

Mejora de la robustez de edificios existentes mediante vigas en cubierta

Enhancing the robustness of existing buildings through roof beams

Lisbel Rueda-García^a, Brais Barros^b, Juan Sebastián Fontalvo-García^c, Marcos Arias-Gracey^d, Manuel Buitrago^e y José M. Adam^f

^a Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. Investigadora Posdoctoral. lisruega@upv.es

^b Dr. Ingeniero Industrial. Universitat Politècnica de València. Investigador Posdoctoral. bbargon1@upv.es

^c MSc. Ingeniero Civil. Universitat Politècnica de València. Investigador. Estudiante de doctorado. jsfonga1@upv.es

^d Ingeniero Civil. Universitat Politècnica de València. Investigador. Estudiante de doctorado. marigra2@upv.es

^e Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. Investigador Posdoctoral. mabuimo1@upv.es

^f Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. Catedrático de Universidad. joadmar@upv.es

RESUMEN

El incremento de eventos extremos exige contar con edificios robustos, capaces de resistir daños locales sin desencadenar un colapso progresivo de la estructura. La mayoría de los edificios existentes no fueron diseñados con criterios de robustez, por lo que muchos podrían requerir refuerzos. Este estudio propone una solución innovadora y poco intrusiva: instalar vigas de refuerzo en la cubierta, que suspenden los forjados en caso de fallo de columnas inferiores. En este artículo se presenta en detalle y con ejemplos una metodología para analizar la robustez y estudiar numéricamente la efectividad del refuerzo en cubierta en edificios de hormigón armado. Los resultados preliminares demuestran su efectividad.

ABSTRACT

The increase in extreme events calls for robust buildings capable of withstanding local damage without triggering a progressive collapse of the structure. Most existing buildings were not designed with robustness criteria, meaning many may require reinforcement. This study proposes an innovative, minimally invasive solution: installing retrofitting beams at the roof level, which hang the floors in the event of failure of lower columns. This article presents a detailed methodology with examples to analyse robustness and numerically assess the effectiveness of retrofitting roof beams in reinforced concrete buildings. Preliminary results demonstrate their effectiveness.

PALABRAS CLAVE: eventos extremos, colapso, robustez, refuerzo, edificio existente, simulaciones numéricas

KEYWORDS: extreme events, collapse, robustness, retrofitting, existing building, numerical simulations

1. Introducción

Los edificios son vulnerables a las devastadoras consecuencias de eventos extremos provocados por accidentes (como explosiones o impactos de vehículos), ataques terroristas (Figura 1), el

envejecimiento o fenómenos meteorológicos extremos (como huracanes o inundaciones). Además, cabe destacar que estos últimos son cada vez más habituales, registrándose en el

período 2000-2019 un total de 7.348 eventos extremos frente a los 4.212 del período 1980-1999 [1]. Estos sucesos a menudo causan daños locales en elementos estructurales críticos, dando lugar a una cadena de fallos que conducen al colapso parcial o total del edificio, un fenómeno conocido como “colapso progresivo” (Figura 1). Para reducir esta vulnerabilidad, se ha introducido en las normas de diseño actuales el concepto de “robustez”, entendido como la insensibilidad de la estructura a un fallo local.



Figura 1. Ejemplo de colapso parcial de edificio: Edificio Federal Alfred P. Murrah, Oklahoma (EEUU) tras un ataque terrorista [2].

El primer código de robustez estructural empezó a gestarse tras el devastador colapso del edificio Ronan Point en Reino Unido en 1968 [3], de modo que las normativas de robustez son muy recientes. En concreto, la norma europea EN 1991-1-7 [4] fue publicada en 2006. En consecuencia, la gran mayoría de los edificios existentes fueron diseñados sin considerar criterios de robustez y podrían, por tanto, requerir refuerzo. Esto podría tener un gran impacto sobre aquellos edificios sujetos a rehabilitaciones que deban cumplir con los requisitos normativos actuales, por lo que podrían verse obligados a incluir refuerzos para mejorar su robustez.

Tanto el campo del colapso progresivo como el de las técnicas de refuerzo para evitar o mitigar los efectos del colapso progresivo son campos de investigación jóvenes en la disciplina de la ingeniería estructural [5]. Existen múltiples propuestas de refuerzo en la literatura, como el refuerzo de vigas y losas con FRP [6], el refuerzo de pórticos con Cruces de San Andrés [7] o el

empleo en vigas de cables de acero que se activan en caso de grandes deformaciones [8], entre otros muchos. No obstante, la mayoría de las técnicas de refuerzo son de difícil aplicación a estructuras existentes, ya que requieren una intervención excesivamente invasiva o compleja de aplicar. Además, muchas tienen un carácter local, siendo inefficientes a nivel global. En consecuencia, urge encontrar soluciones prácticas y eficientes para mejorar la robustez de los edificios existentes.

