

Influencia de la relación momento resistente columna – viga en el mecanismo de colapso de una edificación de tipología mixta ubicada en zona de alto peligro sísmico

Influence of the column – beam resistant moment ratio on the collapse mechanism of a dual typology building located in a high seismic hazard zone

(<https://doi.org/10.21703/0718-2813.2023.34.2444>)

Fecha de entrega: 23 de marzo 2023
Fecha de aceptación: 19 de octubre 2023

Rodolfo Gamoneda, José Alejandro Sariol y Janet Otmara Martínez

Facultad de Ingeniería, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echevarría CUJAE, Calle 114, Rotonda y Ciclovía, La Habana, Cuba, rodolfogamonedacarrillo@gmail.com, josealesarper@civil.cujae.edu.cu, jcid@civil.cujae.edu.cu (Orcid: 0000-0003-1969-1553)

El cumplimiento del criterio “columna fuerte – viga débil” en la concepción estructural de edificaciones asegura un mejor comportamiento de las estructuras frente a eventos sísmicos. Las normas de diseño recomiendan un factor de sobrerresistencia de entre 1.2 y 1.4. La consideración de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura IDSE en el análisis modifica el mecanismo de colapso por lo que investigadores recomiendan factores superiores a 2. En la presente investigación se desarrolla un análisis estático no lineal pushover, a través del software ETABS V19, de una edificación de 12 niveles de hormigón armado con tipología mixta, en la que se emplean valores de relación de rigidez de 1.4, 2, 3 y 4, y se determina la influencia de este parámetro en la respuesta estructural de la edificación. Se considera en el análisis la IDSE mediante las formulaciones de Sargsian. Se concluye que el aumento de la relación de rigidez influye en el mecanismo de colapso de las estructuras.

Palabras clave: pushover, mecanismo de colapso, interacción dinámica suelo – estructura, relación momento resistente viga – columna

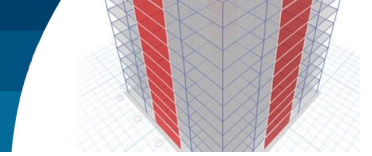
Compliance with the “strong column - weak beam” criterion in the structural design of buildings ensures better behaviour of structures in seismic events. Design standards recommend an over-resistance factor of between 1.2 and 1.4. The consideration of the Dynamic Soil-Structure Interaction DSI in the analysis modifies the collapse mechanism, so researchers recommend factors higher than 2. In the present research a non-linear static analysis (pushover) is developed, using ETABS V19 software, of a 12-story reinforced concrete building with mixed typology, in which stiffness ratio values of 1.4, 2, 3 and 4 are used, and the influence of this parameter on the structural response of the building is determined. The IDSE is considered in the analysis using Sargsian's formulations. It is concluded that the increase of the stiffness ratio influences the collapse mechanism of the structures.

Keywords: pushover, collapse mechanism, dynamic soil-structure interaction, beam-column moment resisting relationship

Introducción

Los terremotos representan una de las más grandes amenazas para la seguridad de las estructuras. Por tal motivo, se han establecido diversos criterios a seguir en la concepción estructural de edificaciones para garantizar un adecuado comportamiento frente a estos eventos.

Dentro de las tipologías estructurales más utilizadas en la concepción de edificios se encuentran los pórticos. En zonas de alto peligro sísmico se exige que presenten uniones viga-columna continua capaces de resistir la acción de las cargas horizontales por medio de sus elementos estructurales. En estas, son esenciales los requerimientos de materiales, proporción de miembros,



detalles, construcción e inspección (Corredor, 2018). Es conocido que los pórticos se caracterizan por la flexión de las columnas, vigas y la rotación de los nudos. Estos parámetros de resistencia son los que gobiernan la rigidez del edificio, aunque en edificios altos, la rigidez de la columna a fuerza axial influye en el comportamiento de la estructura. Los desplazamientos se caracterizan por presentar mayores derivas en pisos inferiores, ya que estos son proporcionales a la fuerza lateral total aplicada sobre dicho piso (Meli Piralla, 2002). Debido a la acción de las cargas laterales, las columnas se ven sometidas a grandes esfuerzos de cortantes en sus extremos, por lo que deben tener un tratamiento especial en su detallado.

El ACI-318 (2019) clasifica los pórticos en tres categorías atendiendo al nivel de ductilidad y resistencia que requiera la estructura: ordinarios, intermedios y especiales. Para zonas de alto peligro sísmico se diseñan pórticos especiales para que sean capaces de incursionar en el rango inelástico con una ductilidad y disipación de energía elevada, para la cual requiere un estricto control de fallas frágiles.

Es importante reconocer que las columnas de una planta determinada soportan el peso de todo el edificio por encima de estos, en cambio las vigas solo soportan las cargas de la planta de la que forman parte, por tanto, el fallo de las columnas tiene mayores consecuencias que el de las vigas. Es por ello que, en los pórticos especiales resistentes a momento se exige que la suma de la resistencia de las columnas supere a la suma de la resistencia de las vigas en cada conexión. Lo anterior garantiza que la formación de rótulas plásticas se produzca en las vigas antes que en las columnas, generando lo que se conoce como mecanismo de “columna fuerte-viga débil” (ACI-318, 2019), permitiendo una mejor respuesta estructural y capacidad de disipación de energía en las edificaciones. Las normas actuales para el diseño de estructuras de hormigón armado (ACI-318, 2019; E.060, 2020; EC-8, 2009; NC-207, 2019; NZS-3103, 2006) presentan estrategias para generar la condición de “columna fuerte-viga débil” en pórticos resistentes a momento a partir de la recomendación del empleo de factores de sobrerresistencia columna-viga entre 1.2 y 1.4.

