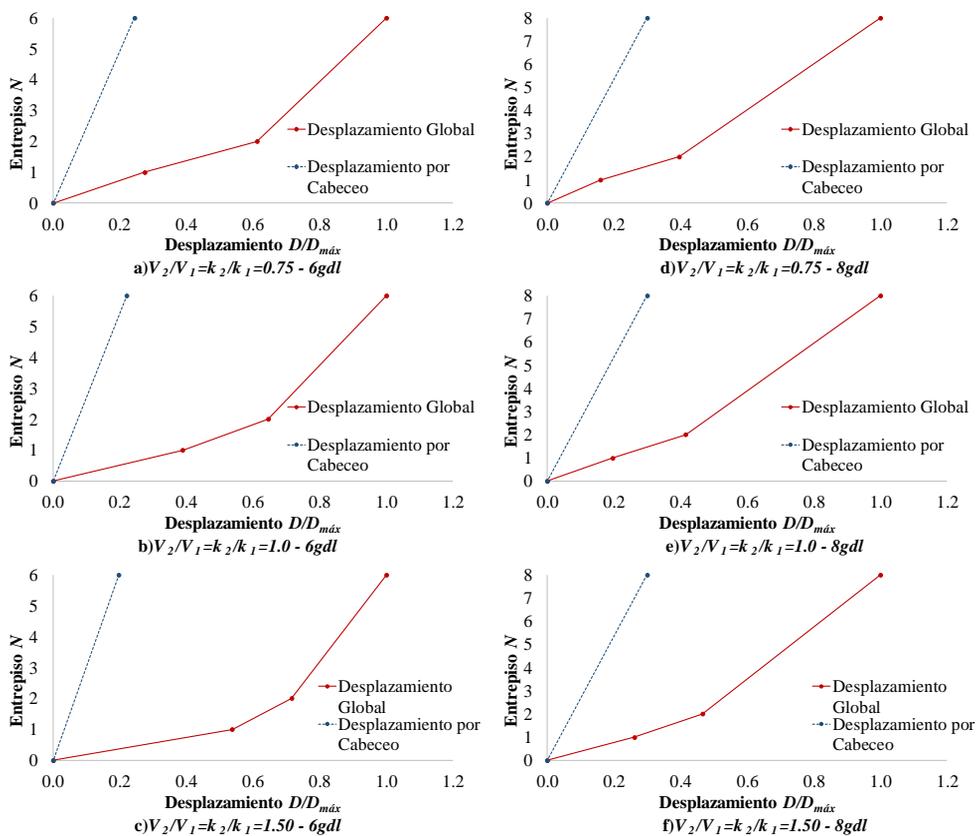
Por lo tanto, para entender mejor este efecto y a su vez, el por qué se obtuvieron respuestas tan vulnerables en el sistema, se presentan a continuación algunas curvas medias envolventes que muestran cómo actúa el desplazamiento por cabeceo en los sistemas y, como se hace más notorio en los sistemas de 8gdl (Figuras 14 y 15). Para complementar, debido a la ISE, el desplazamiento total de la estructura se obtiene como se establece en la ec. 6, siendo la suma de: el desplazamiento de la estructura ( $D_{est}$ ), el desplazamiento lateral del terreno ( $D_{X,Y}$ ) y el desplazamiento por cabeceo ( $D_{\phi}$ , también por el terreno).

$$D_{total} = D_{Est} + D_{ISE} \Rightarrow D_{ISE} = D_{X,Y} + D_{\phi} \quad (6)$$

En estos perfiles de desplazamientos estructurales con base en la ISE, y con base en la respuesta de los sistemas de 6gdl y 8gdl, se presentan los desplazamientos sólo por cabeceo y de la estructura.