Este trabajo de investigación busca desarrollar un novedoso planteamiento para el refuerzo de edificios existentes basado en la disposición de vigas de refuerzo en la cubierta de los edificios. El objetivo es que, en el caso de fallo de una o varias columnas de las plantas inferiores, los forjados se suspendan de estas vigas (Figura 2), evitando así el refuerzo del edificio completo bajo estos mismos escenarios de fallo. Estas vigas de refuerzo pretenden involucrar en el mecanismo resistente a elementos estructurales alejados del fallo local, y no sólo a los elementos contiguos, generando así una solución de carácter global.

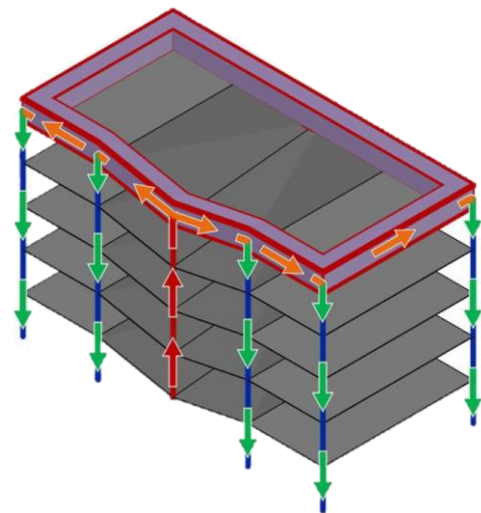


Figura 2. Esquema conceptual de la suspensión de los forjados de la viga de refuerzo.

El uso de esta técnica de refuerzo en la práctica profesional requeriría, como primer paso hacia la implementación, de un amplio análisis sobre la efectividad del refuerzo según el tipo de edificio, con el fin de garantizar que la solución solo se utilice en situaciones donde se

obtenga un beneficio esperado positivo a lo largo de todo el ciclo de vida del edificio.

En el presente artículo se describe la metodología a seguir para estudiar de forma numérica la efectividad del refuerzo en cubierta en edificios de hormigón armado. Esta metodología envuelve: la elección de los casos de estudio en base a diferentes parámetros clave en la robustez de los edificios, la construcción de modelos numéricos avanzados de los edificios, el estudio de diferentes escenarios de fallo, la identificación de la configuración óptima del refuerzo en cubierta y el análisis comparativo para determinar los casos en los que el refuerzo es más eficiente. Además, se desarrolla una metodología para facilitar el análisis de la vulnerabilidad del edificio ante el colapso y el diseño de la viga de refuerzo mediante simulaciones numéricas, que presenta buenos resultados y un coste computacional inferior al de las prácticas habituales. Finalmente, se incluye un ejemplo de aplicación para facilitar su comprensión.

La importancia del trabajo presentado radica en la aportación de una metodología que podría ser empleada por los profesionales de la construcción encargados de evaluar y mejorar la robustez estructural de un edificio. Además, el procedimiento arroja luz sobre cómo abordar el análisis de la robustez, lo cual es de utilidad ya que se trata de un campo relativamente nuevo y poco explorado en el ámbito profesional. Finalmente, el trabajo presentado es relevante como paso previo a la implementación de esta técnica de refuerzo en la práctica, que aún requeriría de un análisis detallado de los aspectos locales, los procesos constructivos involucrados y las verificaciones mediante ensayos experimentales, tareas que se llevarán a cabo en etapas futuras de este mismo proyecto de investigación.

2. Metodología para el estudio de la efectividad del refuerzo en cubierta

2.1 Elección de los casos de estudio

En primer lugar, se selecciona una batería de edificios genéricos a analizar que sean representativos de las tipologías de construcción en hormigón armado habituales. Para ello, se escoge una serie de parámetros clave que influyen en la robustez de estructuras y se combinan con el fin de obtener el mayor número de resultados posible con un número reducido de edificios modelados. En concreto, se escogen los siguientes: el número de plantas, el número de vanos en x y en y , la longitud de los vanos, el tipo de sistema estructural (tipo pórtico y tipo losa plana) y el nivel de ductilidad del diseño. Los edificios genéricos se diseñan conforme a los códigos de diseño vigentes en Europa utilizando software comúnmente empleado en la práctica profesional (Cype [9]), sin incorporar de manera explícita los requisitos de robustez estructural, tal como es frecuente en edificaciones existentes.

2.2 Construcción del modelo numérico de los edificios genéricos

El colapso progresivo de edificios es un fenómeno complejo que implica el comportamiento no lineal de los materiales, impactos y colisiones, grandes deformaciones y efectos dinámicos [3]. Los códigos y recomendaciones actuales permiten realizar análisis tanto lineales como no lineales; sin embargo, las simulaciones no lineales son más precisas, ya que pueden capturar el comportamiento de la estructura hasta su punto de fallo. En consecuencia, se opta por realizar modelos numéricos no lineales de los edificios genéricos. El software empleado para ello es SAP2000 [10].

