

INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LOS MECANISMOS DE COLAPSO DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO

Zenayda Corratgé Yzaguirre¹, Daniela de la Caridad Álvarez Martín², Dr. Ing. Willian Cobelo Cristia³, Dr. Ing. Janet Otmara Martínez Cid⁴

¹Ing. Civil, Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría”, Calle 114, # 11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao. CP 11500, La Habana, Cuba, zenayda@civil.cujae.edu.cu

²Ing. Civil, Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría”, Calle 114, # 11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao. CP 11500, La Habana, Cuba, danielvarezm96@gmail.com

³Ing. Civil, Doctor en Ciencias Técnicas, Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría”, Calle 114, # 11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao. CP 11500, La Habana, Cuba, wcobelo@civil.cujae.edu.cu

⁴Ing. Civil, Doctora en Ciencias Técnicas, Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría”, Calle 114, # 11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao. CP 11500, La Habana, Cuba, jcid@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

La interacción suelo – estructura (ISE) juega un importante papel en la respuesta estructural de las edificaciones sometidas a carga sísmica. Su influencia se evidencia en la modificación tanto de fuerzas interiores, desplazamientos y derivas como de algunos de los requisitos establecidos para el diseño sismorresistente; tal es el caso del principio de “columna fuerte – viga débil”, que garantiza que se genere un mecanismo de colapso en correspondencia con la jerarquía de fallo recomendada por las normas y códigos. En el presente trabajo se analiza un edificio de 10 niveles conformado por pórticos y tímpanos de hormigón armado ante carga sísmica considerando y sin considerar la ISE, con el objetivo de determinar la influencia de este fenómeno en la modificación del mecanismo de colapso establecido. Para ello se utilizó el Método estático no lineal Push-Over que permite determinar el orden y lugar de aparición de las rótulas plásticas. La ISE fue incorporada a través del Modelo de Winkler. La carga de sismo fue calculada a partir de la NC-46: 2017. Para la modelación del edificio se utilizó el software de análisis y diseño ETABS V17. Se evidenció que al considerar la ISE se pierde el criterio de “columna fuerte – viga débil” al aparecer las articulaciones plásticas de manera prematura en las columnas.

Palabras claves: columna fuerte – viga débil, interacción suelo – estructura, mecanismo de colapso, push – over, winkler.

INFLUENCE OF THE SOIL – STRUCTURE INTERACTION ON THE FAILURE MECHANISM OF A REINFORCED CONCRETE BUILDING

ABSTRACT

Soil – structure interaction (SSI) plays an important role in the structural behavior of buildings under seismic loads. Its influence is evidenced, not only in the modification of the internal forces, displacements and drifts; but in some of the seismic resistant design requirements such as the “strong column – weak beam” principle, which guarantees that a failure mechanism is generated according with the recommended hierarchy by the codes and standards. In this research a ten level reinforced concrete building composed by moment-resistant frames and shear walls under seismic load is analyzed considering the SSI. Another model which doesn't include the SSI is also studied. The main objective is to determine the influence of this phenomenon in the established failure mechanism modification. In order to achieve this goal, the non – linear static Push – Over method was used, which allows to determine the order and location of the plastic hinges. The SSI was included by using the Winkler model. The seismic load was calculated according to the NC-46: 2017. The analysis and design software ETABS V17 was used for the modelling of the building. As a result of this research it was proved that when including SSI, the “strong column – weak beam” principle disappeared due to the formation of plastic hinges in columns in an earlier stage.

Key words: strong column – weak beam, soil – structure interaction, failure mechanism, push – over, winkler.

Nota Editorial: Recibido: abril 2020; Aceptado: septiembre 2020

1. INTRODUCCIÓN

El carácter súbito de los sismos y la magnitud de las fuerzas que se generan, provocan el colapso de las estructuras que no hayan sido concebidas para resistir tales eventos. *Prácticamente ninguna zona puede considerarse totalmente a salvo de los efectos sísmicos, de manera que, aun donde no se tengan evidencias de la ocurrencia de sismos, las estructuras de gran importancia requieren un diseño sismorresistente* [1]. Una de las principales causas de fallo de las edificaciones porticadas bajo la acción de estas fuerzas está en las columnas, debido fundamentalmente a una mala concepción de la geometría del pórtico y la incorrecta disposición del refuerzo que impide el buen desempeño estructural y la posibilidad de disipar energía. De ahí que la estructura deberá contar con la resistencia y rigidez necesaria para que no se produzcan desplazamientos ni derivas excesivas. Adicionalmente, deberá estar dotada de la ductilidad y capacidad de disipación de energía necesaria para garantizar un comportamiento estructural adecuado. Las normas de diseño sismorresistentes han establecido distintos requisitos a tener en cuenta para satisfacer tales necesidades. Entre ellos se destaca el principio de “columna fuerte – viga débil”, donde se establece una relación entre la capacidad resistente de estos dos elementos. El ACI 318: 2019 [2] establece una relación de 1,2. Este principio garantiza que las derivas queden distribuidas de forma uniforme en la altura de la edificación y se eviten daños localizados. Las columnas, además, soportan el peso de toda la estructura por lo que el fallo de una columna implica graves consecuencias. Lo anterior obliga al análisis de los mecanismos de colapsos en las edificaciones formadas por pórticos.

Uno de los mecanismos de colapso más eficientes sería aquel donde las rótulas plásticas aparezcan primero en las vigas y luego en las columnas, lo cual representaría una mayor cantidad de energía disipada, elevada redistribución de tensiones y una mejor garantía en la estabilidad estructural del conjunto. El principio de “columna fuerte – viga débil” garantiza que se genere dicho mecanismo de colapso.

