

Respuesta dinámica de estructuras con amortiguadores híbridos obtenida mediante ensayos con mesa vibrante

Amadeo Benavent-Climent¹, David Escolano-Margarit², Julio Arcos-Espada³, Hermes Ponce-Parra⁴

¹Grupo de investigación en Ingeniería Sísmica: Dinámica de suelos y estructuras, Unidad Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid, España. Email: amadeo.benavent@upm.es

²Grupo de investigación en Ingeniería Sísmica: Dinámica de suelos y estructuras, Unidad Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid, España. Email: d.escolano@upm.es

³Grupo de investigación en Ingeniería Sísmica: Dinámica de suelos y estructuras, Unidad Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid, España. Email: julio.espada@upm.es

⁴Grupo de investigación en Ingeniería Sísmica: Dinámica de suelos y estructuras, Unidad Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid, España. Email: hermes.ponce@upm.es

Resumen

La estrategia convencional de proyecto sismorresistente actual permite que frente a sismos severos las estructuras plastifiquen y sufran daños importantes pero sin colapsar. Esta estrategia está siendo fuertemente cuestionada por los enormes daños materiales que involucra y su fuerte impacto medioambiental. Desde principios del siglo XXI se está produciendo un cambio de paradigma hacia el denominado Proyecto Basado en Prestaciones (PBP), uno de cuyos principales objetivos es el control del daño. Una manera eficiente de materializar los objetivos del PBP es incorporar en las estructuras dispositivos de disipación de energía que absorban la mayor parte de la energía que introduce el sismo, minimizando o evitando los daños en la estructura principal. Este trabajo presenta un nuevo dispositivo disipador de energía híbrido que combina componentes viscoelásticas e histeréticas. Se exponen ensayos dinámicos con mesa vibrante realizados para investigar la respuesta de estructuras equipadas con el nuevo dispositivo.

Palabras clave: disipadores de energía; estructuras sismorresistentes; proyecto basado en prestaciones.

Abstract

The conventional seismic design of structures allows severe damage in structures subjected to intense earthquakes, as far as collapse is prevented. This approach is questioned in the light of the very large damage caused by recent ground motions. Since the beginning of the XXI century, the seismic engineering is moving towards the new paradigms called "Performance Based Design (PBD)" that is aimed, not only to prevent casualties, but also to control and reduce economic losses. The innovative technology of the energy dissipation devices has proven a very efficient solution to materialize the objectives of the PBD (i.e. protect constructions against damage and increase their resilience). This paper presents a new hybrid energy dissipation device that combines in parallel two components: the hysteretic part and the viscoelastic part. The efficiency of the new damper is assessed through dynamic shake table tests.

Keywords: energy dissipation devices; earthquake-resistant structures; performance-based design.

1. Introducción

Las cargas sísmicas tienen unas características peculiares que las diferencian de las cargas de viento o de las cargas gravitatorias: tienen una intensidad mucho mayor y una probabilidad de ocurrencia muy inferior. Por ello, frente a sismos severos y por motivos económicos las normas sísmicas permiten que las estructuras plastifiquen y sufran daños importantes siempre que se evite el colapso. Por el contrario, frente a cargas de viento o gravitatorias las estructuras se proyectan para que respondan en el rango básicamente

elástico y sin daños. Esta estrategia de proyecto sismorresistente convencional está implementada en las normas sísmicas de todos los países desde los años 80 del siglo XX, y ha sido fuertemente cuestionada como consecuencia de las enormes pérdidas económicas provocadas por terremotos como los de Northridge (EEUU 1994), Kobe (Japón 1995), o Turquía (1999). Este último, ocurrido en la región noroeste de Turquía, afectó a un elevadísimo número de instalaciones industriales y tuvo un enorme impacto en la economía de la región, tanto en costes directos como indirectos [1]. Desde principios del siglo XXI la