Como particularidades del modelo, cabe destacar que las secciones transversales de tanto vigas como pilares se introducen manualmente para modelar las armaduras longitudinales. Se

definen diferentes secciones para representar los distintos armados existentes a lo largo de un mismo elemento. Se asume un armado continuo en las zonas de solape de armaduras, suponiendo que en ellos no se produce el fallo dado que están diseñadas conforme a la normativa. Se emplean rótulas de fibras P-M2-M3 que consideran el comportamiento axial no lineal de una serie de fibras distribuidas en toda la sección transversal del elemento. Estas rótulas se disponen en múltiples secciones transversales de pilares y vigas, empleando un mayor número de ellas en las regiones cercanas al elemento que falla para obtener una respuesta más exacta en base a un análisis de sensibilidad previo (Figura 3). Por otro lado, los forjados se modelan como losas no lineales definidas por capas (*Shell – Layered/Nonlinear*), que permiten introducir el armado de la losa en ambas direcciones y tener en cuenta el comportamiento no lineal del hormigón y el acero. También el mallado de estas losas se intensifica en las proximidades del elemento que falla (Figura 3).

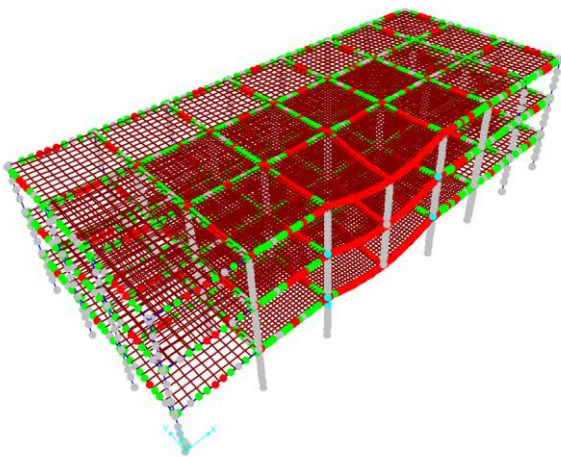


Figura 3. Modelo computacional no lineal en SAP2000 [10] que emplea rótulas de fibras P-M2-M3 y losas no lineales definidas por capas.

2.3 Estudio de los escenarios de fallo críticos

Las normativas más avanzadas en el campo de la robustez estructural (UFC-4-023-03 [11], GSA [12], EN 1991-1-7 [4], ASCE/SEI 76-23 [13]) buscan aportar continuidad a las estructuras para que las cargas soportadas por los

elementos portantes que fallan se transfieran a los elementos vecinos. Los códigos contemplan filosofías de diseño de diferentes complejidades: atado de los elementos, refuerzos locales o caminos de carga alternativos (ALP). En este proyecto, se emplea la filosofía de diseño de los ALP que, a pesar de ser la más compleja, es la más precisa y fiable. Consiste en analizar la respuesta de la estructura ante la retirada ficticia de un elemento portante para verificar que ésta es capaz de soportar fallos locales sin derivar en el colapso progresivo de la estructura.

En primer lugar, se define una serie de escenarios de fallo que se deben analizar en cada edificio genérico. La norma europea EN 1991-1-7 [4] menciona la retirada de pilares sin especificar su localización. Por ello, se realiza un análisis conjunto de las normas anteriormente mencionadas [4,11–13] para determinar los escenarios de fallo a analizar. Así, se definen seis escenarios de fallo de una sola columna de planta baja (DS1 a DS6 en Figura 4) que cumplen con la retirada de un elemento de esquina, un elemento perimetral del centro del lado largo, perimetral del centro del lado corto, interno del centro del lado largo, interno del centro del lado corto y en la esquina del área interna, y adyacente a la esquina, respectivamente. Además, se definen tres escenarios de fallo adicionales (ADS1 a ADS3 en Figura 4) que simulan el fallo simultáneo de dos columnas, para estudiar la robustez de aquellos edificios que se mantengan estables tras la retirada de una sola columna.

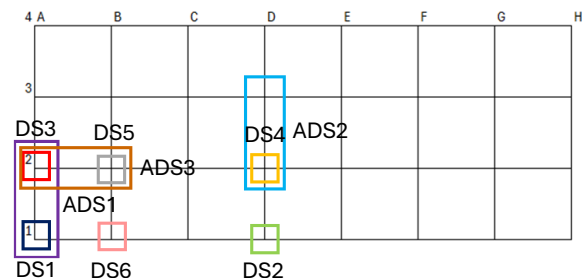


Figura 4. Escenarios de fallo seleccionados de acuerdo con las normas de robustez [4,11–13].