Para evaluar el comportamiento de la estructura a partir del orden y lugar de formación de las articulaciones plásticas, se aplica el Método estático no lineal Push – Over. Este método parte de aplicar las cargas gravitacionales, produciéndose las primeras deformaciones en el edificio objeto de análisis. Luego la estructura, que aún no presenta rótulas, es sometida a cargas laterales que son incrementadas hasta que algunos de los elementos alcancen su límite elástico. Tal y como se refiere en [3] el método permite identificar los elementos críticos mediante la predicción del mecanismo de colapso y teniendo en cuenta la redistribución de fuerzas que tiene lugar durante la fluencia progresiva de los elementos estructurales. El proceso se sigue repitiendo hasta que la estructura se vuelva inestable. Este análisis no lineal permite la evaluación del principio de “columna fuerte – viga débil”.

Los efectos de los sismos dependen no sólo de los movimientos del propio sismo, las características del suelo y de la estructura, sino también del fenómeno de interacción suelo – estructura, que no es más que la modificación en el movimiento del suelo a partir de la presencia de la estructura sobre él. La consideración de la ISE induce cambios en la respuesta de las edificaciones sometidas a carga sísmica, entre las que destacan el aumento del periodo fundamental de vibración, la disminución de las solicitaciones debido a la capacidad que tiene el suelo de disipar energía ya que no es infinitamente rígido como se suele asumir en la práctica de diseño y el aumento de derivas y desplazamientos ya que estos comienzan desde la base, como demostrara [4]. Aun cuando se desprece el valor de amortiguamiento propio del suelo, el hecho de considerar la ISE supone una fuente adicional de disipación de energía [5], [6]. Otro aspecto que se ve modificado al incluir la ISE en el análisis es el mecanismo de colapso. Debido al cabeceo que se produce en la estructura dada la flexibilidad de la base, se genera un desplazamiento diferencial entre el extremo superior e inferior de la columna, el cual combinado con las cargas axiales a las que están sometidos dichos elementos, producen efectos de segundo orden que traen consigo la aparición de rótulas plásticas antes de lo previsto. Se afirma [5] que un incremento de las derivas en los pisos inferiores debido a la compatibilidad de los desplazamientos laterales de la edificación con los de la cimentación provocan que, mientras que la rotación total de las articulaciones plásticas en un edificio decrece al incluir la ISE, estas se incrementan considerablemente en el tercio medio de dicho edificio, especialmente en aquellos que incluyan tímpanos en su configuración.

De ahí que resulte indispensable la inclusión de la ISE en el estudio de estructuras sometidas a cargas sísmicas, pues su no consideración redundaría en diseños no seguros. El análisis de la ISE no debe restringirse a edificios flexibles construidos sobre suelos blandos, sino que existen distintas combinaciones paramétricas para las cuales pueden ocurrir fenómenos de interacción importantes. La presente investigación está dirigida a determinar la influencia de la consideración de la interacción suelo-estructura en el mecanismo de colapso de una edificación de 10 niveles de tipología mixta (pórticos y tímpanos) de hormigón armado bajo la acción de la carga sísmica. La modelación computacional se realizó con el

programa ETABS v17. Se analizan dos variantes, una de ellas considerando un empotramiento perfecto en la base y otra considerando la ISE a partir del Modelo de Winkler. Se implementa un análisis estático no lineal Push-Over para estimar la respuesta estructural de la edificación ante el fenómeno anteriormente mencionado, atendiendo al orden y lugar de aparición de las rótulas plásticas.

2. METODOLOGÍA

La edificación objeto de análisis estará destinada a programas de viviendas y se encuentra ubicada en la provincia de Santiago de Cuba, correspondiente a la zona 5 según los requisitos de la NC 46: 2017 [7]. Posee pórticos y tímpanos en ambos sentidos, estos últimos distribuidos de forma simétrica y hacia la fachada de la edificación.

2.1 Descripción del modelo

Geometría

La edificación tiene 10 niveles. La planta baja será de 3,0m y el resto de 2,7m, con una altura total de 27,3m. Tiene una configuración en planta de 12 módulos de 7,2m x 7,2m (figura 1). No presenta irregularidades ni en planta ni en elevación atendiendo a los requisitos que exige la NC 46: 2017 [7].

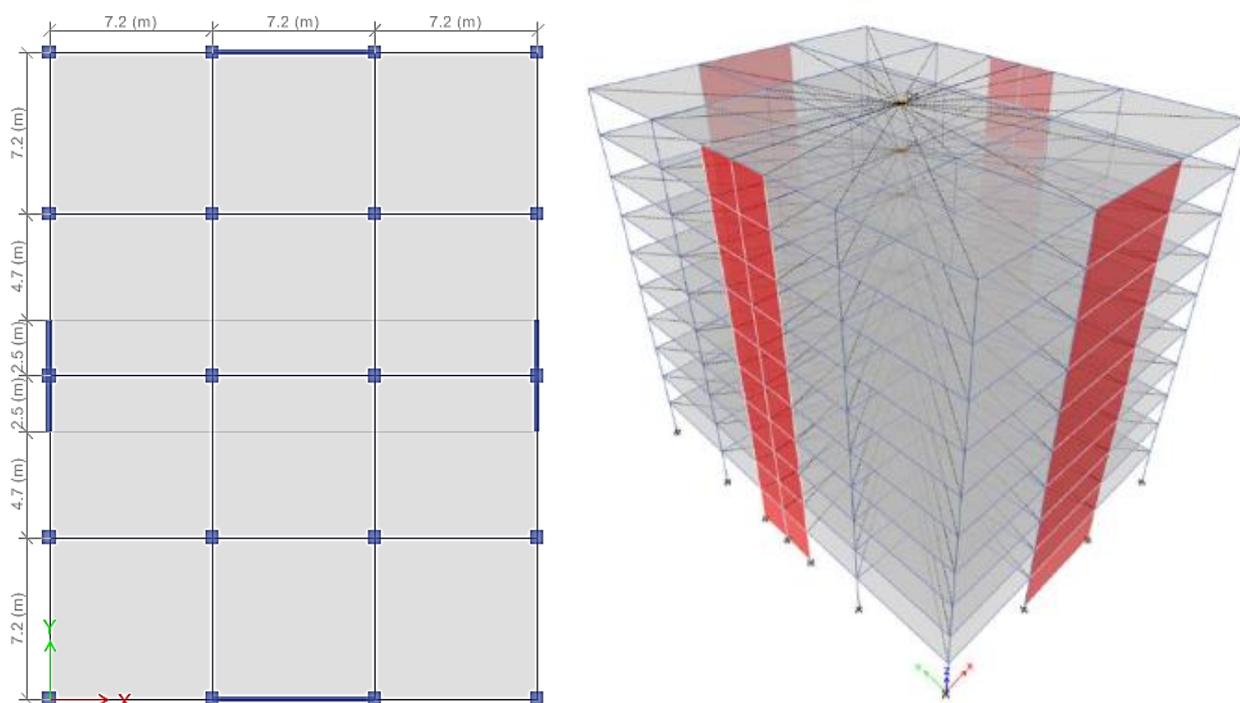


Figura 1: Planta y vista tridimensional de la edificación. (Fuente: Elaboración propia)