ingeniería sísmica esta experimentando un cambio de paradigma hacia lo que se ha denominado el Proyecto Basado en Prestaciones (PBP), uno de cuyos principales objetivos es el control del daño. Una manera eficiente de materializar los objetivos del PBP es incorporar en las estructuras dispositivos especiales de disipación de energía capaces absorber la mayor parte de la energía que introduce el sismo, minimizando o evitando los daños en la estructura principal. En las dos últimas décadas, las estructuras con disipadores de energía han experimentado un crecimiento exponencial, siendo uno de sus nichos de aplicación las estructuras de instalaciones industriales. Uno de los desafíos para que el uso de la tecnología de los disipadores de energía se extienda es producir dispositivos de bajo coste, elevada fiabilidad y un amplio rango de niveles de comportamiento. En esta línea, este trabajo presenta un nuevo dispositivo disipador de energía híbrido que combina componentes viscoelásticas con componentes histeréticas, de bajo coste y con un comportamiento multifase. Permite controlar el daño en estructuras sometidas a diferentes niveles de la acción sísmica: (i) terremotos frecuentes asociados a periodos de retorno P_r de unos 100 años, (ii) el denominado “terremoto de proyecto” asociado a $P_r=475$ años, y (iii) el “terremoto máximo esperable” asociado a P_r superiores a los 1000 años. En este trabajo se exponen las principales características del disipador, y se presentan ensayos dinámicos con mesa vibrante de una estructura de hormigón armado equipada con el nuevo dispositivo que validan su eficiencia. Los resultados de estos ensayos se comparan con la respuesta obtenida para una estructura convencional con la misma geometría sometida a las mismas aceleraciones en la base.

2. Descripción del nuevo disipador

El nuevo disipador de energía híbrido se instala en las estructuras como una barra diagonal y se activa cuando se somete a desplazamientos relativos impuestos entre sus extremos. Conceptualmente tiene dos partes que trabajan en paralelo: (i) la componente viscoelástica (VE), y (ii) la componente metálica, histerética o

elastoplástica (MY). Se materializa en dos tubos de acero dispuestos de forma telescópica tal y como se ilustra en la Figura 1. En dos de las caras del tubo exterior se practican ranuras verticales que dejan entre sí unas bandas o elementos rectangulares de acero. Uno de los extremos de estos elementos se fija mediante tornillos pretensados a un rigidizador (barra de acero de sección rectangular) que evita el pandeo de los elementos de acero fuera del plano cuando se someten a deformaciones impuestas de flexión. En ambos extremos del rigidizador existen unos topes de acero fijados al tubo interior. Entre estos topes y el rigidizador se deja una holgura de amplitud Δ_g . Entre dos caras del tubo interior y del tubo exterior se disponen láminas de un nuevo material viscoelástico desarrollado para este disipador. Este material viscoelástico está fabricado a base de goma mezclada con microesferas que hacen que expanda cuando se somete a temperaturas de 180 grados centígrados. En la referencia [2] se puede encontrar una descripción detallada del material viscoelástico.

El disipador está diseñado para que bajo cargas de viento o terremotos frecuentes (que provocan desplazamientos relativos entre los extremos del disipador menores que Δ_g), la energía sea disipada por el elemento viscoelástico sin que se llegue a activar el elemento metálico. De esa manera se evita el daño por fatiga de alto ciclaje en la parte metálica. Bajo terremotos severos (que provocan desplazamientos relativos entre los extremos del disipador mayores que Δ_g), se activa la componente metálica proporcionando una fuente de disipación de energía muy elevada asociada a las deformaciones plásticas a flexión de los elementos metálicos.

3. Ensayos dinámicos con mesa sísmica

Con el fin de investigar el comportamiento del nuevo disipador dentro de una estructura, y estudiar cómo mejora su respuesta frente a sismo, se diseñó y realizó una extensa campaña experimental consistente en ensayos dinámicos con mesa sísmica, que se describe a continuación.

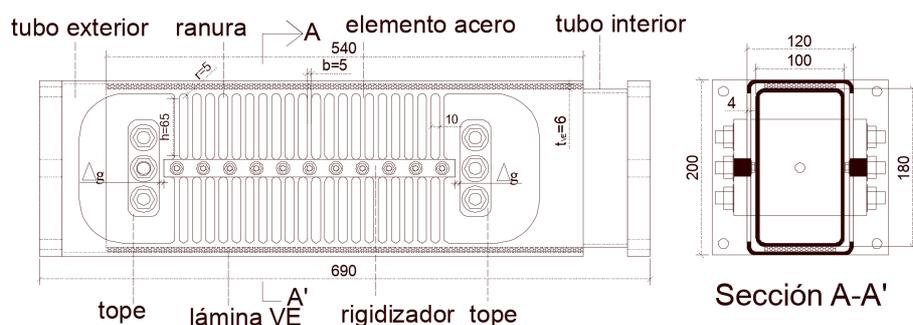


Figura 1. Nuevo disipador de energía híbrido. Fuente: elaboración propia.