La presente investigación implica la ejecución de un elevado número de simulaciones computacionales para determinar el escenario de fallo crítico en cada edificio genérico y la

configuración del refuerzo en cubierta más adecuada. Además, uno de los problemas que se plantean es que no basta con conocer qué escenarios de fallo provocan el colapso del edificio en la situación accidental, sino que se ha de saber cuánta capacidad adicional requiere la estructura para resistir el fallo. Por ello, en esta investigación se busca un método de análisis que permita estimar cuánto se debe reforzar la estructura para cumplir con los requisitos de robustez actuales.

Los análisis no lineales dinámicos, aunque ofrecen mayor precisión en comparación con los análisis no lineales estáticos, son más exigentes en términos computacionales [3]. En consecuencia, se plantea un procedimiento de análisis que permita reducir el enorme coste computacional sin comprometer significativamente la precisión. El método elegido es el presentado por Bao et al. en [14], consistente en un procedimiento energético que permite considerar los efectos dinámicos empleando los resultados de un único análisis no lineal estático de tipo *pushdown*.

En el análisis *pushdown*, el modelo de cada escenario de fallo se calcula eliminando, antes de cargar el edificio, la columna que falla en ese escenario. Se realiza un análisis no lineal estático dividido en dos fases. En la primera fase, todos los forjados del edificio se cargan con la carga gravitatoria correspondiente a la combinación de cargas accidental de la norma. En este caso, empleando EN 1990 [15], la carga a introducir en la primera fase (P_1) es:

$$P_1 = 1.0G + 0.7Q \quad (1)$$

Donde G hace referencia a las cargas permanentes de peso propio y carga muerta, y Q a la sobrecarga de uso.

El proceso de carga en la primera fase se realiza por control de fuerza, incrementando gradualmente la carga $\lambda_s P_1$ desde $\lambda_s = 0$ hasta $\lambda_s = 1$, siendo λ_s un factor adimensional que representa la intensidad de la carga normalizada, haciendo referencia el subíndice “s” al análisis estático.

En la segunda fase, se cargan únicamente los forjados adyacentes a la columna retirada (ver ejemplo Figura 5), en todas las plantas del edificio situadas por encima de dicha columna, para obtener la respuesta de la estructura para $\lambda_s > 1$. Este enfoque de *bay pushdown* pretende considerar los efectos dinámicos mediante el incremento de carga en los vanos afectados por el fallo de la columna [14]. A efectos prácticos, en esta investigación se opta por introducir en los forjados afectados una elevada carga adicional y se lleva a cabo un proceso de carga controlado por desplazamiento, tomando como nodo de control el nudo situado en el extremo superior de la columna retirada. El cálculo se detiene por la no convergencia cuando se alcanza la capacidad límite de algún elemento estructural o la inestabilidad de la estructura. Posteriormente, se obtiene, para cada *step* del modelo de cálculo, la suma de las reacciones en la base de las columnas adyacentes al área cargada (S_i). El factor λ_s se calcula como el cociente entre la reacción en un instante dado S_i y la reacción correspondiente a $\lambda_s = 1$ (S_1). Con ello, se puede representar la relación entre la intensidad de carga normalizada y el desplazamiento vertical en el nudo situado sobre la columna retirada (Δ), como se muestra en la Figura 6.

Una vez obtenida la curva $\lambda_s(\Delta)$, se emplea un análisis energético para tener en cuenta los efectos dinámicos. Este análisis se basa en que la energía cinética es nula para el máximo desplazamiento dinámico. La conservación de la energía en el desplazamiento máximo requiere que la energía interna de la estructura iguale el trabajo externo de las cargas gravitatorias [14].

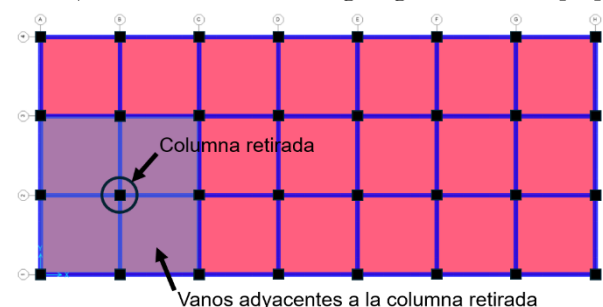


Figura 5. Ejemplo de los vanos que reciben mayor carga en el método bay pushdown.

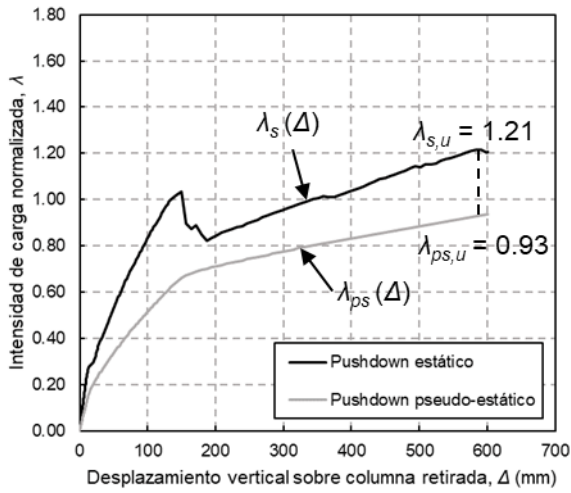


Figura 6. Ejemplo de las curvas obtenidas por el método energético para un escenario de fallo dado.