Esto se hizo para poder apreciar el desplazamiento por cabeceo (el mayor efecto observado por ISE en suelos blandos en estructuras de mediana altura, por ejemplo, Del Valle *et al.* 1988, Tena 2019) y de la estructura. En cuanto a los desplazamientos sólo por cabeceo y de la estructura de los sistemas de 6gdl, se observa que del desplazamiento global, en general el 20% del desplazamiento

lateral de la superestructura depende del cabeceo de la cimentación con base en el modelado hecho para considerar la ISE. Este giro de la cimentación es el que, al no considerarse, incrementa los efectos de primer y segundo orden en la estructura, que aumentan las demandas de esfuerzos en los elementos de forma local y en la estructura de forma general; es decir, pueden comprometer su estabilidad estructural. Algo importante de notar es que, conforme aumentan las relaciones de rigidez y resistencia, se hace más notorio el cambio en cuanto a cuándo se presenta el piso suave o débil en el primer o segundo nivel. Por ejemplo, para los balances de resistencia y rigidez lateral  $V_2/V_1=k_2/k_1=0.75$ , la mayor respuesta se presenta en segundo nivel (N2); para  $V_2/V_1=k_2/k_1=1.0$ , es ligeramente mayor en el primer nivel (N1) pero no muy alejada de N2, y para  $V_2/V_1=k_2/k_1=1.50$ , se observa que la mayor respuesta se concentra en el primer nivel (N1), como debía esperarse.



**Figura 14.** Curvas medias envolventes de desplazamiento estructural, suma de desplazamientos por ISE y propio del sistema: sistemas dinámicamente equivalentes de 6gdl y 8gdl

En cuanto a los perfiles obtenidos para los sistemas de 8gdl (gráficos derechos, d, e y f), se observa un comportamiento similar. Sin embargo, la componente de traslación lateral debido al cabeceo de la cimentación (25%) es mayor que para los sistemas de 6gdl, efecto que se incrementa debido al aumento de su altura, masa y flexibilidad. Asimismo, se aprecia que incluso para la relación  $V_2/V_1=k_2/k_1=1.50$ , la demanda no la rige claramente el primer nivel, dado que el

desplazamiento asociado a N1 sólo es ligeramente mayor que el de N2. Por lo tanto, la respuesta en el nivel N2 sigue siendo muy alta para esta relación de rigidez y resistencia, por lo que, dependiendo de las características del movimiento del terreno, la mayor respuesta podría presentarse en el nivel N2.

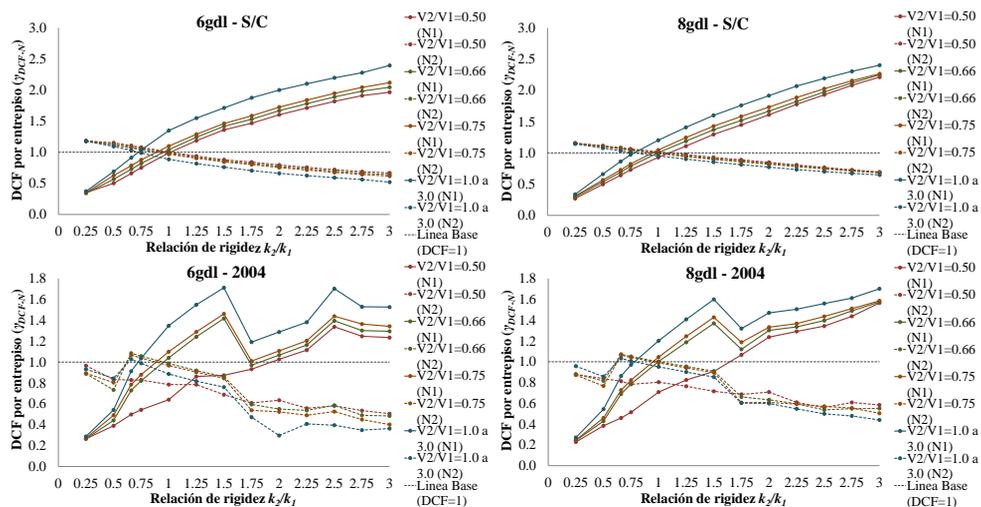
Entonces, con base en todas estas curvas analizadas, se observa y concluye de forma general que al no concebir de manera adecuada la ISE, se desprecian efectos que son relevantes en el diseño de las estructuras. El no considerar directamente la ISE en suelos muy blandos puede vulnerar al sistema estructural, conduciéndolo a un posible o inevitable daño, sobre todo si la resistencia lateral desarrollada es relativamente baja a la que le demanda la acción sísmica. Por ejemplo, a partir de los resultados de ductilidad global, al superarse notablemente la ductilidad permisible, se concluye que los sistemas seguramente pueden desarrollar un daño muy grave, en parte por las sollicitaciones que no se tomaron en cuenta en el inicio del análisis.