3.1. Prototipo de estructura

En primer lugar se proyectó un prototipo de estructura de hormigón armado de tres plantas, formada por forjados reticulares apoyados sobre pilares aislados, como se ilustra en la Figura 2. El canto de la losa es de 350 mm y los pilares son de 300×300 mm². El forjado reticular consiste en una retícula de nervios de 70×350 mm² espaciados 830 mm. Se disponen ábacos en las cabezas de los pilares para evitar el fallo por punzonamiento. La estructura de hormigón armado se proyectó para soportar únicamente cargas gravitatorias. Los valores de estas cargas son los siguientes: 3.13 kN/m² de carga permanente en forjados intermedios y 3.46 kN/m² para el forjado de cubierta; 2 kN/m² como sobrecarga en forjados intermedios y 1 kN/m² para cubierta. La resistencia característica adoptada para el hormigón fue de $f_c=25$ MPa y para el acero de armar $f_y=500$ MPa. En el dimensionado de los pilares no se aplicaron detalles constructivos orientados a conseguir ductilidad ni se aplicaron criterios de proyecto por capacidad. El forjado reticular se proyectó para que pudiese soportar a punzonamiento el máximo momento que podían transmitir las columnas.

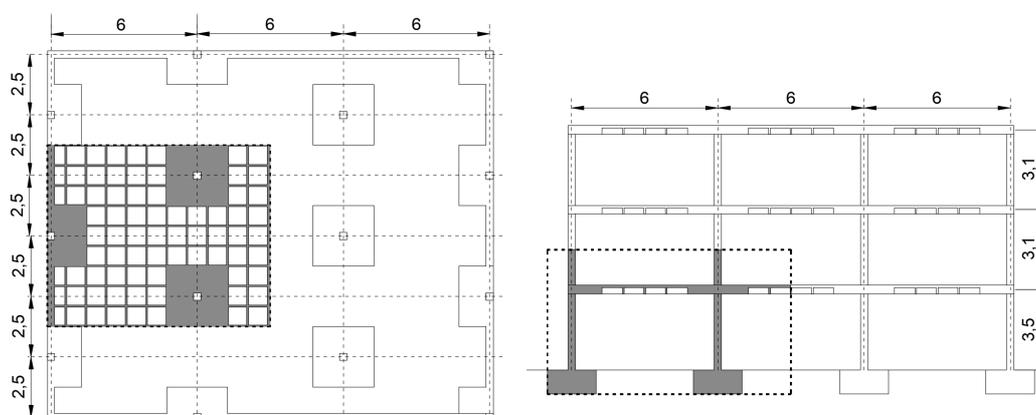


Figura 2. Prototipo de estructura. Fuente: elaboración propia.

3.2 Subestructura seleccionada y espécimen

Del prototipo de estructura anterior se seleccionó una parte, que se ha sombreado en la Figura 2. A esta subestructura se le aplicaron unos factores de escala de $\lambda_L=2/5$ para las longitudes, $\lambda_a=1$ para la aceleración y $\lambda_\sigma=1$ para las tensiones con el objeto de definir la correspondiente subestructura, a escala, de hormigón armado, que se denomina en adelante *estructura principal*. Esta subestructura fue construida en el Laboratorio de Estructuras de la ETS de Ingenieros de Caminos de la Universidad de Granada y se muestra en la Figura 3. La resistencia del acero y del hormigón obtenida de ensayos fue de 525 y 543 para la armadura

longitudinal de diámetros 8 y 6 mm respectivamente. La resistencia al acero de los estribos 656 MPa, y la del hormigón el día de ellos ensayos 44 MPa. La resistencia y rigidez lateral de la estructura principal en la dirección X fue de $f_{Q_{1y,X}}=17.4$ kN, $f_{k_{1,X}}=1.2$ kN/mm en la primera planta, y $f_{Q_{2y,X}}=20$ kN, $f_{k_{2,X}}=4.0$ kN/mm en la segunda. Los valores en la dirección Y fueron de $f_{Q_{1y,Y}}=17.4$ kN, $f_{k_{1,Y}}=1.4$ kN/mm, y $f_{Q_{2y,Y}}=20$ kN, $f_{k_{2,Y}}=3.3$ kN/mm. El coeficiente cortante basal de la estructura principal fue de 0.15.