Para obtener la curva que relaciona la intensidad de carga normalizada y el desplazamiento máximo del análisis dinámico, se integra para cada desplazamiento Δ_i el área bajo la curva $\lambda_s(\Delta)$ y se divide el resultado por Δ_i . Se obtiene así la curva equivalente al análisis dinámico, que en este artículo denominaremos curva pseudo-estática $\lambda_{ps}(\Delta)$.

$$\lambda_{ps}(\Delta_i) = \frac{1}{\Delta_i} \int_0^{\Delta_i} \lambda_s(\Delta) d\Delta \quad (2)$$

La capacidad última de la estructura para un escenario de fallo dado ($\lambda_{ps,u}$) se toma como el λ_{ps} correspondiente al desplazamiento del λ_s máximo ($\lambda_{s,u}$), tal y como se muestra en la Figura 6. También se puede tomar, para mayor precisión, como el λ_{ps} para el cual se intersecan las curvas $\lambda_s(\Delta)$ y $\lambda_{ps}(\Delta)$ cuando exista dicho punto de intersección, tal y como se indica en Ding et al. [16]. En el ejemplo de la Figura 6, se observa que la estructura colapsa para el escenario de fallo analizado, ya que $\lambda_{ps,u} < 1$.

Aunque el método energético empleado ha sido probado por diversos autores [14,17,18], resulta conveniente realizar algún modelo no lineal dinámico para verificar los resultados obtenidos. La ejecución de estos modelos individualmente para diferentes intensidades de carga resultaría en la curva $\lambda_d(\Delta)$. En general se observa que los resultados del análisis dinámico son similares a los obtenidos por el

procedimiento energético, quedando la curva $\lambda_{ps}(\Delta)$ del lado de la seguridad.

Una vez se ha obtenido el $\lambda_{ps,u}$ para cada escenario de fallo, se determina el escenario crítico como aquel con menor $\lambda_{ps,u}$ inferior a 1. La viga de refuerzo en cubierta se diseñará para este escenario de fallo. Cuando se observe que tanto los escenarios de fallo de una columna perimetral como los de una columna interior presenten $\lambda_{ps,u} < 1$, se seleccionará un escenario crítico de cada tipo para llevar a cabo el diseño, ya que deberán analizarse diferentes configuraciones de vigas en cubierta que aumenten la robustez de tanto escenarios de fallo perimetrales como interiores.

Cabe destacar que, si se emplea un modelo en SAP2000 con rótulas de fibras P-M2-M3 como el descrito anteriormente, que únicamente considera el comportamiento no lineal de las secciones transversales frente a esfuerzos normales, se deberá comprobar mediante el postprocesado de los datos que no se supera la resistencia a esfuerzos tangenciales de los elementos estructurales.

2.4 Identificación de la configuración óptima del refuerzo en cubierta

En primer lugar, se define una serie de configuraciones de la viga de refuerzo en cubierta. Se parte de una configuración de vigas perimetral (Figura 7a), ya que ésta sería la más económica y sencilla a nivel constructivo. En la Figura 7 se presentan otros posibles ejemplos.

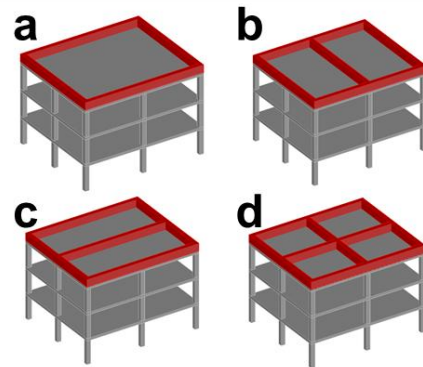


Figura 7. Ejemplos de posibles disposiciones de vigas de refuerzo, ordenadas de menor (a) a mayor (d) longitud total.

En este proyecto, se opta por simplificar el proceso de obtención de la viga de refuerzo idónea mediante su modelado como un elemento que se comporta en régimen elástico y lineal. Al no considerar la no linealidad de la viga, se evita el paso de diseñarla. La viga de refuerzo se podría materializar en la realidad como una viga de hormigón armado, un perfil metálico o una celosía metálica, por ejemplo. A efectos prácticos, en el modelo de SAP2000 se sustituyen las vigas de cubierta existentes por una viga de hormigón de gran canto sin rótulas plásticas (ver ejemplo en la Figura 8). En el resto de los elementos del modelo se mantienen las rótulas plásticas. Además de probar las diferentes configuraciones de la viga de refuerzo, se emplean varios cantos de viga para analizar cómo la rigidez de ésta afecta al desempeño del refuerzo.