La sección transversal de las vigas es de 60 x 40 cm y las columnas de 60 x 60 cm. Las losas de cubierta y entrepisos son de 20 cm de espesor. Los tímpanos son de 25cm espesor.

Para el predimensionamiento de vigas y columnas se tuvo en cuenta el criterio sismorresistente “columna fuerte – viga débil”, manteniendo una relación entre los momentos resistentes de los elementos columna – viga de aproximadamente 1,4. Este valor fue empleado ya que se encuentra referenciado en diferentes normativas como se muestra en la tabla 1.

Tabla 1: Relación de momentos resistentes Columna – Viga.

EE. UU ACI 318 [2]	Reference Paulay and Priestly	Spain EHE-08 [8]	India IS 456: 2000 [9]	Italy NTC 2008 [10]
1,2	1,2-1,8>1,4	1,35	1,4	1,3

Para el modelo en el cual se consideró la ISE, se incorporó una losa de cimentación de 1m de espesor y

lados de 23m y 30m.

Condiciones de borde

Las bases de columnas y tímpanos se consideraron empotradas en la base para la variante que no considera la ISE. En la variante que incorpora las ISE se modelaron soportes elásticos para considerar la flexibilidad del suelo.

En ambas variantes las columnas y los tímpanos presentan continuidad estructural en todos los niveles, la unión viga-columna es continua y las losas funcionan como un disco rígido.

Materiales

Los elementos vigas, columnas, losas, tímpanos y losa de cimentación, fueron considerados de hormigón armado fundido in situ, con una resistencia característica del hormigón de $f'c = 30 \text{ MPa}$, peso específico de 24 kN/m^3 , módulo de elasticidad $E = 25743 \text{ MPa}$ y coeficiente de Poisson $\nu = 0,17$.

Las características del suelo de soporte se muestran en la tabla 2, y corresponden con un suelo tipo D según la NC-46: 2017.

Tabla 2: Características del suelo de soporte.

Suelo	γ_d (kN/m^3)	ϕ°	C (kPa)	V_s (m/s)	E (kPa)	ν	G (kN/m^2)	Df (m)
Arcilla Ciego de Ávila	18,5	14,5	49,6	72	23 000	0,3	8846	4

Donde:

γ_d : Peso específico del suelo.

ϕ° : Ángulo de fricción interna del suelo.

C: Cohesión específica del suelo.

V_s : Velocidad de la onda de cortante.

E: Módulo de elasticidad del suelo.

ν : Coeficiente de Poisson.

G: Módulo de cortante del suelo.

Cargas

Las cargas permanentes (NC-283: 2003) [11] consideradas tanto en entresijos como en cubierta son:

Relleno de piso: $1,90 \text{ kN/m}^2$

Mortero de cemento Portland: $0,40 \text{ kN/m}^2$

Mosaico: $0,46 \text{ kN/m}^2$

Panelería ligera: $0,50 \text{ kN/m}^2$.

Impermeabilización: $0,05 \text{ kN/m}^2$

Cargas de uso (NC-284: 2003) [12].

Habitaciones de viviendas comunes: $1,50 \text{ kN/m}^2$

Azoteas con desagüe por tragante, pero no accesible al público: $2,00 \text{ kN/m}^2$

Carga de sismo (NC 46: 2017) [7].

Categoría ocupacional: Categoría II: Obra ordinaria

Nivel de sismo: mínimo

La tabla 3 muestra los coeficientes de peligro sísmico que responden a la zona en la que se encuentran ubicadas las edificaciones.

Tabla 3: Peligro sísmico en la zona de ubicación de las edificaciones según NC 46:2017.

Provincia	Municipio	So (g)	Ss (g)	S1 (g)	TL (s)	Zona
Santiago de Cuba	Santiago de Cuba	0,513	1,035	0,428	6,0	5

Donde:

S_s : Ordenada espectral de periodo corto.

S_1 : Ordenada espectral con periodo de 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés.

Ajustes por clase de sitio

$$S_{CS} = S_s \cdot F_a$$

(1)

$$S_{1S} = S_1 \cdot F_v$$

(2)

F_a : Coeficiente de sitio para periodos de vibración cortos: 0,90

F_v : Coeficiente de sitio para periodos largos: 2,54

Ajustes por intensidades sísmicas especiales: no requiere ser adicionalmente ajustado por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración. Los valores de los factores de falla cercana N_a y N_v son 1,00 y 1,00 respectivamente ya que las fallas se encuentran a más de 15 km.

Espectro calibrado al nivel de diseño requerido.

El espectro calibrado al nivel de diseño requerido está dado por las expresiones 3 y 4:

$$S_{DS} = S_{CS} \cdot K_d \tag{3}$$

$$S_{D1} = S_{1S} \cdot K_d \tag{4}$$

Donde:

S_{DS} : Aceleración espectral de diseño para período corto.

S_{D1} : Aceleración espectral de diseño para periodo largo.

K_d : Factor de escala.

Sismo mínimo: 20% de probabilidad de ser excedido en 50 años; $K_d=0,50$

Periodos de esquina del espectro.

Los periodos de esquina del espectro se calculan por las expresiones 5 y 6:

$$T_o = 0,2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \tag{5}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 5 \cdot T_a \tag{6}$$

Donde:

T_a y T_s : periodos de esquina del espectro.