A la estructura principal se le añadieron los nuevos disipadores de energía dispuestos en forma de barras diagonales como se indica en la Figura 4. La estructura principal con los disipadores constituye lo que en adelante se denomina “especimen” de ensayo. El espécimen, instrumentado con 472 galgas extensométricas en las barras de refuerzo embebidas en el hormigón, se montó sobre la mesa sísmica del Laboratorio de Estructuras de la ETS de Ingenieros de

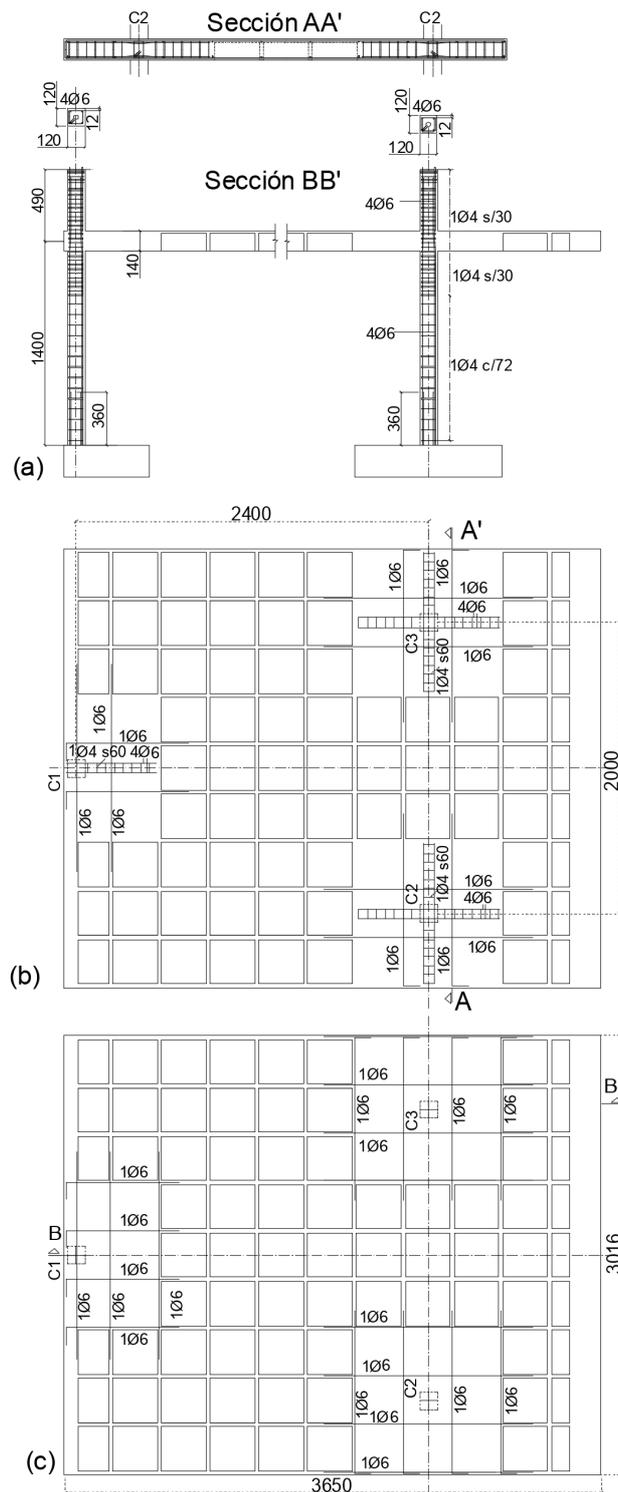


Figura 3. Estructura principal de hormigón armado. Fuente: elaboración propia.

Camino de la Universidad de Granada y se completó la instrumentación con acelerómetros, transductores de desplazamiento y células de carga que se ilustran en la Figura 4. Se trata de una mesa vibrante de 3x3m², montada por la empresa MTS, con dos actuadores

horizontales que permite simular simultáneamente dos componentes horizontales de aceleración del suelo.