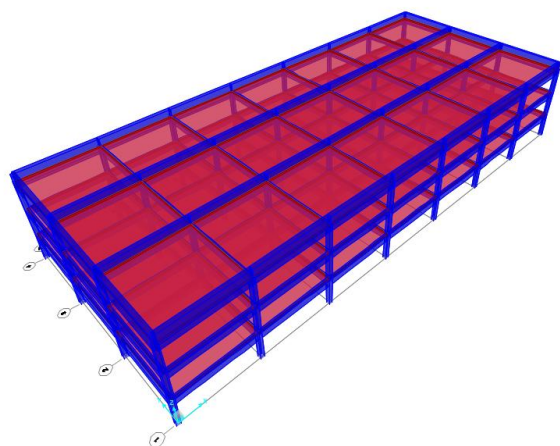


Figura 8. Vista 3D del modelo en SAP2000 de un edificio con vigas de refuerzo en cubierta.

Para averiguar cuál es la configuración de vigas en cubierta más efectiva, se obtiene para cada configuración la curva λ_{ps} ($\angle$) mediante el procedimiento indicado en el apartado 2.3. La disposición de vigas en cubierta se optimiza para obtener un $\lambda_{ps,u}$ de al menos 1.00. Esto se debe cumplir en todos los escenarios de fallo, tanto de columnas perimetrales como internas. En este proyecto se ha optado por considerar como óptimas aquellas configuraciones que proporcionan un $\lambda_{ps,u}$ de al menos 1.05, ofreciendo así una solución con cierto margen de seguridad. Además, aquellos modelos con los resultados más cercanos al valor umbral de $\lambda_{ps,u}$

se comprueban mediante un modelo no lineal dinámico.

2.5 Análisis de la efectividad del refuerzo

Aunque un sistema estructural en el que los forjados cuelgan de la cubierta tiene por naturaleza una mayor capacidad para redistribuir las cargas, en este proyecto se busca encontrar las tipologías de edificios en las que el refuerzo propuesto mejora notablemente la robustez de la estructura en comparación con el uso de otras técnicas de refuerzo. El siguiente paso consistirá, por tanto, en comparar la respuesta de los edificios sin reforzar y reforzados. Es especialmente importante atender a los modos de fallo que se producen en cada caso, dando preferencia a los modos de fallo dúctiles frente a los frágiles. Asimismo, se comparará la efectividad del refuerzo en relación con los parámetros clave considerados. Por otro lado, se comparará la técnica con otros tipos de refuerzo. Esta comparación se podría realizar atendiendo a criterios económicos, temporales y medioambientales.

El objetivo final es desarrollar, a partir de los resultados obtenidos, una herramienta de decisión multicriterio para asistir en la elección del refuerzo más adecuado para mejorar la robustez de una estructura.

3. Ejemplo de aplicación

El edificio que se diseña como ejemplo de aplicación de la metodología desarrollada para analizar la efectividad del refuerzo en cubierta es un entramado de vigas y pilares de hormigón armado, que consta de 7 vanos en dirección x y 3 vanos en dirección y , todos ellos de 10 m de longitud, y 3 plantas de 4 m de alto. Se localiza en un área de baja sismicidad, por lo que se realiza un diseño con ductilidad baja. Se disponen en todas las plantas vigas de 800x500 mm y pilares de 500x500 mm con diferentes armados. Se verifica que el diseño cumple con

las fuerzas de atado horizontales y verticales indicados en la norma de robustez europea [4].

Tras la construcción del modelo numérico tal y como se ha indicado en el apartado 2.2, se calculan los seis escenarios de fallo de una columna de planta baja mostrados en la Figura 4 (DS1 a DS6). En la Tabla 1 se resumen los indicadores de robustez obtenidos con la metodología empleada. Los resultados mostraron que todos los escenarios de fallo inducían al colapso de la estructura, por lo que no fue necesario calcular los escenarios de fallo adicionales de retirada de dos columnas. Se tomaron como escenarios críticos aquellos de menor $\lambda_{ps,u}$, escogiendo un escenario de fallo de una columna exterior (DS3) y otro de una columna interior (DS5) para asegurar que la viga de refuerzo en cubierta fuera efectiva en todos los casos.

Tabla 1. Indicador de robustez para los seis escenarios de fallo analizados.

Escenario de fallo	$\lambda_{ps,u}$	$\Delta (\lambda_{ps,u})$ [mm]
DS1	0.99	784
DS2	0.98	880
DS3	0.93	717
DS4	0.93	594
DS5	0.91	508
DS6	0.95	911

En la Figura 9 se muestran las curvas de los análisis realizados para los escenarios DS3 y DS5. En ambas curvas del análisis *pushdown* estático se observa un primer máximo local. La carga soportada por la estructura en este primer máximo cae por el fallo a compresión del hormigón en la conexión entre las vigas adyacentes a la columna retirada y el pilar adyacente (ver Figura 9). En el DS3, la estructura no es capaz de soportar una carga superior a la de este primer máximo; sin embargo, en el DS5, la carga crece hasta que el pilar de esquina rompe por compresión.