Las estructuras diseñadas utilizando códigos de diseño que no adoptan el método de diseño de capacidad no pueden o difícilmente pueden alcanzar la jerarquía de columna fuerte-viga débil. En tales estructuras se formará un

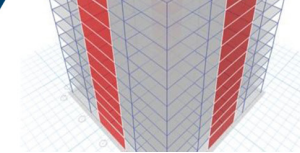
mecanismo de pisos en lugar de un mecanismo de vigas. A pesar de que los nuevos códigos de diseño adoptan el método de diseño de capacidad y especifican el valor de sobrerresistencia, los estudios de estructuras fallidas después de grandes terremotos han demostrado que el mecanismo de viga rara vez se produce porque la mayoría de las estructuras fallidas se diseñaron de acuerdo con códigos (generalmente códigos anteriores) que no cumplen adecuadamente el requisito de viga débil-columna fuerte. Además, aunque los códigos de diseño actuales consideran el efecto de las losas hormigonadas in situ en la capacidad de flexión de la viga, el valor de sobrerresistencia dado en estos códigos de diseño sigue siendo menor que los sugeridos por los investigadores (Quintana-Gallo, 2019). Por lo tanto, las estructuras diseñadas en base a las últimas versiones de los códigos de diseño probablemente todavía no pueden alcanzar completamente la jerarquía de “columna fuerte-viga débil” (Nie *et al.*, 2020).

Las normativas consultadas (ACI-318, 2019; BSL, 2013; E.060, 2020; EC-8, 2009; EHE-08, 2010; IS-456, 2000; NC-207, 2019; NCh430, 2008; NEC-SE-HM, 2015; NTC, 2008; NZS-3103, 2006), coinciden en que la resistencia a flexión de las columnas debe ser superior a las de las vigas. Estas establecen valores que oscilan entre 1.2 y 1.4. En la Tabla 1 se muestran los valores especificados por varios códigos.

Tabla 1: Valores de relación de resistencia columna-viga

Normas	Relación de sobrerresistencia
Japón (BSL, 2013)	1.40
Nueva Zelanda (NZS3101, 1995)	1.40
Europa (EC-8, 2009)	1.30
España (EHE-08, 2010)	1.35
India (IS-456, 2000)	1.40
Italia (NTC, 2008)	1.30
ACI-318 (2019)	1.20
NC-207 (2019)	1.20

Sin embargo, investigaciones han demostrado que el factor de sobrerresistencia recomendado en las normas no garantiza un buen comportamiento de las estructuras (Carobeno *et al.*, 2022; Mejía, 2017; Pereira, 2021). A su vez, plantean que con valores de sobrerresistencia superiores a 3 se puede alcanzar un mecanismo de colapso acorde a las exigencias normativas.



La capacidad de disipación de energía y la ductilidad de una edificación están directamente relacionadas con la ubicación y el número de articulaciones plásticas que configuran diferentes modos de fallo en varios órdenes secuenciales, de manera que los mecanismos de colapso se rigen por la resistencia relativa de los diferentes elementos (Surana *et al.*, 2018). De este modo, el compromiso de los distintos componentes estructurales de un edificio afecta de forma diferente a la seguridad global de la estructura, definiendo una jerarquía de resistencia y vulnerabilidad que, cuando se optimiza, se traduce en una ganancia de capacidad estructural y ductilidad (Carobeno *et al.*, 2022).

En la investigación realizada por Carobeno *et al.* (2022) se analizan seis modelos de edificios regulares de seis plantas con índices de sobrerresistencia de 0.84, 1.0, 1.2, 1.4, 1.6 y 2.0. A partir del análisis pushover se constató que para las estructuras con tasa de hasta 1.2 se formaba el mecanismo de colapso frágil de piso suave; mientras que, a partir del modelo de 1.4 el mecanismo de colapso era el de viga. A medida que aumentaba la tasa de sobrerresistencia, más pisos participaban en la disipación de energía, confirmando una mayor ductilidad a la estructura. En las estructuras con relaciones de sobrerresistencia de 0.84, 1.0 y 1.2, la plastificación se produjo en primer lugar en las columnas, caracterizando el mecanismo de colapso frágil de piso. Sin embargo, en las estructuras con relaciones de 1.4, 1.6 y 2.0 la plastificación se produjo en primer lugar en las vigas, configurándose el mecanismo de viga. Comparativamente entre estas estructuras que tenían el mecanismo de colapso comandado por las vigas, se verifica que cuanto mayor es la relación de sobrerresistencia, mayor es la cantidad de pisos con vigas plastificadas y, por tanto, más pisos involucrados en la disipación de energía, confirmando mayor ductilidad a la estructura.

En Cuba, las edificaciones destinadas a viviendas oscilan entre los cuatro y 18 niveles, dependiendo de la tipología estructural empleada en cada caso. Las tipologías estructurales más empleadas son la de muros de albañilería para edificaciones de hasta cinco niveles y tipología mixta de pórticos de hormigón armado rigidizados con muros de cortante hasta 18 niveles.

Siguiendo esta línea, en la presente investigación se desarrolla un análisis estático no lineal pushover de una edificación de 12 niveles de hormigón armado, como altura

media, con tipología mixta en la que se emplean valores de relación momento resistente viga-columna de 1.4, 2.0, 3.0 y 4.0 atendiendo a las propuestas de Carobeno *et al.* (2022), Mejía (2017), Montoya (2016), NZS-3103 (2006) y Pereira (2021). Se incorpora la Interacción Dinámica Suelo-Estructura (IDSE) con el modelo de rigideces equivalentes del suelo de A.E. Sargsian considerando las edificaciones apoyadas sobre un suelo tipo D según define la norma cubana NC-46 (2017).

Caso de estudio

La edificación, creada para el estudio que se presenta, está destinada a viviendas ubicadas en Santiago de Cuba, en el municipio del mismo nombre, uno de los lugares con mayor actividad sísmica del país. Cuenta con un total de 12 niveles, donde el primer nivel posee una altura de 3.0 m y los restantes 2.7 m, para una altura total de 32.7 m. La estructura estará conformada por módulos cuadrados de 7.2 m x 7.2 m dispuestos de manera regular (Figura 1), con un sistema a base de pórticos y muros de corte de hormigón armado respondiendo a una tipología mixta, de manera tal que la estructura no presenta irregularidades en planta ni en elevación. Lo anterior es con el objetivo de analizar la modificación del parámetro relación de momento resistente viga-columna sin la incidencia de la asimetría de la edificación, para emplear los resultados como base en la continuación de la investigación para edificaciones existentes con asimetrías evidentes tanto en planta como en elevación.