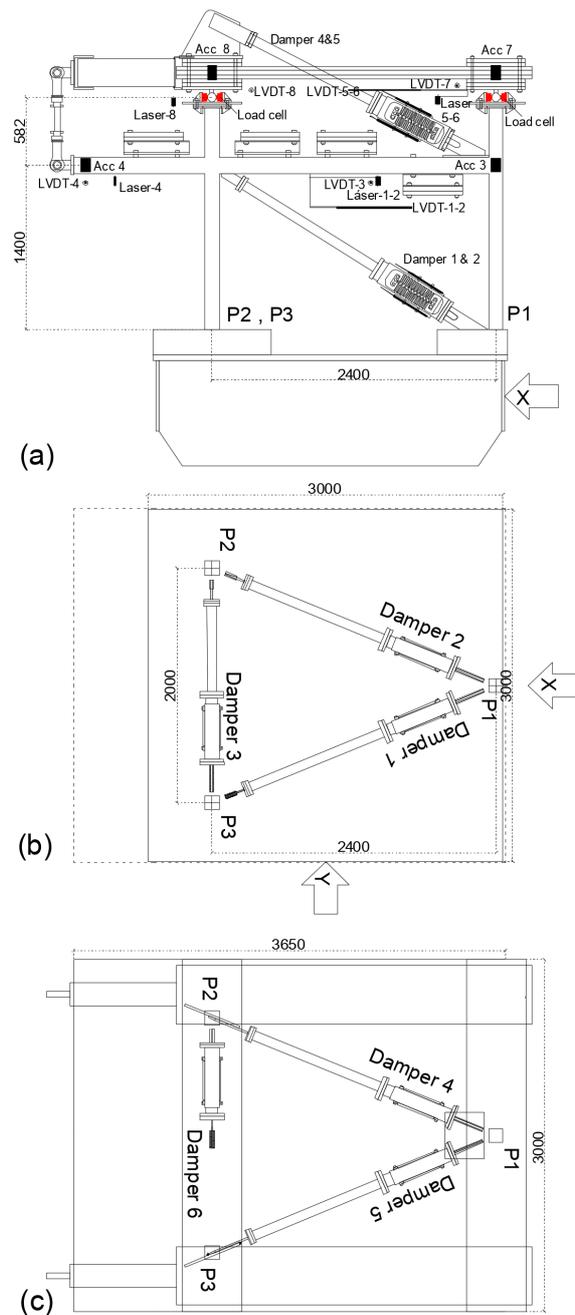


Figura 4. Espécimen de ensayo: estructura principal de hormigón armado con disipadores montada sobre mesa sísmica: (a) alzado, (b) planta nivel 1; (c) planta nivel 2. Fuente: elaboración propia.

3.3 Ensayos dinámicos

El espécimen de ensayo se sometió a varias simulaciones sísmicas consecutivas. En cada una de ellas la mesa reprodujo las componente X e Y del terremoto de Campano-Lucano (Italia 1980) registrado en Calitri, escalado en el tiempo por $\lambda_t = (\lambda_L/\lambda_a)^{0.5} = 0.63$ y en amplitud a valores crecientes de la aceleración pico: 0.07g, 0.10g, 0.19g, 0.39g, y 0.59g, donde g es la

aceleración de la gravedad. Las simulaciones correspondientes se han denominado C35, C50, C100, C200 y C300, respectivamente. Estas simulaciones representan los siguientes niveles de sismicidad en el lugar donde se supuso situada la estructura (Granada, España). Las simulaciones C35, C50 y C100 representan terremotos frecuentes que pueden darse varias veces durante la vida útil de la estructura. C200 representa el “terremoto de proyecto” y C300 el “terremoto máximo esperable”

3.4 Resultados de los ensayos

3.4.1 Respuesta global cualitativa

Bajo los terremotos frecuentes (C35, C50, C100) la estructura principal se mantuvo básicamente elástica y sin daños, y la mayor parte de la energía introducida por el terremoto que contribuye al daño, según la definición de Housner [3], fue disipada por la componente viscoelástica de los disipadores, sin que la componente metálica sufriese ningún daño. Bajo el terremoto de proyecto (C200) el forjado reticular se mantuvo elástico sin daños, y los pilares experimentaron algunas excursiones plásticas pero de muy escasa amplitud. La mayor parte de la energía introducida por el terremoto fue absorbida mediante deformaciones plásticas por la parte metálica de los disipadores. Bajo la acción del terremoto máximo esperable (C300) el forjado reticular siguió elástico y sin daño. Se produjo un aumento del nivel de plastificación en los pilares pero dentro de los límites que se pueden considerar como daños menores y reparables con un coste bajo. Por el contrario, la parte metálica de los disipadores experimentó deformaciones plásticas muy importantes.