### 3.6 Factor de concentración de distorsión

Ahora bien, con base en los resultados discutidos en secciones anteriores ya se ha concluido que los sistemas desarrollarán daño severo o incluso alguna falla, pero ¿alguna de éstas ocurrirá por un flagrante piso suave? Al principio del análisis de las curvas envolventes se dejó claro que la curva para balances de resistencias laterales  $V_2/V_1=0.25$  y para todos los balances de rigideces de entrepiso considerados, se generan claros pisos suaves y débiles en el segundo nivel (N2). Asimismo, en las curvas de relación de desplazamientos se comentó que, es segura la formación de pisos suaves y débiles en segundo nivel para las relaciones  $0.50 \leq V_2/V_1 \leq 3.0$  y  $k_2/k_1=0.25$ , y en el primer nivel para las relaciones  $0.50 \leq V_2/V_1 \leq 3.0$  y  $k_2/k_1=3.0$ . Entonces, para discernir en qué otras relaciones se podrían formar pisos suaves, se utilizó el concepto del *Drift Concentration Factor* (DCF) o *Factor de la Distorsión Concentrada* (MacRae et al. 2004; Shin et al. 2016), que es un parámetro no lineal cuyo propósito es evaluar la posibilidad de desarrollar un piso suave en alguno de los niveles dentro de la estructura en estudio. El DCF se define como la relación entre la distorsión máxima de entrepiso ( $\gamma_{Nn-máx}$ ) y la distorsión máxima de la estructura ( $\gamma_{Global-máx}$ ). Por lo tanto, para cualquier entrepiso  $n$ , el  $DCF_n$  se calcula como se muestra en la ec. 7:

$$DCF_n = \frac{\gamma_{Nn-Máx}}{\gamma_{Global-Máx}} = \frac{H_T \cdot \gamma_{Nn-Máx}}{\sum_{i=1}^N \gamma_{Ni-Máx} \cdot h_i} \quad (7)$$

Entonces, si el nivel en estudio tiene un DCF mayor a uno, esto lo clasifica como propenso a desarrollar un piso suave, siendo más vulnerable conforme más se aleje de la unidad. Caso opuesto, si el DCF resulta menor a la unidad, o sobre ésta, se cataloga como exento del desarrollo del mecanismo; incluso, si se separa ligeramente por encima de la unidad, pero bastante cerca, podría ser considerado como aceptable. Por lo tanto, se presentan en la Figura 15 las curvas correspondientes al DCF por sistema reducido.



**Figura 15.** Curvas medias de demandas máximas envolventes del DCF, por entpiso, de los sistemas dinámicamente equivalentes de 6gdl y 8gdl

Si se permite hasta un 20% de separación con respecto a la línea de regularidad de referencia ( $DCF=1$ ), con base en las curvas medias de demandas máximas, se tiene que sólo para las relaciones de cocientes de resistencias laterales  $0.50 \leq V_2/V_1 \leq 0.75$  en el intervalo de contrastes de rigideces de entpiso  $0.50 \leq k_2/k_1 \leq 1.25$  y para  $1.0 \leq V_2/V_1 \leq 3.0$  en  $0.50 \leq k_2/k_1 \leq 0.75$ , los sistemas evitan una falla por piso suave. En el resto de relaciones, los sistemas presentarán una formación de piso suave y/o débil, y es claro que para las relaciones  $0.50 \leq V_2/V_1 \leq 3.0$  en  $k_2/k_1 > 1.50$  se formará un flagrante piso suave en el primer nivel.