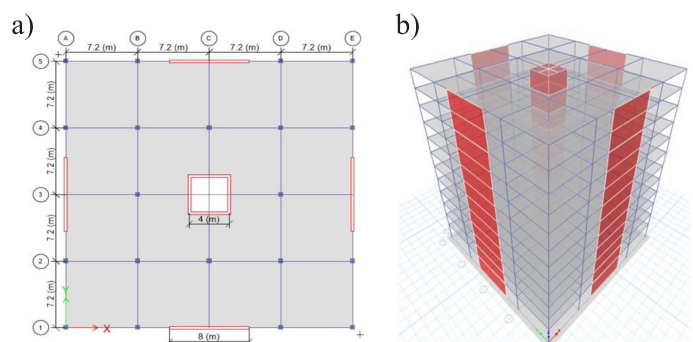
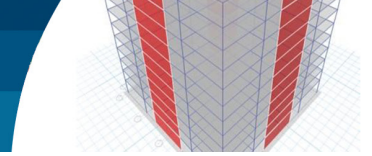


Figura 1: Edificación analizada: a) planta y b) isométrico

Modelación computacional

La modelación computacional de las edificaciones analizadas fue realizada con el empleo del programa ETABS v19 (CSI, 2019).



Geometría

Las losas de entrepisos y cubiertas cubrirán un área de 7.2 m x 7.2 m, con un espesor de 200 mm. Fueron modeladas como elementos shell-thick. Las columnas poseen una sección transversal de 0.65 m x 0.65 m y las vigas 0.40 m x 0.60 m, salvando luces de 7.2 m exceptuando las vigas continuas a los muros de corte, las cuales serán de 5.2 m y 3.2 m. Los muros presentan un espesor de 300 mm y se consideran continuos en todos los niveles; los exteriores tienen una longitud de 8.0 m y los interiores que conforman el núcleo de ascensores y escaleras, de 4.0 m.

Se aplicaron las rigideces efectivas de los elementos para considerar la acción inelástica y el grado de fisuración que pueden alcanzar los mismos justo antes de la fluencia según indica ACI-318 (2019) y NC-46 (2017). Los valores asumidos se resumen en la Tabla 2. Las siglas I_g representan la inercia de la sección bruta.

Tabla 2: Rigideces equivalentes de los elementos

Elemento	Rigidez efectiva
Columnas	$0.7I_g$
Muros	$0.7I_g$
Vigas	$0.35I_g$
Losas	$0.25I_g$

Material

Todos los elementos son de hormigón armado in situ, con una resistencia característica a compresión $f'_c = 35$ MPa, un peso específico de 24 kN/m³, un módulo de elasticidad de $E = 27805$ MPa y un coeficiente de Poisson $\nu = 0.20$ (NC-207, 2019). El acero de refuerzo será G-40 con una resistencia de fluencia $f_y = 300$ MPa y un módulo de elasticidad de $E = 2 \times 10^5$ MPa.

Condiciones de borde

Las losas se consideran continuas en sus cuatro bordes sobre las vigas. Las uniones columna-columna y viga-columna son continuas. Se modelan las balsas de cimentación, considerando el IDSE, apoyadas elásticamente sobre resortes con un valor de rigidez equivalente del suelo de apoyo según las formulaciones de Sargsian (Villarreal, 2017).

Cargas

Fueron consideradas las cargas permanentes, de uso y de sismo. Para la determinación de las cargas permanentes se consideró un relleno de 10 cm de espesor, mortero de cemento Portland y losas de cerámica para la terminación y panelería ligera. En el caso de la cubierta se consideró el peso del relleno con un espesor promedio de 10 cm y una solución de impermeabilización. Para estas condiciones se obtiene una carga permanente total de entrepiso y cubierta de 3.3 kN/m² y 1.87 kN/m² respectivamente (NC-283, 2003). Para las cargas de uso en los entrepisos se estableció un valor de 1.5 kN/m² para zonas de habitaciones de viviendas comunes, 3.0 kN/m² para los corredores, ubicados en un ancho de 2.0 m en el perímetro del núcleo de ascensores y escaleras. En la cubierta se dispuso un valor de 2.0 kN/m² considerando desagüe por tragante y no accesible al público (NC-284, 2003).

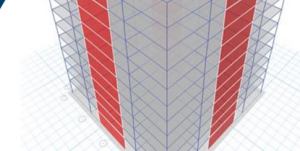
En el caso de la carga de sismo, la edificación se encuentra emplazada en el municipio Santiago de Cuba, correspondiente a la zona 5 de acuerdo a la zonificación sísmica establecida por la norma cubana (NC-46, 2017), la cual se considera de alto peligro sísmico con los parámetros iniciales según el sitio de emplazamiento que se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3: Parámetros iniciales para la zona de emplazamiento

	S_0, g	S_s, g	S_1, g	T_L, s	Zona
Santiago de Cuba	0.513	1.035	0.428	6	5

El cálculo de las cargas se realiza mediante el Método Estático Equivalente (MEE), ya que la estructura no posee irregularidad en planta ni elevación y además no sobrepasa los 50 m de altura (NC-46, 2017). La edificación clasifica como obra ordinaria con categoría ocupacional tipo II. El sismo considerado es básico u ordinario, el cual tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años de vida útil, correspondiente a un periodo de retorno de 475 años. El nivel de protección sísmica requerido es D (NPS- D). Por tanto, según lo establecido en NC-46 (2017), el nivel de desempeño aceptado es el operativo.

El tipo de suelo clasifica en el perfil D, asociado a suelos rígidos de cualquier espesor que cumplen con el criterio de velocidad de la onda de cortante $180 \text{ m/s} \leq V_s \leq 360$



m/s. El sistema estructural es E3, formado por losas actuando como diafragmas horizontales, sostenidas por una combinación de pórticos y muros estructurales tipo A para los que se establece un factor genérico de reducción de la respuesta sísmica $R = 5$.