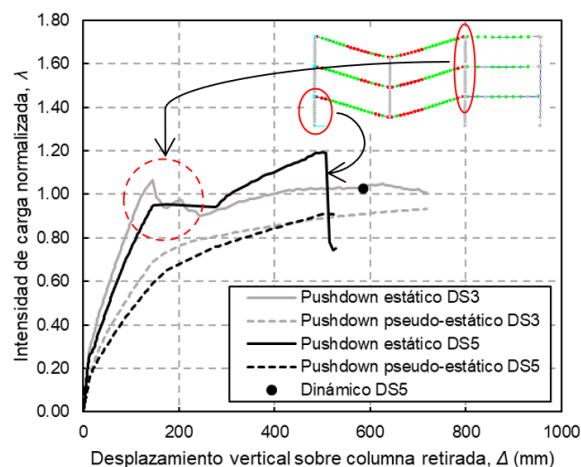


Figura 9. Resultados del análisis *pushdown* sobre el edificio original. Los esquemas muestran en qué lugar de la estructura se producen los fallos correspondientes a las caídas de carga de las curvas.

Adicionalmente, se realiza un análisis dinámico incremental del DS5, alcanzando un factor λ_d máximo de 1.03, ligeramente superior al obtenido por medio del análisis *pushdown* pseudo-estático, y un desplazamiento máximo de 585 mm, también cercano al obtenido por el procedimiento descrito. Esto demuestra que el método obtiene resultados bastante precisos, quedando del lado de la seguridad.

Para los escenarios de fallo indicados, se prueban diferentes configuraciones y rigideces de la viga de cubierta. Mientras que, en el escenario DS3, la disposición de vigas en el perímetro de la cubierta mejora la robustez notablemente al tratarse de un escenario de fallo de una columna perimetral, en el escenario DS5, al ser un escenario de fallo interior, se requiere disponer vigas en otras alineaciones. Se obtiene que las vigas de refuerzo idóneas para mejorar la robustez del edificio de manera que el escenario de fallo crítico alcance un $\lambda_{ps,u} = 1.05$ son de 1200 mm de canto y 500 mm de ancho, dispuestas sobre las vigas perimetrales del edificio y sobre los dos pórticos interiores en dirección x (tal y como muestra el ejemplo de la Figura 8).

En la Figura 10 se muestran las curvas de los análisis *pushdown* de los escenarios DS3 y DS5 para el edificio reforzado. Se observa como aumenta enormemente la rigidez de la estructura al disponer la viga de refuerzo, que funciona

distribuyendo el peso de los forjados de la zona donde se produce el fallo de la columna hacia las columnas del resto del edificio. El refuerzo es especialmente efectivo en el escenario de fallo de una columna perimetral (DS3). En ambos escenarios, la carga última se alcanza cuando falla a tracción el pilar situado en la última planta sobre la columna retirada (ver Figura 10). Además, se realiza la comprobación de otro escenario de fallo interno que podría resultar crítico, el DS4, mediante un modelo no lineal dinámico, observándose que éste es capaz de soportar un $\lambda_{d,u} = 1.09$.

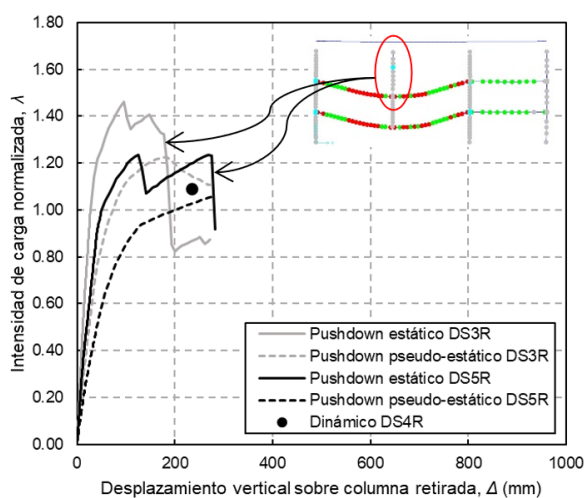


Figura 10. Resultados del análisis *pushdown* sobre el edificio reforzado. Los esquemas muestran en qué lugar de la estructura se producen los fallos correspondientes a las caídas de carga en las curvas.

La metodología seguida permite demostrar la efectividad del refuerzo en cubierta en la mejora de la robustez de este edificio que, originalmente, colapsaba ante todos los escenarios de fallo indicados en la norma.