A partir de las curvas relacionadas con el uso de los coeficientes de corrección por irregularidad ( $\alpha$ ), se observa que ayudan a prevenir que se desarrollen fallas por piso suave y/o débil para muchas de las relaciones estudiadas, incluyendo a la estructura definida como regular ( $V_2/V_1 = k_2/k_1 = 1$ ), la cual, como se discutió en secciones anteriores, presentó demandas de ductilidad que la pueden encaminar a una falla por piso débil si sólo fuera capaz de desarrollar la resistencia nominal de diseño.

Algo que resulta importante hacer notar es que las relaciones que evitan desarrollar una falla por piso suave y/o débil, corresponden a relaciones que tienen un balance de propiedades que presentan a un primer nivel más fuerte y rígido que el segundo nivel, o combinan segundo nivel más fuerte pero un primer nivel más rígido.

#### 4 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES

En este trabajo se analizaron sistemas reducidos de 6gdl y 8gdl representando dinámicamente a sistemas tridimensionales de seis (6N) y ocho (8N) niveles, respectivamente. Al ser estructuras idealmente desplantadas sobre un terreno blando (zona III-a de la CDMX), necesita considerarse la interacción suelo-estructura (ISE). Sin embargo, se llevó a cabo una consideración equivalente que se hace comúnmente en la práctica de diseño estructural en CDMX por muchos despachos: no incluirla en el diseño bajo la suposición de que

ayudará al comportamiento estructural del sistema en estudio. En este trabajo se consideraron exclusivamente las resistencias nominales de diseño, sin considerar las sobrerresistencias que pudieran desarrollar estos sistemas.

En los resultados obtenidos y analizados se observó y se comprobó, que no considerar a la ISE en el diseño formal de estructuras con potenciales pisos suaves y débiles no es conservador. Al contrario, se desarrolla una vulnerabilidad notable en los sistemas estudiados, que los puede encaminar a daño estructural severo o incluso, la falla o colapso. Se tomaron como base las relaciones de balances de rigideces y de resistencias laterales entre entrepisos contiguos establecidos en las NTCS-04 para definir estructuras regulares e irregulares, y se complementaron con sus relaciones inversas para definir más claramente que la regularidad o irregularidad por piso suave se pueden presentar tanto en el primer nivel, como en niveles intermedios y superiores. Asimismo, se corrigieron las respuestas con los factores de corrección por irregularidad establecidos en las NTCS-04, buscando modificar favorablemente la respuesta del sistema. Con base en los análisis realizados, y atendiendo a que se consideraron resistencias nominales de diseño exclusivamente, se ofrecen las siguientes observaciones generales relacionadas con sistemas estructurales con el potencial de desarrollar pisos suaves y/o débiles:

1. Es necesario considerar la ISE en todo terreno blando o semi-blando, con base en todas las correcciones que de ésta dependen: corrección de las ordenadas de los espectros de diseño, corrección de factores de comportamiento sísmico, corrección de periodos y uso de funciones de impedancia o resortes y amortiguadores equivalentes en su defecto;
2. El no considerar a la ISE, o no considerarla cabalmente, conlleva potencialmente a incrementar la vulnerabilidad de la estructura en estudio, debido a la omisión de efectos que recaen sobre ella, derivados de la base flexible sobre la que estará desplantada la estructura;
3. Al no definir la ISE correctamente, se arriesga a que la estructura desarrolle un daño importante y la potencial formación de pisos suaves y débiles, si no se mantiene un balance adecuado de rigidez y resistencia en los entrepisos de la estructura, sobre todo si la resistencia lateral que se desarrolla resulta escasa en función de lo que le puede demandar los movimientos del terreno;
4. Los niveles superiores tienden a ser más vulnerables a los efectos de la ISE, y esta vulnerabilidad tiende a aumentar conforme aumenta el número de pisos de la estructura;
5. La consideración del movimiento por cabeceo es fundamental en el análisis de una estructura desplantada en suelo flexible en cimentaciones someras o con cajones de cimentación que no se apoyan en pilotes a los estratos firmes del sitio.
6. El uso de factores de corrección por irregularidad para aumentar la resistencia lateral de diseño de estructuras con potenciales pisos suaves y débiles ayudan a modificar la respuesta excesiva del sistema que pueda llevar a un daño excesivo a la estructura. Sin embargo, pueden ser insuficientes cuando se hace una mala consideración de ISE, al no garantizar una reducción suficientemente adecuada de su respuesta;