El periodo de oscilación de la estructura responde a una masa equivalente a la carga permanente total de la edificación y el 25% de la carga de uso (NC-46, 2017). Para el análisis se tuvo en cuenta el aporte del 90% de participación de la masa, reportándose un valor de 0.949 s para el primer modo de oscilación. El primero y segundo modos de oscilación son traslacionales y el tercero rotacional. Los valores de periodos no implican el peligro de existencia de correlaciones modales y la consecuente amplificación de las ondas sísmicas que pueden provocar daños estructurales importantes o el colapso de la estructura.

Como resultado del análisis se obtienen la aceleración espectral de diseño para período corto $S_{DS} = 0.683$ y la aceleración espectral de diseño para períodos largos $S_{Dl} = 0.454$, a partir de los que fueron determinados los periodos de esquina del espectro de diseño para las componentes verticales y horizontales del sismo de diseño.

Mediante el MEE descrito en la norma cubana (NC-46, 2017) se obtiene el valor de cortante basal $V_{b,x,y} = 10982$ kN distribuido luego en fuerzas sísmicas por pisos, dispuestas en los centros de masa de cada planta de la edificación considerando las tres componentes a partir de la combinación del 100% en una dirección concurrente con el 30% en la dirección ortogonal para el nivel de protección sísmico D. En el caso de la componente vertical del sismo (S_v), esta se toma en cuenta como una parte de la carga permanente, aumentándola o disminuyéndola según la combinación correspondiente. La ecuación (1) establece la fracción que representa S_v de la carga permanente.

$$S_v = 0.2 \cdot SDS \cdot G = 0.137 \cdot G \quad (1)$$

Las combinaciones utilizadas para el análisis y el diseño fueron (NC-450, 2006; NC-46, 2017):

- $1.2G + 1.6Q + 0.5Q_c$
- $1.2G + 1.6Q_c + 0.5Q$
- $1.2G + Q_t + S_v \pm Sh_x$
- $G + Q_t + S_v \pm Sh_x$

donde G es la carga permanente, Q es la carga de uso de entresuelo, Q_c es la carga de uso de cubierta, Q_t es la carga de uso total, Sh es la carga horizontal del sismo y S_v es la componente vertical del sismo.

Interacción dinámica suelo-estructura

En la edificación analizada, los valores elevados de cargas y la cercanía de las columnas hacen que los platos de la cimentación aislada ocupen más del 50% del área total de la base de la edificación, por lo que se estableció como solución para el basamento estructural, balsas de cimentación. Los parámetros y propiedades de diseño del suelo tipo D se presentan en la Tabla 4.

Tabla 4: Propiedades y parámetros de diseño del suelo

E , kPa	c , kPa	ϕ , °	ν	γ_s , kN/m ³	G , kPa
23000	49.6	14.5	0.3	18.5	8846

E : Módulo de Young, c : cohesión, ϕ : ángulo de fricción interna, ν : razón de Poisson, γ_s : peso unitario, G : módulo de corte

A partir de la comprobación de la capacidad última de carga, los asentamientos diferenciales, el asentamiento absoluto con la revisión del comportamiento tenso-deformacional del suelo, se definen las dimensiones de la balsa de 30.3 m de lado y un espesor de 1.0 m.

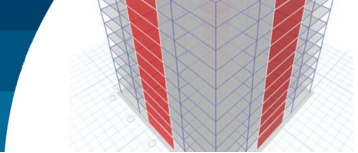
Para la inclusión de la ISDE en el análisis se consideraron los valores de rigideces equivalentes del suelo de apoyo según las formulaciones de Sargsian (Villarreal, 2017), en las que se considera el medio como inercial elástico, homogéneo e isotrópico. Se calcularon los valores de rigidez equivalente correspondiente con cada uno de los grados de libertad según las ecuaciones (2) a la (7). La Tabla 5 resume los valores obtenidos.

$$K_x = K_y = \frac{28,8\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(7-8\mu)}\sqrt{A} \quad (2)$$

$$K_z = \frac{4\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)}\sqrt{A} \quad (3)$$

$$K_{\phi_x} = \frac{8,52\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} * \frac{I_x}{\sqrt{A}} \quad (4)$$

$$K_{\phi_y} = \frac{8,52\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} * \frac{I_y}{\sqrt{A}} \quad (5)$$



$$K_{\psi_z} = \frac{4\rho C_2^2}{\sqrt{\pi(1-\mu)}} * \frac{I_z}{\sqrt{A}} \tag{6}$$

donde K_x y K_y son los coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme, K_z es el coeficiente de rigidez de compresión elástica, K_{φ_x} y K_{φ_y} son los coeficientes de rigidez de compresión elástica no uniforme, K_{ψ_z} es el coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico no uniforme, A es área de la platea de cimentación, I_x e I_y son los momentos de inercia de la losa de cimentación respecto a los ejes X e Y, I_z es el momento de inercia de la losa de cimentación respecto al eje vertical Z (momento polar de inercia) y C_2 es la velocidad de propagación de las ondas transversales que se calculan mediante la ecuación (7), de acuerdo con la concepción de semiespacio elástico:

$$C_2 = \sqrt{\frac{E}{2(1+\mu)\rho}} \tag{7}$$

Tabla 5: Rigideces equivalentes del suelo

Suelo	$K_x = K_y$, kN/m	K_z , kN/m	$K_{\varphi_x} = K_{\varphi_y}$, kN/m	K_{ψ_z} , kNm
D	946 797	864 140	140 821 104	148 566 850

En la Figura 2 se muestra la balsa de cimentación a partir de la disposición de la rigidez equivalente del suelo para representar la IDSE.