3.4.2 Respuesta global cuantitativa

El comportamiento global de la estructura se puede caracterizar de forma cuantitativa a través de la curva que relaciona el desplazamiento horizontal de la parte más alta de la estructura, y la fuerza cortante en la base. Para obtener esta curva, el espécimen se puede idealizar como un sistema de dos masas concentradas con tres grados de libertad cada una: desplazamiento horizontal en X, desplazamiento horizontal en Y y giro respecto a un eje vertical. Estos movimientos forman en cada instante el vector de desplazamientos/giros relativos respecto a la base \mathbf{u} . De esta forma, las ecuaciones diferenciales que controlan la respuesta dinámica de la estructura se pueden escribir como sigue:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}^t + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{F}_s + \mathbf{\Gamma}\mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (1)$$

Donde \mathbf{m} es la matriz de masas, \mathbf{c} la matriz de amortiguamiento, \mathbf{F}_s el vector de fuerzas restitutivas que ejerce la estructura, $\mathbf{\Gamma}$ es una matriz de operadores que modelan los disipadores de energía, $\ddot{\mathbf{u}}^t$ es el vector de aceleraciones totales (absolutas), y $\dot{\mathbf{u}}$ el vector de velocidades relativas. \mathbf{m} es conocida y $\ddot{\mathbf{u}}^t$ se midió mediante acelerómetros durante los ensayos. A partir de ellos, las fuerzas totales en la base en las direcciones X e Y, $F_{IB,X}$ and $F_{IB,Y}$, ejercidas por las fuerzas de inercia $\mathbf{F}_I = \mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}^t = -(\mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{F}_s + \mathbf{\Gamma}\mathbf{u})$ valen simplemente $F_{IB,X} = \mathbf{F}_I^T \mathbf{J}_X$ y $F_{IB,Y} = \mathbf{F}_I^T \mathbf{J}_Y$, donde \mathbf{J}_X y \mathbf{J}_Y son los vectores de arrastre $\mathbf{J}_X^T = [1 \ 0 \ 0 \ 1 \ 0 \ 0]$ and $\mathbf{J}_Y^T = [0 \ 1 \ 0 \ 0 \ 1 \ 0]$. La Figura 5 muestra $F_{IB,X}$ y $F_{IB,Y}$ frente a los desplazamientos en dirección X e Y medidos en la

parte superior de la estructura por los transductores de desplazamiento, para la simulación C300. En estas curvas se pueden señalar varios aspectos. Primero, en general son curvas formadas por bucles de desplazamiento relativamente amplios (el área encerrada por estos bucles representa la energía absorbida por la estructura), y en ellos no se observa una degradación de resistencia. Segundo, los desplazamientos fueron mayores en la dirección Y que en la X, lo que muy probablemente se debió a la asimetría de la estructura en esta dirección y a los efectos de torsión asociados. Tercero, en las curvas de respuesta en la dirección X se observan algunas “puntas” que se deben a la activación de una rigidez postelástica de valor elevado en los disipadores cuando se someten a deformaciones impuestas muy altas. Este comportamiento de los disipadores fue observado y caracterizado por los autores en estudios previos [4].

3.4.3 Respuesta máxima y comportamiento

Los valores máximos de los principales parámetros de respuesta de la estructura ensayada se resumen en las columnas 1 a 10 de la Tabla 1 (en la dirección X) y de la Tabla 2 (en la dirección Y). Esta respuesta se compara en las columnas 11 a 19 con la obtenida en un estudio experimental previo [5] con una estructura convencional de idéntica geometría global (luces entre pilares y alturas) pero sin disipadores de energía y dimensionada para soportar cargas gravitatorias y sísmicas. En la estructura convencional se empleó un 50% más de acero de armar y de hormigón que en la estructura con disipadores. En estas Tablas se indican los valores máximos en cada simulación sísmica de: (i) la aceleración absoluta \ddot{u}_{max} , (ii) del desplazamiento entre plantas ID , y (iii) del desplazamiento plástico remanente entre plantas ID_r . Se indica también en las tablas el comportamiento global de la estructura según los niveles que se emplean usualmente en el PBP, a saber: Operacional (O), Seguridad para la vida (LS); Próximo al colapso (NC) y Colapso (C).

Bajo los terremotos frecuentes C35 y C50 y para la estructura con disipadores, los ID variaron entre 0.17% y 0.42% en dirección X, y entre 0.39% y 0.59% en dirección Y. Los ID_r fueron despreciables (<0.02%). Comparado con la estructura convencional, los disipadores redujeron los ID a un 25-40%, y los ID_r fueron un 80% menores. Durante el terremoto frecuente C100, los ID de la estructura con disipadores variaron entre el 0.37-0.87% en dirección X y entre 0.88-1.24% en dirección Y. Estos valores son 10-30% menores que en la estructura convencional.