7. Una estructura regular ( $V_2/V_1=k_2/k_1=1.0$ ) puede volverse vulnerable y desarrollar un piso débil si en su diseño se desprecia o no se considera adecuadamente a la ISE y, además, la resistencia lateral desarrollada es muy inferior a la demandada por la acción sísmica;
8. En suelos muy blandos, la formación de un mecanismo de piso suave y/o débil se incrementa al no considerar, o no considerar adecuadamente, a la ISE;
9. En general, el impacto de la ISE no se relaciona sólo con un incremento de periodo por la base flexible, como se considera en la práctica común del diseño de estructuras en CDMX. Depende también de un movimiento multidireccional y del comportamiento histerético entre el suelo de desplante, la cimentación y la estructura, entre muchas otras variables.

De los resultados aquí obtenidos y presentados, se hacen los siguientes comentarios específicos:

- En general, considerando exclusivamente resistencias nominales, fueron pocas las relaciones de balances de rigidez y resistencia lateral de entrepisos que presentaron un comportamiento aceptable. Sólo para las relación entre resistencias laterales  $V_2/V_1=0.75$  en el intervalo de cocientes de rigideces de entrepiso  $0.50 \leq k_2/k_1 \leq 1.25$  se observó un comportamiento aceptable. Para el resto de relaciones estudiadas, se presentaron comportamientos inaceptables, con demandas excesivas que superan a las permisibles;
- Para la relación de resistencias laterales de entrepiso  $V_2/V_1=0.25$  para todas las relaciones de rigidez de entrepiso en estudio, los sistemas en estudio son vulnerables, con una clara formación de piso suave y débil en el segundo nivel (N2);
- Para las relaciones de resistencias laterales de entrepiso  $0.50 \leq V_2/V_1 \leq 3.0$  cuando el contraste de rigideces entre entrepisos contiguos es  $k_2/k_1=0.25$ , se forma un claro piso suave y débil en el segundo nivel, por su baja rigidez en comparación con el primer nivel;
- Para las relaciones de resistencias laterales de entrepiso  $0.50 \leq V_2/V_1 \leq 3.0$  cuando el contraste de rigideces entre entrepisos contiguos es  $k_2/k_1 > 1.50$ , se forma un flagrante piso suave en el primer nivel por su baja rigidez en comparación con el segundo nivel;
- En general, cuando se hace una mala concepción de la ISE en el proceso de diseño de una estructura con el potencial de desarrollar un piso suave o débil, el impacto negativo en su respuesta dinámica asociada a este mal diseño es menor cuando se tiene un primer nivel más rígido y resistente que el segundo nivel o cuando se tiene un primer nivel más rígido pero un segundo nivel más resistente;
- Para todos los modelos en estudio, se observó que aumentó la vulnerabilidad del segundo nivel en todas las curvas analizadas, debido a la flexibilidad del suelo;
- Atendiendo exclusivamente a resistencias nominales, el sistema regular de referencia no fue capaz de acomodar las demandas adicionales derivadas de la mala concepción de la ISE y de una resistencia lateral

nominal insuficiente para resistir las demandas sísmicas, convirtiéndolo entonces al sistema regular en propiedades como uno propenso a desarrollar un piso débil. Incluso, ni con el uso de factores de corrección por irregularidad, el incremento en su resistencia lateral de diseño sería suficiente para reducir su respuesta a una aceptable (menor que la permisible). Es por ello que es muy importante la correcta supervisión de obra y el detallado todas las estructuras durante su construcción (regulares e irregulares), para que se garantice el desarrollo de sobrerresistencias adecuadas que les permitan solventar satisfactoriamente demandas de deformación inelástica adicionales asociadas a movimientos del terreno extremos, como los asociados a sismos muy intensos.