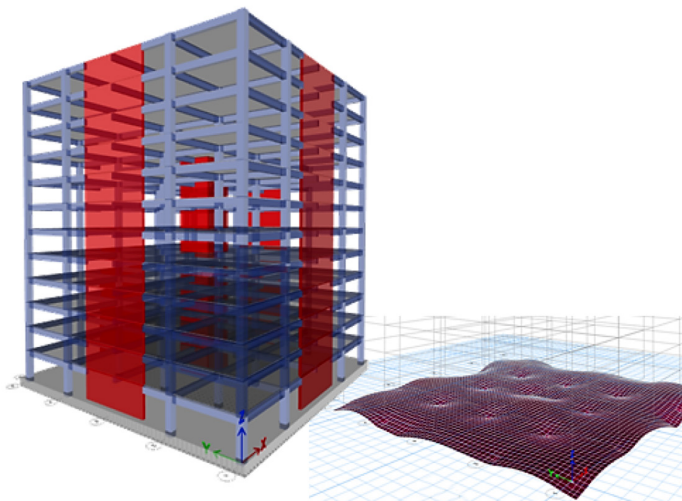


Figura 2: a) Edificación con balsa de cimentación y b) balsa de cimentación con la rigidez equivalente del suelo

Diseño estructural

Atendiendo a las solicitaciones obtenidas para determinar la relación de momentos resistentes columnas-vigas 1.4, 2.0, 3.0 y 4.0 requeridas en la investigación, fueron evaluadas las áreas de refuerzo en vigas y columnas. En la Tabla 6 se muestran las cuantías de acero dispuestas en los elementos estructurales y los momentos resistentes en vigas (M_{mv}) y columnas (M_{nc}) asociados a estas, en las zonas de momento negativo del nudo. Los nudos que rigen el diseño se muestran en la Figura 3.

Tabla 6: Cuantías de acero y momentos resistentes asociados

Relación momento resistente columna-viga	ρ en vigas	M_{mv} , kNm	ρ en columnas	M_{nc} , kNm
1.4	0.041	1241	0.058	1738
2.0	0.031	869	0.058	1738
3.0	0.024	628	0.065	1885
4.0	0.017	471	0.065	1885

M_{mv} : sumatoria de las resistencias a flexión de las vigas que convergen a un nudo, medidas en la cara del nudo, M_{nc} : sumatoria de las resistencias a flexión de las columnas que convergen a un nudo medidas en la cara del nudo

Las cuantías obtenidas son inferiores a la cuantía balanceada $\rho_b = 0.481$ (NC-207, 2019), que garantiza un diseño dúctil.

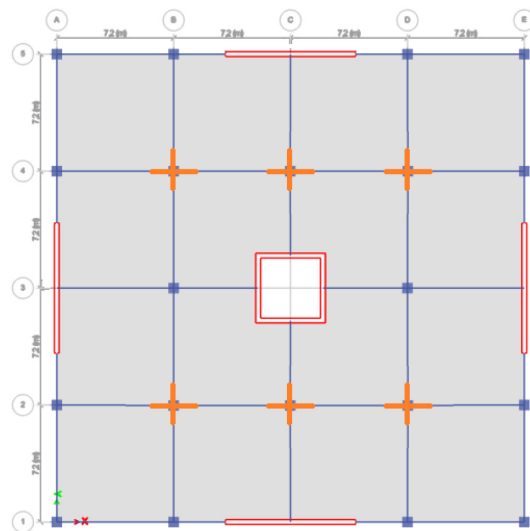
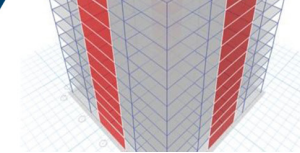


Figura 3: Nudos que gobiernan el diseño en la determinación del factor de sobrerresistencia



Análisis de los resultados Curvas de capacidad

En la Figura 4 se muestran las curvas de capacidad obtenidas en el software ETABS V19 que representan la relación cortante basal – desplazamiento en el tope de la estructura. En la Tabla 7 se muestran los valores de cortante y desplazamientos máximos para cada relación.

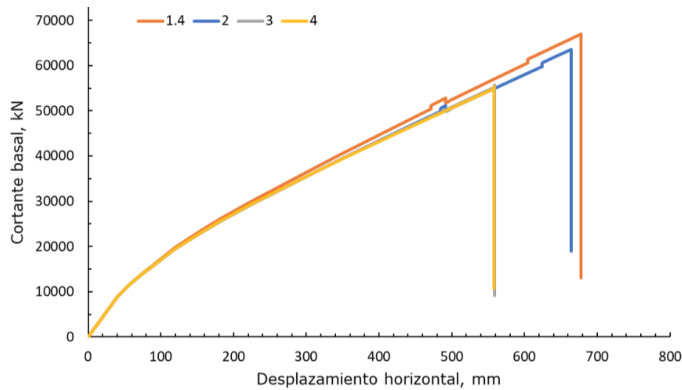


Figura 4: Curva de capacidad de las estructuras

Tabla 7: Cortantes y desplazamientos máximos

Relación de sobrerresistencia	Cortante máximo, kN	Desplazamiento máximo, mm
1.4	66 983	677
2.0	63 523	664
3.0	55 737	557
4.0	55 358	557

En la Figura 2 se aprecia que las pendientes en las cuatro curvas son similares, lo que se debe a la alta influencia que tienen los muros de corte en la resistencia lateral de la estructura y la poca variación que existe entre la cuantía de acero de las columnas. Los casos con valores de relación de momento resistente columna-viga de 1.4 y 2.0 presentan el fallo de la estructura para mayores valores de cortante basal y desplazamiento. Esto se debe a la alta cuantía de acero que presentan las vigas para lograr estos valores de sobrerresistencia, lo que los convierte en un diseño muy dúctil.

Realizando un análisis comparativo entre los modelos que presentan una misma cuantía de acero en las columnas (1.4 y 2.0), se observa que el modelo de 1.4 tiene una resistencia superior, ya que alcanza un mayor valor de cortante antes del colapso y la curva se presenta con una pendiente

ligeramente superior. Esto se debe a que para alcanzar la relación de 1.4 fue necesario aumentar la cuantía en las vigas, lo que produjo un nudo mucho más dúctil ante la carga producto del sismo, con respecto al modelo con relación de rigidez de 2.0.