La figura 2 muestra los valores obtenidos.

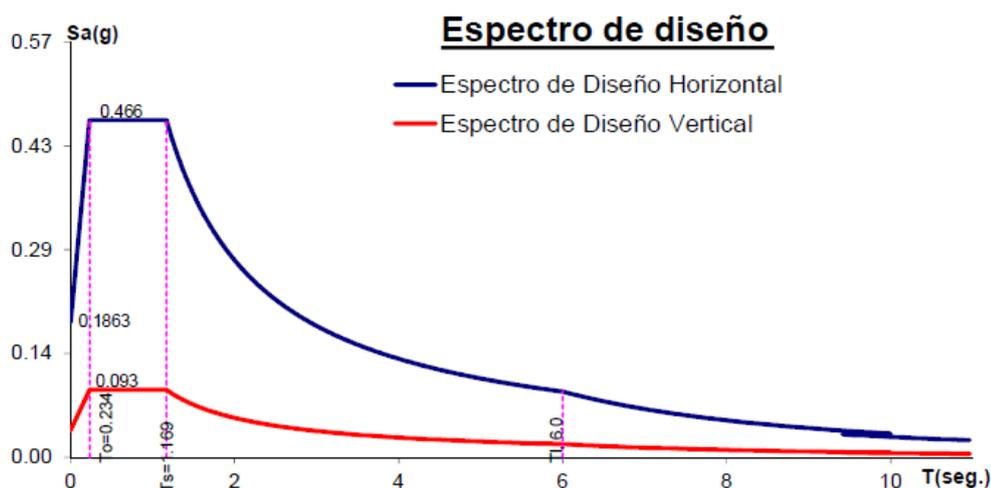


Figura 2: Espectro de diseño a partir de NC-46: 2017. (Fuente: Elaboración propia)

Periodo propio de la estructura

El periodo propio de la estructura se determinó mediante el programa ETABS, considerando la totalidad de las cargas permanentes y el 25% de las cargas de uso, obteniéndose los resultados mostrados en la tabla 4.

Tabla 4: Valores de periodos de vibración propios de la estructura.

Dirección de análisis	Condición de apoyo de la base	Periodo (s)
X	Base empotrada	0,767
	Con ISE	0,990
Y	Base empotrada	0,988
	Con ISE	1,011

Combinaciones de carga (NC 450: 2006, NC 46: 2017) [7], [13].

NC-46: 2017

1,2G + Q + Sv + SH

1,2G + Q+ Sv - SH

0,9G - Sv + SH

0,9G - Sv - SH

G+Q+Sv+SH

Donde

G: Carga permanente

Q: Carga de uso

Sv= Demanda sísmica vertical

NC-450: 2006

1,4G

1,2G + 1,6Q + 0,5QC

1,2G + 1,6Qc + 0,5Q

Donde:

G: Carga permanente

Q: Carga de uso de entresuelo

Qc: Carga de uso de cubierta

S_H = Demanda sísmica horizontal

Siendo $S_V = S_{VD} * G = 0,2 S_{DS} * G$

Las combinaciones de la (NC-46, 2017) sustituyen a las combinaciones de la (NC-450, 2006) que incluyen la carga de sismo, razón por la cual estas no serán incluidas en el análisis.

2.2 Inclusión en el modelo de la ISE

La interacción suelo-estructura será incluida mediante el modelo de Winkler. A dichos resortes se les asigna una rigidez equivalente que no es función exclusiva del suelo de soporte, sino que depende también de las características geométricas de la cimentación. La idealización del suelo mediante resortes trae consigo que la deformación debida a las cargas aplicadas se produzca únicamente en la zona cargada

De manera general se tiene que, en un sistema suelo-estructura existen 6 grados de libertad, por lo que se requiere calcular los 6 coeficientes de rigidez. Para ello se consideraron las expresiones de la 7 a la 12 [1]

Se han determinado distintos valores de rigideces equivalentes para cimentaciones rígidas sometidas a excitaciones armónicas atendiendo a su forma [14], [15]. Se han encontrado que las rigideces ante cargas dinámicas, llamadas también impedancias, dependen de la frecuencia del movimiento y son cantidades complejas cuyas partes imaginarias reflejan el amortiguamiento. No obstante, los resultados correspondientes a cargas estáticas brindan precisión suficiente para la mayoría de los casos de interés en el análisis sísmico de edificios [1]. Tal es el caso de las ecuaciones a las cuales se hace referencia en [16].

K_V : Rigidez equivalente en la dirección vertical.

K_x : Rigidez equivalente para cada una de las direcciones de análisis.

K_r : Dos rigideces equivalentes en rotación con respecto a los ejes centroidales de la base perpendicular a cada dirección que se analiza.

K_t : Rigidez equivalente en torsión con respecto al eje vertical centroidal de la base.

$$K_V = \frac{GR}{1-\nu} (3,1 * \lambda^{0,75} + 1,6) * \left(1 + \left(0,25 + \frac{0,25}{\lambda} \right) * \eta^{0,8} \right) \quad (7)$$

$$K_x = \frac{GR}{1-\nu} * (6,8 * \lambda^{0,65} + 2,4) + \left(1 + \left(0,33 + \frac{1,34}{1+\lambda} \right) * \eta^{0,8} \right) \quad (8)$$

$$K_y = K_x + 0,8 * G * B * (\lambda - 1) * \left(1 + \left(0,33 + \frac{1,34}{(1+\lambda)} \right) * \eta^{0,8} \right) \quad (9)$$

$$K_{rx} = \frac{G * R^3}{1-\nu} * (3,2 * \lambda + 0,8) * \left(1 + \eta + \frac{1,6}{(0,25+\lambda)} * \eta^2 \right) \quad (10)$$

$$K_{ry} = \frac{G * R^3}{1-\nu} * (3,73 * \lambda^{2,4} + 0,27) * \left(1 + \eta + \frac{1,6}{(0,25+\lambda^4)} * \eta^2 \right) \quad (11)$$

$$K_t = 16 * G * R^3 * (4,25 * \lambda^{2,45} + 0,46) * \left(1 + \left(1,3 + \frac{1,32}{\lambda} \right) * \eta^{0,9} \right) \quad (12)$$

Donde:

G: Módulo de cortante.