Estos son los comentarios y conclusiones que se obtuvieron a partir de este estudio. Sin embargo, cabe recordar que, a pesar de lo extenso del estudio paramétrico descrito, tiene las limitantes que en él sólo se consideran modelos de 6N y 8N que se analizaron solamente con respecto a suelos blandos de la zona III-a de CDMX y considerando resistencias nominales de diseño conforme a las NTCS-04 exclusivamente. Por lo tanto, aun existe un universo extenso de posibles escenarios por estudiar. Sin embargo, el presente estudio sí ilustra fehacientemente las potenciales consecuencias de no incluir adecuadamente los efectos de la ISE en el diseño de estructuras con potencial de desarrollar pisos suaves y débiles en suelos blandos. Los autores esperan que, con base en los resultados obtenidos y presentados, en el futuro los diseñadores reconsideren algunos conceptos que están mal fundamentados con respecto a la ISE y que, hasta estos tiempos, se siguen empleando en la práctica ingenieril del diseño de estructuras en suelos blandos, particularmente en CDMX.

## 5 AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece la beca otorgada por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México (Conacyt), que le permitió involucrarse en este proyecto de investigación en el desarrollo de su tesis de doctorado en el Posgrado de Ingeniería Estructural de la UAM Azcapotzalco.

## REFERENCIAS

1. Aguiar, R. (2011), *El mega sismo de Chile de 2010 y lecciones para Ecuador*, primera edición, Instituto Panamericano de Geografía e Historia, IPGH, Sección Nacional del Ecuador, Quito-Ecuador, ISBN-978-9978-30-104-3, marzo.
2. Arlekar J. N., S. K. Jain y C. V. R. Murphy (1997), "Seismic response of RC frame buildings with soft first storeys", *Memorias, Golden Jubilee Conference on Natural Hazards in Urban Habitat*, noviembre.
3. Chintanapakdee, C. y A. K. Chopra (2004), "Seismic response of vertically irregular frames: response history and modal pushover analyses", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 8, pp. 1177-1185, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:8\(1177\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:8(1177)).

4. Das, S. y J. M. Nau (2003), "Seismic design aspects of vertically irregular reinforced concrete buildings", *Earthquake Spectra*, Vol. 19, No. 3, pp. 455-477, <https://doi.org/10.1193%2F1.1595650>.
5. Del Valle, E. (1980), "Some lessons from the March 14, 1979 Earthquake in Mexico City", *Memorias, 7<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Istanbul, Turkey, Vol. 4, pp. 545-552.
6. Del Valle, E., D. A. Foutch, K. D. Hjelmstad, E. Figueroa-Gutiérrez y A. Tena-Colunga (1988), "Seismic retrofit of a RC building: a case study", *Memorias, 9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan, Vol. VII, pp. 451-456.
7. Díaz, J. L. (2008), "Criterios de aceptación para el diseño sísmico por desempeño y confiabilidad de edificios de concreto reforzado, con piso suave en planta baja, desplantados en suelos blandos de la Ciudad de México", *Tesis de Maestría*, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, marzo.
8. Esteva, L. (1963), "Los temblores de mayo de 1962 en Acapulco", *Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, Vol. I, No. 2, pp. 39-62, diciembre.
9. Esteva, L., O. A. Rascón y A. Gutiérrez (1970), "Lecciones de algunos temblores recientes en América Latina", *Ingeniería Sísmica*, No. 3, pp. 1-28, mayo.
10. Esteva, L. (1988), "La investigación y la práctica de la ingeniería sísmica en México después de los sismos de 1985", *Ingeniería Sísmica*, No. 34, pp. 5-82.
11. 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, <https://doi.org/10.1193/1.1585686>.
12. Fernández, L. R. y J. Avilés (2008), "Efectos de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 79, pp. 71-90, <https://doi.org/10.18867/ris.79.33>.
13. 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.
14. 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.
15. 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, <http://dx.doi.org/10.2174/1874836801206010074>.
16. 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.
17. Hernández, D. A. y A. Tena (2016), "Estudio paramétrico de modelos representativos de estructuras propensas a desarrollar pisos suaves o débiles ante excitaciones sísmicas de suelo blando", *Revista de Ingeniería*