En el caso de los modelos con relación de rigidez de 3 y 4 que presentan la misma cantidad de acero en las columnas, se aprecia que la estructura con sobrerresistencia de 3 alcanza un mejor comportamiento pues presenta mayor ductilidad debido a que contiene un nudo viga – columna más rígida, permitiendo resistir mayor cortante.

Otro aspecto a analizar es el punto definido por el cortante basal y desplazamiento de fluencia efectiva, determinado a partir de la representación bilineal de la curva de capacidad. Este punto determina el cambio del comportamiento de la estructura de elástico a inelástico y brinda un criterio sobre el mismo. En la Figura 5 se muestra una representación bilineal de una curva típica y en la Tabla 7 se establecen los valores de cortante y fluencia efectiva de los casos analizados.

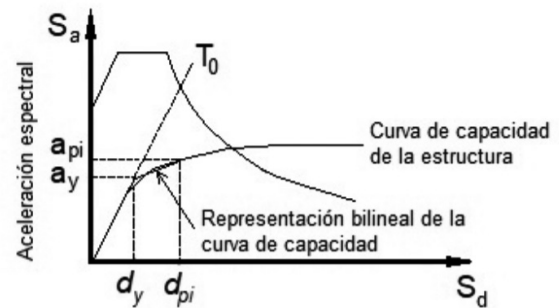
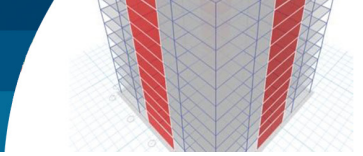


Figura 5: Representación bilineal de un espectro de capacidad típico (FEMA 440, 2005)

Tabla 7: Cortante y desplazamiento de fluencia efectiva

Relación de sobrerresistencia	V_y , kN	D_y , mm
1.4	14 028	63.3
2.0	13 987	63.1
3.0	14 589	65.8
4.0	14 863	67.1

Los resultados demuestran una tendencia al incremento del cortante y el desplazamiento de fluencia efectiva, lo que indica un mayor intervalo de comportamiento elástico de la estructura con el aumento de la relación de sobrerresistencia. Se destacan los resultados obtenidos para



el valor de 2, muy similar a los alcanzados con 1.4, pero ligeramente inferior. La reducción se debe al incremento necesario de la cuantía en vigas para alcanzar el valor de 1.4, lo que implica que se experimente con este un mayor rango elástico de comportamiento y, por tanto, se alcance un mayor valor de cortante de fluencia que con el valor de 2.

Mecanismo de colapso

La configuración y orden de aparición de las rótulas plásticas que genera el mecanismo de colapso en las estructuras es un aspecto difícil de determinar con exactitud. Como se había mencionado anteriormente, se exige un mecanismo de colapso que responda al criterio de columna fuerte-viga débil, ya que, de esta forma, la energía liberada por el sismo puede ser disipada a través de las vigas y no por las columnas con el consecuente peligro de inestabilidad o colapso por la repercusión del fallo de este elemento. Por esta razón y atendiendo a la necesidad de evitar la formación de articulaciones plásticas en los extremos superiores e inferiores de las columnas de un mismo piso, lo cual implicaría la formación de un mecanismo de colapso local conocido como “piso blando”, se establecerá la ocurrencia de este fenómeno como criterio de falla en las estructuras. Además de la formación de las rótulas, se evalúa el nivel de daño en el que han incurrido las secciones. En la Tabla 8 se expone el valor de cortante basal y desplazamiento en el tope correspondiente a la formación de la primera rótula plástica para cada uno de los modelos analizados.

Tabla 8: Primera rótula plástica

Relación de sobrerresistencia	Elemento	Desplazamiento, mm	Cortante basal, kN
1.4	Columna	484.7	52 312
2.0	Viga	185.9	25 948
3.0	Viga	192.6	26 552
4.0	Viga	199.2	27 152

En la Figura 6 se presentan las primeras rótulas plásticas formadas en cada modelo.

En los valores reportados en la Tabla 8 se aprecia que en el modelo con valor de sobrerresistencia de 1.4 la primera rótula plástica se desarrolla mucho después que en los otros modelos. Este se manifiesta con un cortante basal 93% superior con respecto al modelo de 4, que es el que mejor

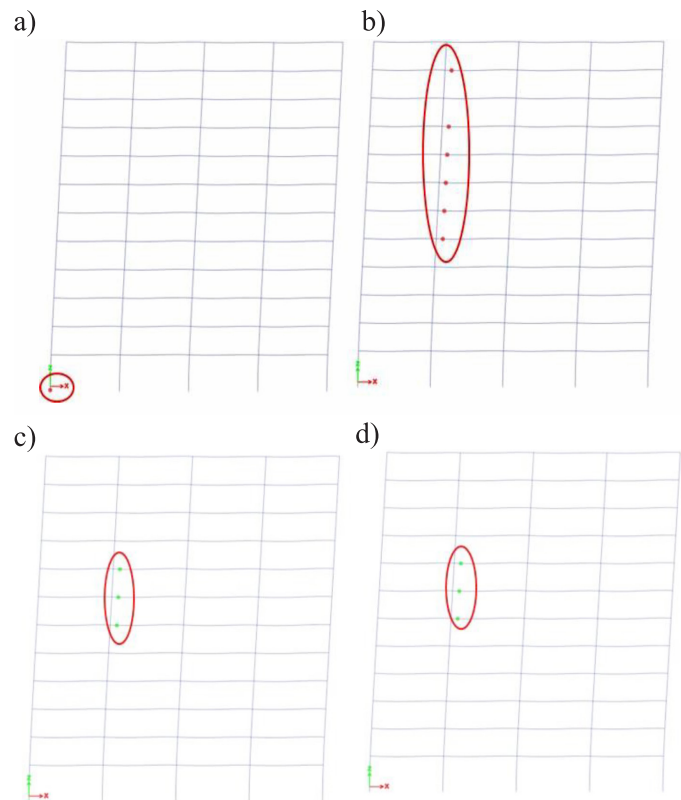
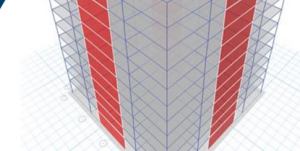