4. Conclusiones

En este artículo se ha presentado un procedimiento para estudiar con simulaciones numéricas la efectividad del refuerzo de edificios de hormigón armado mediante vigas en cubierta para mejorar su robustez. Las principales conclusiones son:

- El análisis de la vulnerabilidad de un edificio ante colapso se puede llevar a cabo a partir

de modelos no lineales estáticos, mediante un procedimiento energético, reduciendo el coste computacional que tienen los modelos no lineales dinámicos habituales.

- Dicho procedimiento puede ser empleado para cuantificar la necesidad de refuerzo de un edificio, identificar la configuración óptima del refuerzo en cubierta y analizar su efectividad.
- Los resultados preliminares presentados demuestran que el refuerzo en cubierta es una alternativa efectiva en la mejora de la robustez.

El trabajo presentado sirve de base para el avance de este proyecto de investigación sobre la mejora de la robustez estructural de edificios existentes mediante vigas en cubierta. Entre los futuros trabajos se encuentra el estudio experimental de su efectividad, el análisis estructural detallado de los aspectos locales (conexiones entre vigas de refuerzo y elementos existentes en la estructura) y el estudio riguroso de los procesos constructivos involucrados. Con ello se pretende apoyar al ingeniero sobre cuándo y cómo emplear la solución propuesta.

Agradecimientos

Los autores agradecen el apoyo financiero de la Generalitat Valenciana a través del proyecto ENHANCE (CIPROM/2022/47), los fondos recibidos en el marco de la beca postdoctoral IJC2020-042642-I financiada por MCIN/AEI/10.13039/501100011033 y por la “European Union NextGenerationEU/PRTR”, y la Ayuda a Primeros Proyectos de Investigación (PAID-06-24) del Vicerrectorado de Investigación de la Universitat Politècnica de València (UPV).

Referencias

- [1] CRED UNDRR, The human cost of disasters: an overview of the last 20 years (2000-2019), 2020.
- [2] FBI Federal Bureau of Investigation, <https://www.fbi.gov/news/stories/the->

- oklahoma-city-bombing-20-years-later, (n.d.).
- [3] J.M. Adam, F. Parisi, J. Sagaseta, X. Lu, Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century, *Eng Struct* 173 (2018) 122–149. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.082>.
 - [4] CEN, EN 1991-1-7 - Eurocode 1, Actions on structures - Part 1-7 General Actions - Accidental actions, Brussels, 2018.
 - [5] F. Kiakojouri, V. De Biagi, B. Chiaia, M.R. Sheidaii, Strengthening and retrofitting techniques to mitigate progressive collapse: A critical review and future research agenda, *Eng Struct* 262 (2022) 114274. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114274>.
 - [6] K. Qian, B. Li, Strengthening and Retrofitting of RC Flat Slabs to Mitigate Progressive Collapse by Externally Bonded CFRP Laminates, *Journal of Composites for Construction* 17 (2013) 554–565. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000352](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000352).
 - [7] K. Qian, Y.-H. Weng, B. Li, Improving Behavior of Reinforced Concrete Frames to Resist Progressive Collapse through Steel Bracings, *Journal of Structural Engineering* 145 (2019). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002263](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002263).
 - [8] L. Qiu, F. Lin, K. Wu, X. Gu, Progressive collapse resistance of RC T-beam cable subassemblages under a middle-column-removal scenario, *Journal of Building Engineering* 42 (2021) 102814. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.102814>.
 - [9] CYPE Ingenieros (s.f.), Software for Architecture, Engineering and Construction, n.d. www.cype.com.
 - [10] Computers and Structures Inc., SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design, (2024).
 - [11] Department of Defense (DoD), Unified Facilities Criteria (UFC) Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, 2024. <http://dod.wbdg.org/>.
 - [12] GSA, Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance, General Services Administration, Washington DC, USA, 2013.
 - [13] Standard for mitigation of disproportionate collapse potential in buildings and other structures, ASCE, American Society of Civil Engineers, 2023.
 - [14] Y. Bao, J.A. Main, S.-Y. Noh, Evaluation of Structural Robustness against Column Loss: Methodology and Application to RC Frame Buildings, *Journal of Structural Engineering* 143 (2017). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001795](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001795).
 - [15] CEN, EN 1990:2002/A1:2005/AC:2010 Eurocode - Basis of structural design., 2019.
 - [16] L. Ding, J. Chen, R. Caspeele, Determination of dynamic collapse limit states using the energy-based method for multi-story RC frames subjected to column removal scenarios, *Eng Struct* 311 (2024) 118170. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.118170>.
 - [17] B.A. Izzuddin, A.G. Vlassis, A.Y. Elghazouli, D.A. Nethercot, Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss — Part I: Simplified assessment framework, *Eng Struct* 30 (2008) 1308–1318. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.07.011>.
 - [18] G. Xu, B.R. Ellingwood, An energy-based partial pushdown analysis procedure for assessment of disproportionate collapse potential, *J Constr Steel Res* 67 (2011) 547–555. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.09.001>.