ν : Coeficiente de Poisson.

R: Radio equivalente.

λ : L/B

η : E/B

3. RESULTADOS

3.1 Periodos de vibración

La inclusión de la ISE produjo un incremento en los periodos de vibración de la estructura en ambas direcciones de análisis (tabla 5) debido a que la condición de apoyo de la base no sería un empotramiento perfecto como se suele considerar. Los valores de periodo son mayores en la dirección de análisis "Y" dado que la edificación es más flexible en esa dirección. En la dirección de análisis "X" los tímpanos confieren mayor rigidez a la estructura.

Tabla 5: Diferencias en los valores de periodos de vibración propios de la estructura.

Dirección de análisis	Condición de apoyo de la base	Periodo (s)	% de incremento
X	Base empotrada	0,767	29,10
	Con ISE	0,990	
Y	Base empotrada	0,988	2,33
	Con ISE	1,011	

3.2 Fuerzas sísmicas por pisos

La consideración de la ISE implicó una redistribución de las fuerzas sísmicas por piso en el centro de masa de la edificación (figura 3). En la dirección principal de análisis se considera la totalidad de la carga y en la dirección perpendicular el 30% de la misma. Se reportan los valores considerando la ISE y para la base empotrada (BE).

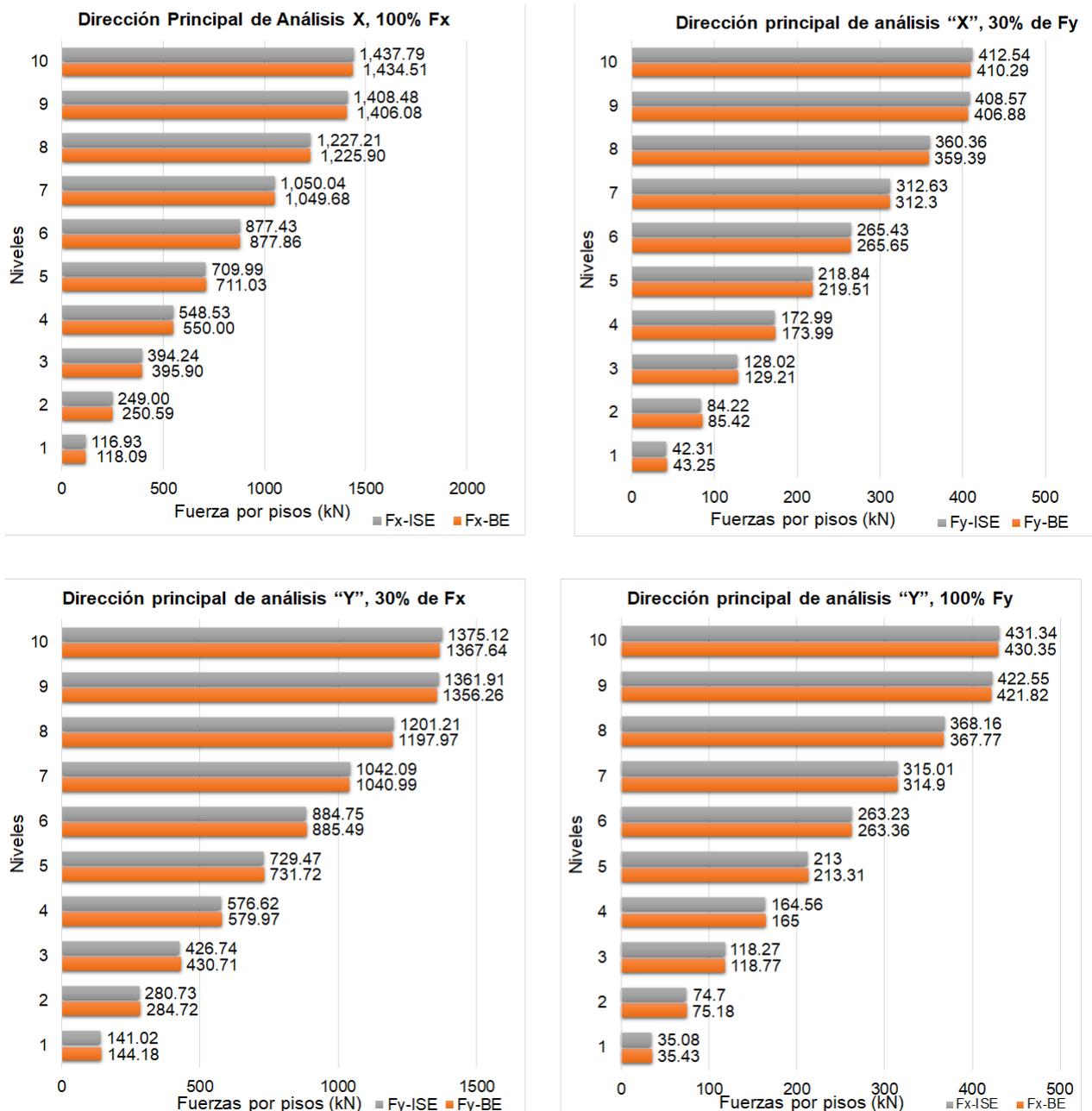


Figura 3: Distribución de fuerzas sísmicas por piso con base empotrada y con ISE. a) Dirección principal de análisis "X", totalidad de la carga en la dirección "X". b) Dirección principal de análisis "X", 30% de Fy en la dirección "Y". c) Dirección principal de análisis "Y", 30% de Fx en la dirección "X". d) Dirección principal de análisis "Y", totalidad de la carga en la dirección "Y". (Fuente: Elaboración propia)

El valor de cortante basal no se modifica al incluir la ISE dado que, los periodos, para ambas condiciones de apoyo, se encuentran en el mismo rango del espectro de respuesta, por lo que se emplea la misma expresión para calcular la aceleración espectral. Como se evidencia en la figura anterior, se produce una redistribución de las fuerzas por piso ya que los factores que intervienen en dicha distribución de cargas dependen del periodo, parámetro que, como ya se mencionó anteriormente, incrementa su valor al tener en cuenta la ISE. Se observa que el valor de la fuerza disminuye de los niveles 1 al 6, y a partir del 7 aumentan su valor.