Figura 6: Primeras rótulas plásticas en las estructuras, modelo con relación de rigidez de: a) 1.4, b) 2.0, c) 3.0 y d) 4.0

comportamiento presenta de los restantes. A pesar de esto el modelo de 1.4 es el más crítico, ya que esta articulación aparece en la base de la columna del primer nivel como se muestra en la Figura 4, lo que pone en riesgo la estabilidad de la estructura y no satisface el criterio de columna fuerte-viga débil. En el modelo con relación de 2 aparecen las primeras rótulas plásticas con el menor cortante basal de todos los analizados. Dichas articulaciones aparecen en las vigas, cumpliendo inicialmente el criterio columna fuerte – viga débil. Sin embargo, estas se encuentran dentro de un rango no deseado, ya que superan la prevención de colapso.

Los modelos con valores de sobrerresistencia de 3 y 4 son los que mejor comportamiento presentan, ya que las primeras articulaciones aparecen en las vigas y estas no superan el límite que establece la ocupación inmediata. Esto indica que en estos modelos se cumple de forma adecuada el criterio columna fuerte – viga débil.

En la Figura 7 se muestra el mecanismo de colapso de la estructura. Con relación de rigidez de 1.4, no se cumple el criterio de columna fuerte – viga débil, a pesar de que



aparecen rótulas en varias vigas que permiten la disipación de energía. El colapso de la estructura está dado por la aparición de rótulas en la base de las columnas de la primera planta con un criterio de prevención de colapso, lo que atenta con la estabilidad y seguridad de la estructura. Para el modelo con relación de 2, las rótulas se forman en las vigas, pero se encuentran mucho más plastificadas y, al igual que el modelo de 1.4, aparecen las articulaciones en la base de las columnas del primer nivel en el rango de prevención de colapso, por lo que no se cumple el criterio de columna fuerte – viga débil.

En el caso de las estructuras con relación de 3, este presenta articulaciones plásticas en las vigas de todos los niveles y a diferencia de los modelos con relación de 1.4 y 2, no presenta articulaciones en ninguna de las columnas, lo que indica una mayor disipación de la energía

producto de las cargas de sismo a través de las vigas, que es lo que se establece para cumplir el criterio de columna fuerte – viga débil. Para la relación de 4, se evidencia un comportamiento similar al modelo de 3 pero con un mayor número de rótulas plásticas en las vigas, dando lugar a una mayor disipación de la energía y a un mejor comportamiento de la estructura.

Ductilidad

Analizando la ductilidad de las estructuras, calculada mediante la relación que existe entre el desplazamiento de colapso y el de fluencia según la ecuación (8), se obtienen los valores presentados en la Figura 8.

$$\text{Ductilidad} = \frac{\text{desplazamiento de colapso}}{\text{desplazamiento de fluencia}} \quad (8)$$

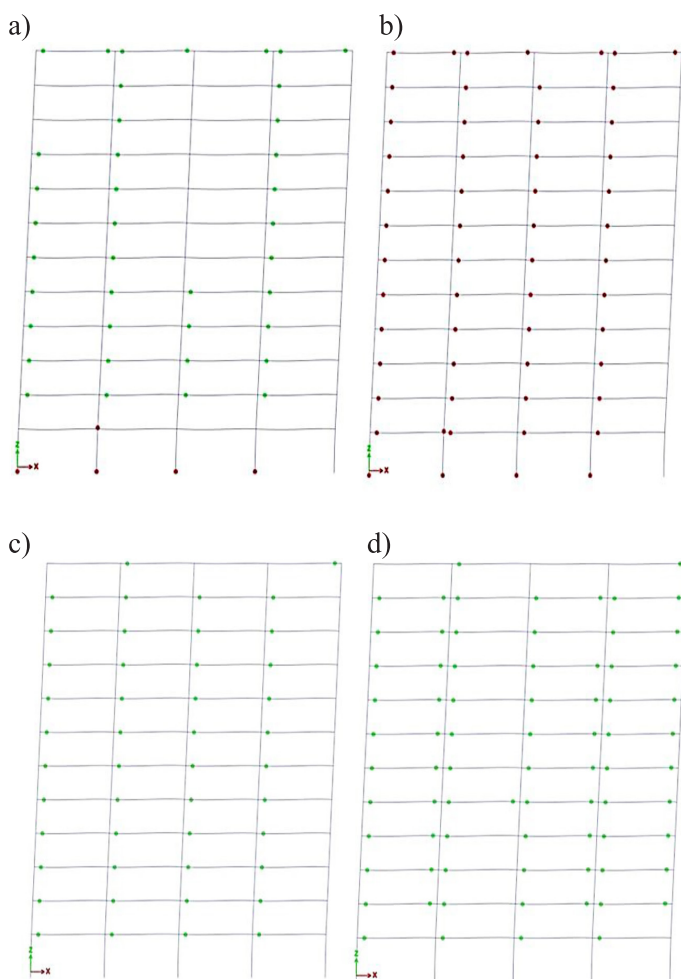


Figura 7: Mecanismo de colapso, modelo con relación de rigidez de: a) 1.4, b) 2.0, c) 3.0 y d) 4.0

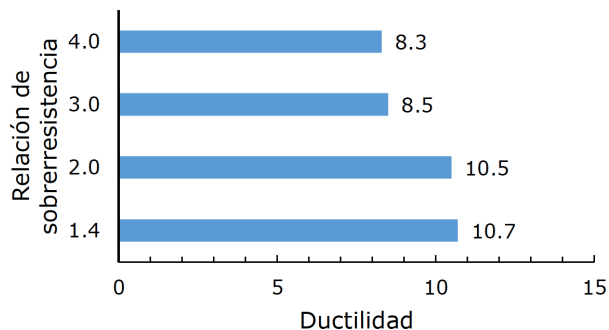
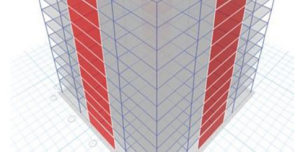


Figura 8: Valores de ductilidad de las estructuras

Se observa que a medida que aumenta el factor de sobrerresistencia la ductilidad de la estructura disminuye. Se puede deducir que, en los casos analizados, lo que reporta mayor influencia en la ductilidad de la estructura es el refuerzo de las vigas, pues la reducción de este parámetro está asociada a la disminución de las cuantías de acero en estos elementos estructurales. Lo anterior garantiza la formación de las articulaciones plásticas en las vigas antes que en las columnas, tal como se recomienda en la concepción de pórticos especiales resistentes a momento de estructuras ubicadas en zonas de alto peligro sísmico.