- Sísmica*, No. 95, julio-diciembre, pp. 53-80, <https://doi.org/10.18867/ris.95.405>.
18. Hernández, D. A. y A. Tena-Colunga (2017), "Estudio paramétrico de modelos dinámicamente equivalentes a edificios con pisos suaves y débiles desplantados en suelos blandos", *Memorias, XXI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Jalisco, CDRom, Artículo III-04, septiembre.
  19. Hernández, D. A. (2021), "Análisis de estructuras propensas a fallar por mecanismos de piso suave", *Tesis de Doctorado*, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, agosto.
  20. Hernández-García D. A. y A. Tena-Colunga (2017), "Parametric study for soft story structural models subjected to ground motions typical of soft soils", *Memorias, 16<sup>th</sup> World Conference on Earthquake*, Santiago, Chile, Paper No. 3329, enero.
  21. IIUNAM (1985), "La UNAM ante los sismos del 19 de septiembre de 1985", *Informe Preliminar*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, octubre.
  22. Jara, J. M., E. J. Hernández, B. A. Olmos y G. Martínez (2020), "Building damages during the September 19, 2017 earthquake in Mexico City and seismic retrofitting of existing first soft-story buildings", *Engineering Structures*, Vol. 209, Paper 109907, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109977>.
  23. Juárez, H., A. Gómez, A. Terán, E. Sordo, E. Arellano, M. Corona, T. Perea, D. Hernández, G. Rangel, G. Arzate, H. Ramírez y M. Jara (1999), "Intensidades y daños asociados al sismo del 15 de junio de 1999", *Memorias, XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Morelia, Michoacán, Vol. II, pp. 754-765, noviembre.
  24. MacRae G. A., Y. Kimura y C. Roeder (2004), "Effect of column stiffness on braced frame seismic behavior", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 3, pp. 381-391.
  25. Moehle J. P. y M. A. Sozen (1980), "Experiments to study earthquake response of R/C structures with stiffness interruptions", *Structural Research Series No. 482*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, October.
  26. Murià, D. y J. Ávila (2012), "Chapter 8: Buildings" en: *The Chilean Earthquake of February 27, 2010,  $M_w=8.8$ , Report of the Reconnaissance Team of the Institute of Engineering*, UNAM, primera edición, septiembre, ISBN: 978-607-02-5072-9, 231-331.
  27. NTCS-87 (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, noviembre.
  28. NTCC-04 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre.
  29. NTCS-04 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre.
  30. NTCS-20 (2020), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, pp. 6-105, junio.
  31. Páez, D., J. Zabala y Y. Rodríguez (2017), "Piso blando, una falla común en el terremoto de Pedernales", *Revista Ciencia*, Vol. 19, No. 1, pp. 59-75.