Bajo el terremoto de proyecto, los ID de la estructura con disipadores oscilaron en un 0.54-1.4% en dirección X dirección y en un 1.46-2.09% en dirección Y. Estos valores son entre un 64% y un 32% menores que en la estructura convencional. Los ID_r son un 95% menores en la estructura con disipadores que en la estructura sin

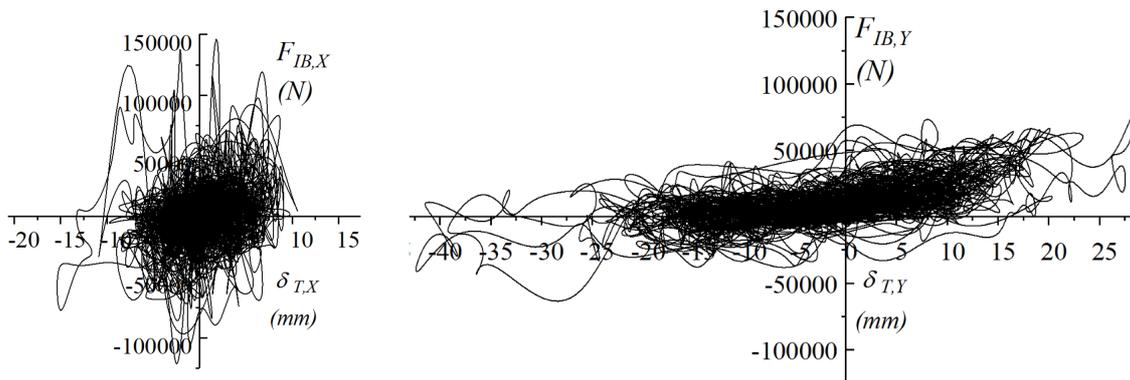


Figura 5. Relaciones entre fuerzas cortantes basales y desplazamientos en la última planta, en direcciones X (izquierda) e Y (derecha). Fuente: elaboración propia.

Tabla 1. Máxima respuesta translacional en dirección X

| Test | Estructura CON disipadores (este estudio) | | | | | | | | | Estructura SIN disipadores (estudio previo) | | | | | | | | |
|------|---|---------|----------------------|-------------------------|---------|----------------------|-----------|----------------------|-----|---|---------|----------------------|-------------------------|---------|----------------------|-----------|----------------------|-------|
| | Planta 1 | | | Planta 2 | | | Nivel sup | | | Planta 1 | | | Planta 2 | | | Nivel sup | | |
| | \ddot{u}_{max}^t g | ID % | ID _r % | \ddot{u}_{max}^t g | ID % | ID _r % | ID % | ID _r % | SPL | \ddot{u}_{max}^t g | ID % | ID _r % | \ddot{u}_{max}^t g | ID % | ID _r % | ID % | ID _r % | SPL |
| C35 | 0.16 | 0.26 | 0.00 | 0.11 | 0.26 | 0.00 | 0.17 | 0.00 | O | 0.14 | 0.48 | 0.11 | 0.18 | 0.38 | 0.08 | 0.45 | 0.10 | O |
| C50 | 0.26 | 0.42 | 0.00 | 0.19 | 0.42 | 0.02 | 0.27 | 0.00 | O | 0.19 | 0.62 | 0.11 | 0.23 | 0.49 | 0.07 | 0.58 | 0.10 | O |
| C100 | 0.52 | 0.58 | 0.00 | 0.57 | 0.87 | 0.02 | 0.37 | 0.00 | O | 0.36 | 0.95 | 0.14 | 0.38 | 0.77 | 0.07 | 0.89 | 0.12 | O |
| C200 | 1.47 | 1.11 | 0.01 | 1.09 | 1.40 | 0.04 | 0.54 | 0.00 | O | 0.47 | 3.03 | 0.45 | 0.60 | 2.68 | 0.52 | 2.91 | 0.47 | LS-NC |
| C300 | 2.44 | 1.67 | 0.05 | 1.13 | 2.00 | 0.03 | 0.84 | 0.03 | O | 0.54 | 5.91 | 5.91 | 0.50 | 5.76 | 5.76 | 5.86 | 5.86 | C |