Conclusiones

Del análisis del comportamiento de una edificación de 12 niveles de tipología mixta de hormigón armado con la disposición de muros propuesta, regular en planta y en elevación, con valores de sobrerresistencia columna-viga



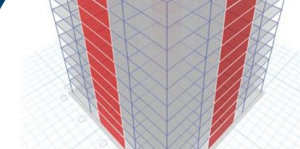
de 1.4, 2, 3 y 4 y la consideración de la IDSE bajo la acción de carga sísmica se concluye que:

El empleo de valores de sobrerresistencia columna-viga de 1.4 y 2 no garantizan el cumplimiento del criterio “columna fuerte – viga débil”, pues aunque logran alcanzar un mayor desplazamiento y resistir un mayor cortante, el colapso está determinado por el fallo de las columnas, lo que pone en riesgo la seguridad de la estructura. Las estructuras con relación de 3 y 4 desarrollan las articulaciones plásticas en las vigas de todos los niveles y estas no superan el límite que establece la ocupación inmediata por lo que se cumple de forma adecuada el criterio columna fuerte – viga débil, por lo que logran una mejor disipación de la energía producto de las cargas de sismo.

A medida que aumenta el factor de sobrerresistencia disminuye la ductilidad de la estructura, pero se garantiza el cumplimiento del criterio de columna fuerte-viga débil que se exige en los pórticos especiales resistentes a momento. Lo anterior demuestra el equilibrio necesario en la concepción de estructuras ubicadas en zonas de alto peligro sísmico pues el incremento del factor de sobrerresistencia dado por la reducción de la cuantía de refuerzo en las vigas es lo que garantiza el cumplimiento del criterio de columna fuerte-viga débil que se exige en los pórticos especiales resistentes a momento.

Referencias

- ACI-318 (2019). Building code requirements for structural concrete. American Concrete Institute, Farmington Hills, USA
- BSL (2013). Introduction to the building standard law - Building Regulation in Japan. Tokyo, Japan
- Carobeno, C.; Pereira, E.; Andrade, R.; Rodrigues, I., Siqueira, G. (2022). Strong column-weak beam: impacto do uso de relações de momento resistente pilar-viga na localização e formação de rótulas plásticas em estruturas de concreto armado. *63° Congresso Brasileiro do Concreto*, Brasília, Brasil
- Corredor, L.O. (2018). *Diseño de una estructura de hormigón con pórticos resistentes a momento según NEC-15*. Trabajo de título de Ingeniero Civil, Universidad San Francisco de Quito, Ecuador
- CSI (2019). Structural software for building analysis and design. ETABS v19. Computers & Structures Inc. CSI, Walnut Creek CA, USA
- E.060 (2020). Concreto armado. Ministerio de Vivienda, Construcción y Sanearamiento, Perú
- EC-8 (2009). Design of structures for earthquake resistance - Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings. The European Standard, Brussels, Belgium
- EHE-08 (2010). Instrucción de hormigón estructural. Ministerio de Fomento, España
- FEMA 440 (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Federal Emergency Management Agency FEMA, Washington DC, USA
- IS-456 (2000). Plain and reinforced concrete - code of practice. Bureau of Indian Standards, New Delhi, India
- Mejía, R.J. (2017). *Estudio sobre la efectividad del criterio pilar fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón*. Tesis de master, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España
- Meli Piralla, R. (2002). *Diseño estructural*. Segunda edición. Limusa, México
- Montoya, L.A. (2016). *A direct performance based seismic design method for irregular structures: applications to concrete structures*. Doctorate thesis, Universidad Politècnica de Catalunya, Barcelona, España
- NC-207 (2019). Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigón. Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba
- NC-283 (2003). Densidad de materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción como carga de diseño. Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba
- NC-284 (2003). Edificaciones. Cargas de uso. Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba
- NC-450 (2006). Edificaciones-factores de carga o ponderación-combinaciones. Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba
- NC-46 (2017). Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción. Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba



NCh430 (2008). Hormigón armado - Requisitos de diseño y cálculo. INN, Santiago, Chile

NEC-SE-HM (2015). Estructuras de hormigón armado. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Norma Ecuatoriana de la Construcción, Ecuador

Nie, X., Zhang, S., Jiang, T. and Yu, T. (2020). The strong column – weak beam design philosophy in reinforced concrete frame structures : A literature review. *Advances in Structural Engineering* **23**(16), 3566–3591

NTC (2008). Norme tecniche per le costruzioni. Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana, Italia

NZS-3103 (2006). The design of concrete structures. Standards New Zealand, Wellington, New Zealand

NZS-3101 (1995). Design of concrete structures. Standards New Zealand, Wellington, New Zealand

Pereira, E.M.V. (2021). *Estudo da fragilidade sísmica de pórticos de concreto armado com irregularidades estruturais*. Tesis de master, Universidade Estadual de Campinas, Brasil

Quintana-Gallo, P. (2019). Seismic shear demands in columns of RC frames accounting for dynamic amplification effects. *Obras y Proyectos* **26**, 87-99

Surana, M., Singh, Y. and Lang, D.H. (2018). Effect of strong - column weak - beam design provision on the seismic fragility of RC frame buildings. *International Journal of Advanced Structural Engineering* **10**(2), 131–141

Villarreal, G. (2017). *Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con plateas de cimentación*. Editora & Imprenta Gráfica Norte S.R.L., Trujillo, Perú