32. Pérez Rocha, L. E. (1994). Acelerograma sintético, generado por solicitud personal del Dr. Arturo Tena Colunga”.
33. Piqué, J. (2008), “Metodología de diseño sismorresistente en el Perú: evolución y resultados”, *Jornadas sobre Ingeniería Estructural y Sísmica*, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, noviembre.
34. Prakash V., G. H. Powell y F. Fillipou (1992). “DRAIN-2DX: Base program user guide”, *Report No. UBC/SEMM-92/29*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.
35. Rosenblueth, E. (1960), “The earthquake of 28 July 1957 in Mexico City”, *Memorias, 2nd World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, Vol. 1, pp. 359-379.
36. 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, <https://doi.org/10.1193/1.1585512>.
37. Ruiz, E., S. E. Ruiz y F. García (1997), “Respuesta sísmica de marcos con planta baja débil diseñados con el RCDF-76 y el RCDF-93”, *Memorias, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Veracruz, Vol. II, pp. 781-791.
38. Shin, J., D. W. Scott, L. K. Stewart, C. S. Yang, T. R. Wright y R. DesRoches (2016) “Dynamic response of a full-scale reinforced concrete building frame retrofitted with FRP column jackets”, *Engineering Structures*, Vol. 125, pp. 244-253.
39. Tena, A., E. del Valle, S. M. Alcocer, R. Berrón, J. L. Camba, O. de la Torre, F. García, O. López, E. Martínez, E. Miranda, V. M. Pavón y A. Terán (1997), “Capítulo 11: Edificios”, *El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995*, Arturo Tena Colunga, editor, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Universidad de Colima, primera edición, octubre, ISBN 968-6190-83-X, pp. 268-324.
40. 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, CDROM, noviembre.
41. Tena, A. (2004), “Enseñanzas principales durante sismos recientes”, *Memorias, II Seminario de Reaseguro Facultativo “Terremoto y Huracán”*, Ciudad de México, pp. 51-87, septiembre.
42. Tena, A. (2010), “Irregularidad estructural y su efecto en la respuesta sísmica de edificios”, *Memorias, V Congreso Iberoamericano de Ingeniería Civil*, Mérida, Venezuela, CDROM, pp. 1-57, noviembre.
43. Tena, A. (2019), “Interacción suelo-estructura. Reflexiones sobre su importancia en la respuesta dinámica de estructuras durante sismos”, *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 24, No. 2, pp. 141-165, <http://dx.doi.org/10.24133/riie.v24i2.1282>.
44. Tena-Colunga, A. (1999), “International seismic zone tabulation proposed by the 1997 UBC code: Observations for Mexico”, *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 2, pp. 331-360, <http://dx.doi.org/10.1193/1.1586044>.
45. Tena-Colunga, A., H. Correa-Arizmendi, J. L. Luna-Arroyo y G. Gatica-Avilés (2008), “Seismic behavior of code-designed medium rise special moment-resisting frame RC buildings in soft soils of Mexico City”,

- Engineering Structures*, Vol. 30, No. 12, pp. 3681-3707, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.05.026>.
46. 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, <http://dx.doi.org/10.2174/18741495010040100001>.
47. Tena-Colunga, A. y D. A. Hernández-García (2020), "Peak seismic demands on soft and weak stories models designed for required code nominal strength", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 129, Paper 105698, pp. 1-17, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.05.037>.
48. Tena-Colunga, A. (2021), "Conditions of structural irregularity. Relationships with observed earthquake damage in Mexico City in 2017", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 143, Paper 106630, pp. 1-29, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106630>.
49. Valmundsson, E. V. y J. M. Nau (1997), "Seismic response of building frames with vertical structural irregularities", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 1, pp. 30-41, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:1\(30\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:1(30)).
50. Wen, S., K. Suzuki y K.-H. Kwon (1993), "Prediction of response in ultimate stage for multistory concrete frames with soft story subjected to ground motions", *Concrete Engineering Annual Report*, Japan Concrete Institute, Vol. 15, No. 2, pp. 1321-1326, <https://ci.nii.ac.jp/naid/110009743917/en/>.
51. Yousef, A. M., S. E. El-Metwally y M. A. El-Mandouh (2014), "Seismic performance of HSC dual systems irregular in elevation", *Ain Shams Engineering Journal*, Vol. 5, pp. 321-332, <http://dx.doi.org/10.1016/j.asej.2013.11.001>.
52. Zhou, J., G. Bu, H. Wang y J. Cai (2013), "Modification of ductility reduction factor for vertically irregular structures subjected to pulse-like ground motions", *Advances in Structural Engineering*, Vol. 16, No. 4, pp. 641-652, <https://doi.org/10.1260/1369-4332.16.4.641>.