3.3 Desplazamientos y derivas

Los efectos de la consideración de la ISE se evidencian también en los valores de desplazamientos en el tope de la edificación, las derivas, y las modificaciones que se producen en el mecanismo de colapso;

entiéndase este último como la variación en el orden y lugar de aparición de las rótulas plásticas.

En las tablas 6 y 7 se muestran los valores de desplazamiento en el tope para ambas condiciones de apoyo para las combinaciones $G+Q+Shx+0.3Shy$ y $G+Q+0.3Shx+Shy$ para las direcciones de análisis "X" y "Y".

Tabla 6: Desplazamientos en el tope de la edificación. Combinación $G+Q+Shx+0,3Shy$.

Combinación	Dirección de análisis	Base empotrada	Modelo con ISE	% diferencia
G+Q+Shx+0.3Shy	X (m)	0,0337	0,0449	32,23
	Y (m)	0,0149	0,0156	4,69

Tabla 7: Desplazamientos en el tope de la edificación. Combinación $G+Q+0,3Shx+Shy$.

Combinación	Dirección de análisis	Base empotrada	Modelo con ISE	% diferencia
G+Q+0.3Shx+Shy	X (m)	0,010	0,0157	57,00
	Y (m)	0,042	0,045	7,14

El desplazamiento admisible en el tope es $H/600$, obteniéndose un valor de 0,0455m para una altura de 27,30m. Todos los valores de desplazamiento se encuentran dentro de los límites admisibles. No obstante, este parámetro siempre aumenta al considerar la ISE, destacándose el 57% de diferencia que se produce al analizar la combinación $G+Q+0,3Shx+Shy$ para la dirección de análisis "X". Al tener en cuenta la ISE se considera un valor de rigidez relativa de los resortes que representan el suelo, que responde tanto a las características geométricas de la cimentación como a las propiedades de dicho suelo de soporte, el cual no es infinitamente rígido como se suele asumir. La inclusión de la flexibilidad del suelo de soporte en el modelo implica que los desplazamientos comiencen desde la misma, lo cual provoca un incremento de este parámetro. Diferentes autores [4], [17], [18] obtuvieron resultados similares y reportan mayores incrementos en el valor de este parámetro a medida que se analizan suelos más blandos.

La evaluación de las derivas resulta de vital importancia en edificaciones sometidas a cargas sísmicas, pues al alcanzar valores excesivos podría producirse el fallo estructural localizado en las columnas. La figura 4 muestra los valores de derivas para las combinaciones características en ambas direcciones de análisis y para las dos condiciones de apoyo de la base.

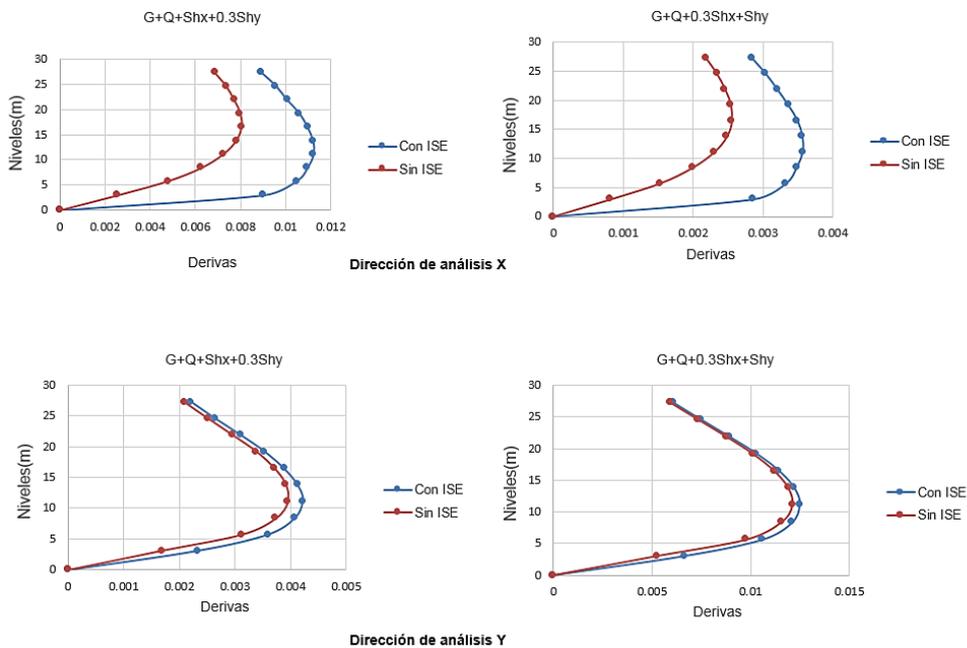


Figura 4: Derivas para las combinaciones $G+Q+Shx+0,3Shy$ y $G+Q+0,3Shx+Shy$ en las direcciones de análisis "X" y "Y" con y sin la consideración de la ISE respectivamente. (Fuente: Elaboración propia)

En la figura 4 se muestra el aumento de las derivas por piso que se produce al considerar la ISE. Los mayores valores absolutos de derivas se producen en los niveles 6 y 4 para la combinación $G+Q+Shx+0,3Shy$ en la dirección de análisis "X" para los modelos con base empotrada y con ISE respectivamente y en el nivel 4 para la combinación $G+Q+0,3Shx+Shy$ para ambas condiciones de apoyo de la base. En todos los casos los valores de deriva por piso se encuentran por debajo de los límites

admisibles establecidos en la NC-46: 2017, siendo este valor de 0,02, correspondiente a edificaciones en general para tipo de obra importante.

Los mayores porcentajes de incremento al incluir la ISE se producen para la dirección de análisis “X”, siendo estos del 251% y del 250% para las combinaciones G+Q+Shx+0,3Shy y G+Q+0,3Shx+Shy respectivamente. Esto tiene lugar, para ambos casos, en el primer nivel.

En la dirección de análisis “Y” los porcentajes de diferencia son del 38,30% y del 26,53% para las combinaciones G+Q+Shx+0,3Shy y G+Q+0,3Shx+Shy respectivamente. Estos porcentajes de incremento tienen lugar en el primer nivel.

3.4 Mecanismo de colapso y formación de rótulas plásticas

Para analizar la secuencia de formación de las rótulas plásticas se implementó el Método estático no lineal Push-Over, el cual implica la aplicación de incrementos de carga hasta provocar el colapso de la estructura. Se tomó para el análisis en cada dirección, un pórtico intermedio de la edificación y un nodo de control en el centro de masa en el tope de la estructura, para ambas condiciones de apoyo.

Las articulaciones plásticas que se reportan en cada caso se clasifican en el software ETABS de acuerdo a su influencia en el comportamiento estructural de la siguiente manera:

- Primera fluencia sección.
- Niveles de rotación para los cuales el elemento no necesita ningún reforzamiento.
- Niveles de rotación en los cuales los elementos están trabajando a un nivel de inelasticidad importante, pero sin acercarse a la posibilidad de falla.
- Niveles de valores de rotación para los cuales los elementos están cercanos a alcanzar su deformación última y por lo tanto de la falla.

Dirección de análisis “X”

La tabla 8 muestra los valores de cortante basal y de desplazamiento en el nodo de control.

Tabla 8: Valores asociados a configuración de rótulas plásticas.

Condición de la base	Desplazamiento (mm)	Cortante Basal (kN)
Empotrada	304,50	29207,80
Con ISE	318,58	27827,80

La figura 5 muestra la configuración final de articulaciones plásticas a partir de aplicado el Push-Over, para uno de los pórticos interiores de la edificación.

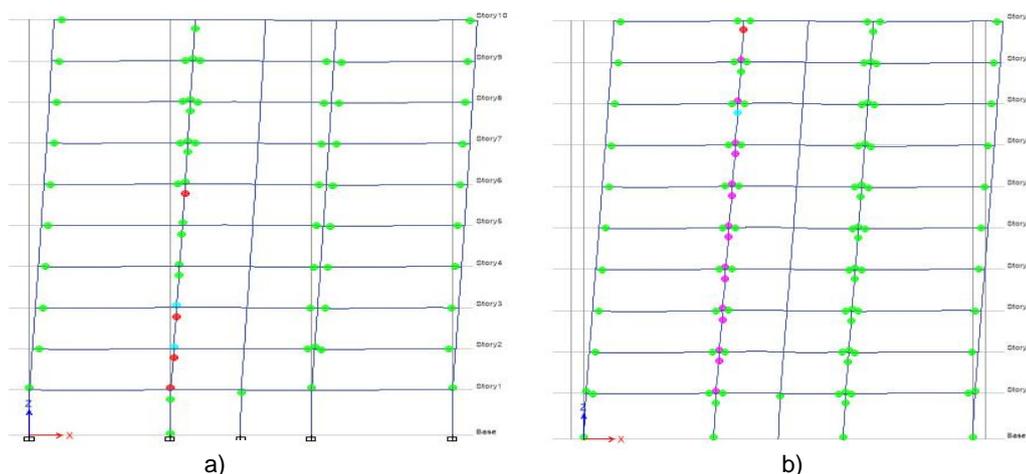


Figura 5: Configuración de rótulas plásticas para la cual se manifiesta reducción de resistencia. Dirección de análisis “X”. a) Modelo con base empotrada, b) Modelo con ISE. (Fuente: Elaboración propia).

Dirección de análisis “Y”

La tabla 9 muestra los valores de cortante basal y de desplazamiento en el nodo de control, para ambas condiciones de apoyo.

Tabla 9: Valores asociados a configuración de rótulas plásticas. Dirección de análisis "Y".

Condición de la base	Desplazamiento (mm)	Cortante Basal (kN)
Empotrada	73,90	54531,38
Con ISE	91,49	45046,37

La figura 6 muestra la configuración final de articulaciones plásticas a partir de aplicado el Push-Over, para uno de los pórticos interiores de la edificación.

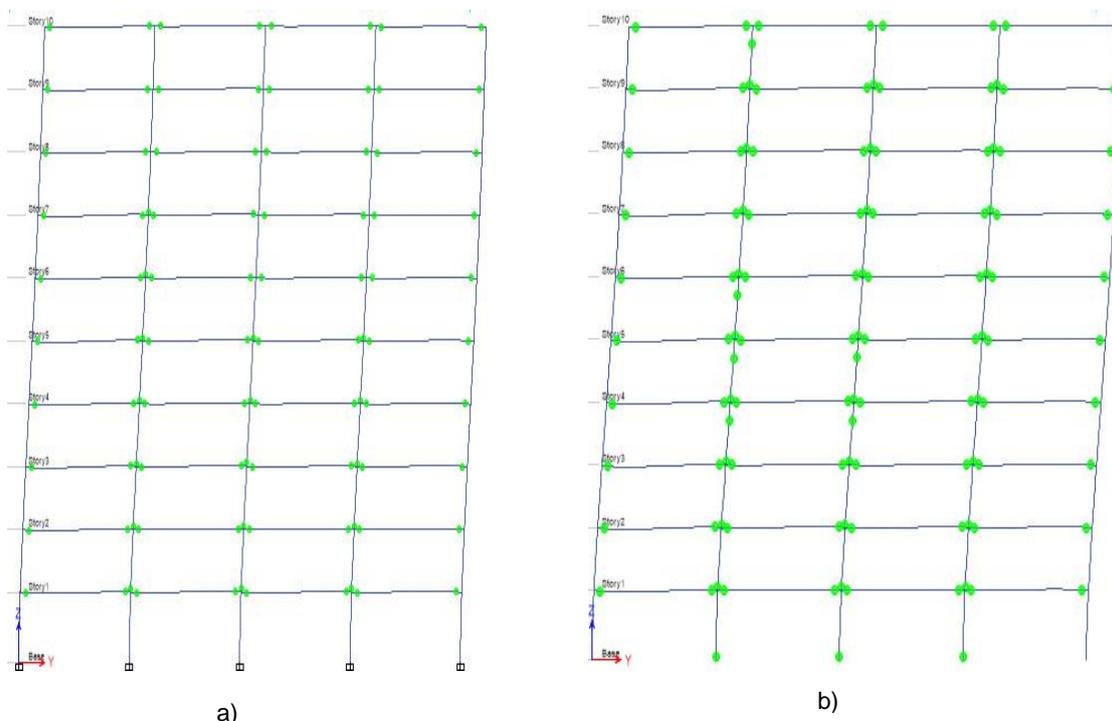


Figura 6: Configuración de rótulas plásticas para la cual se manifiesta reducción de resistencia. Dirección de análisis "Y". a) Modelo con base empotrada, b) Modelo con ISE. (Fuente: Elaboración propia).

Como se muestra en las figuras 5 y 6, el orden y lugar de aparición de las articulaciones plásticas se modifica al introducirse la ISE. Para ambas direcciones de análisis se generan rótulas plásticas en las columnas de niveles intermedios, lo cual genera el fallo estructural dados los bajos niveles de ductilidad que presentan estos elementos en comparación con las vigas. Se observa que para valores en los que la estructura comienza a perder rigidez, el modelo con base empotrada experimenta menores desplazamientos asociados a mayores valores de cortante basal, a diferencia del modelo con ISE. En el caso de la dirección de análisis "X" las articulaciones aparecen en la base de todas las columnas del primer nivel antes de que ocurran en las vigas. Además, se observa que los elementos columna de casi todos los niveles reportan articulaciones que aparecen antes de haberse formado en las vigas, lo cual indica que se ha perdido el principio "columna fuerte – viga débil". Demostrando que el mecanismo de colapso se modifica al tener en cuenta la ISE. En el caso de la dirección de análisis "Y" ocurre de manera similar, aunque se aprecia un mejor comportamiento de la estructura.

4. CONCLUSIONES

La consideración de la interacción suelo-estructura en el análisis sismorresistente implicó:

1. El incremento del periodo fundamental de la estructura del 29,10% y del 2,33% para las direcciones de análisis "X" y "Y" respectivamente.
2. La redistribución de las fuerzas sísmicas por pisos.
3. El incremento de desplazamientos en el tope de la edificación y las derivas.
4. La modificación del mecanismo de colapso apareciendo rótulas plásticas en las columnas antes que en las vigas por lo que se altera el principio de "columna fuerte – viga débil" que se exige para la consideración de pórticos especiales resistentes a momento.

Lo anterior permite afirmar que para edificaciones de 10 niveles con tipología mixta de hormigón armado y cimentadas en suelo tipo D según clasificación de la NC-46: 2017, se impone la consideración de la ISE en el análisis, pues de lo contrario se incurriría en diseños no seguros desde el punto de vista sísmico.

5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] E. Bazán and R. Meli, *Diseño sísmico de edificios*. México: LIMUSA, 1999, p. 310.
- [2] ACI318-19, *Building Code Requirements for Structural Concrete*. 2019, p. 623.
- [3] M. A. Isameil, "Pushover analysis of existing 3 stories RC flat slab building," *International Journal of Advances in Science and Technology (IJAST)*, 2014.
- [4] A. A. E.-R. Farghaly and A. M. El-Khamisy, "Seismic Performance of Raft in Foundation H.R.B. with SSI Effect," *American Journal of Engineering Research (AJER)*, vol. 7, no. 5, pp. 147–151, 2018.
- [5] F. Behnamfar and M. Banizadeh, "Effects of soil – structure interaction on distribution of seismic vulnerability in RC structures," *Soil Dynamics and earthquake Engineering*, vol. 8, pp. 73–86, 2016.
- [6] C. Cruz and E. Miranda, "Evaluation of soil – structure interaction effects on the damping ratios of buildings subjected to earthquakes," *Soil Dynamics and earthquake Engineering*, vol. 100, pp. 183–195, 2017.
- [7] N. 46:2017, "Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción," La Habana, Cuba, 2017.
- [8] EHE-2008, *Instrucción de hormigón estructural EHE-2008*. 2008, p. 704.
- [9] I. 456, *Plain and reinforced concrete*. 2000, pp. 1–114.
- [10] M. Trasporti, *Norme Tecniche per le Costruzioni*. 2018, p. 198.
- [11] N. 283:2003, "Densidad de materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción como carga de diseño," La Habana, Cuba, 2003.
- [12] N. 284:2003, *Edificaciones. Carga de uso*. La Habana, Cuba: , 2003, p. 12.
- [13] N. 450:2006, "Edificaciones. Factores de carga o ponderación. Combinaciones.," La Habana, Cuba, 2006.
- [14] M. B. Venkatezh and R. D. Deshpande, "Analysis of R. C. building frame with raft foundation considering soil structure interaction," *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, vol. 4, no. 5, pp. 752–760, 2017.
- [15] A. Byresh and R. Umadevi, "Effect of soil structure interaction in RC framed building compared to fixed base," *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, vol. 5, no. 8, pp. 14450–14458, 2016.
- [16] V. Anand and Atish Kuma S R, "Effects of engineering design parameters on elastic soil-structure interaction. Response of moment resisting framed structure," in *Indian Geotechnical Conference*, 2017.
- [17] I. S. Abbood, S. E. Diwan, M. Mahmood, A. N. Hanoon, M. S. Jaafar, M. H. Mussa, and S. Township, "Seismic Response Analysis of Linked Twin Tall Buildings With Structural Coupling," *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)*, vol. 9, no. 11, pp. 208–219, 2018.
- [18] M. A. Eirgash, "A Comparative Study of Seismic Performance of the Building Designed using Four Major Codes," no. August, 2019.