Tabla 2. Máxima respuesta translacional en dirección Y

| Test | Estructura CON disipadores (este estudio) | | | | | | | | | Estructura SIN disipadores (estudio previo) | | | | | | | | |
|------|---|---------|----------------------|-------------------------|---------|----------------------|-----------|----------------------|-----|---|---------|----------------------|-------------------------|---------|----------------------|-----------|----------------------|-------|
| | Planta 1 | | | Planta 2 | | | Nivel sup | | | Planta 1 | | | Planta 2 | | | Nivel sup | | |
| | \ddot{u}_{max}^t g | ID % | ID _r % | \ddot{u}_{max}^t g | ID % | ID _r % | ID % | ID _r % | SPL | \ddot{u}_{max}^t g | ID % | ID _r % | \ddot{u}_{max}^t g | ID % | ID _r % | ID % | ID _r % | SPL |
| C35 | 0.20 | 0.30 | 0.01 | 0.16 | 0.43 | 0.00 | 0.30 | 0.00 | O | 0.14 | 0.49 | 0.09 | 0.17 | 0.43 | 0.11 | 0.49 | 0.10 | O |
| C50 | 0.34 | 0.45 | 0.00 | 0.22 | 0.59 | 0.02 | 0.44 | 0.00 | O | 0.20 | 0.65 | 0.09 | 0.25 | 0.55 | 0.11 | 0.65 | 0.10 | O |
| C100 | 0.73 | 0.88 | 0.01 | 0.47 | 1.24 | 0.02 | 0.88 | 0.01 | O | 0.34 | 1.16 | 0.06 | 0.47 | 0.96 | 0.08 | 1.17 | 0.07 | O |
| C200 | 0.90 | 1.46 | 0.00 | 1.10 | 2.09 | 0.03 | 1.50 | 0.00 | LS | 0.51 | 2.71 | 0.22 | 0.62 | 1.98 | 0.12 | 2.57 | 0.18 | LS-NC |
| C300 | 1.02 | 2.42 | 0.08 | 1.08 | 2.66 | 0.03 | 2.30 | 0.05 | LS | 0.65 | 3.37 | 2.75 | 1.36 | 2.27 | 1.38 | 2.99 | 2.13 | C |

disipadores. En esta última, los ID_r superaron el 0.5%, que es el valor límite más allá del cual se considera que la estructura no es económicamente reparable y hay que demolerla [6]. Por el contrario en la estructura con disipadores el daño es mínimo y reparable con un coste bajo. La estructura con disipadores mantuvo un nivel de comportamiento LS mientras que la estructura convencional se acercó al nivel de NC.

Finalmente, bajo el terremoto máximo esperable la estructura sin disipadores colapsó, mientras que la estructura con disipadores se mantuvo dentro del nivel de LS, y con unos ID_r (<0.08%) muy por debajo del límite (0.5%) para el cual no sería económicamente viable repararla.

4. Conclusiones

En este trabajo se presenta un nuevo disipador de energía de tipo híbrido para la protección de estructuras sometidas a cargas sísmicas. El disipador combina dos partes: una viscoelástica y otra elastoplástica. El disipador posee una holgura para que la componente elastoplástica no se active bajo terremotos frecuentes o cargas de viento, y de esa manera evitar daño por fatiga de alto ciclaje. Para estudiar la mejora de la respuesta sísmica que se consigue con el nuevo disipador, se realizó una extensa campaña de ensayos dinámicos en mesa sísmica. En ellos, el nuevo disipador se instaló en una subestructura de hormigón armado y se ensayó bajo las dos componente horizontales de aceleración de un terremoto histórico, escaladas en amplitud a los diferentes niveles de sismicidad esperables en Granada (España). La repuesta se comparó con la obtenida en

estudios previos para una estructura convencional sin disipadores. La superioridad de la primera quedó claramente evidenciada. Bajo el terreno de proyecto, la estructura principal con disipadores se mantiene prácticamente sin daños, mientras que la estructura convencional experimenta daños importantes y deformaciones plásticas remanentes que hacen que su reparación tras el sismo sea económicamente inviable. Bajo el terremoto máximo esperable, la estructura con disipadores experimenta daños moderados en los elementos de hormigón con deformaciones plásticas remanentes pequeñas que permitirían su reparación con un coste bajo. Por el contrario la estructura convencional colapsó. Conviene señalar que además de mejorar significativamente la respuesta sísmica, la adición de disipadores permitió reducir la cantidad de acero y hormigón necesaria para construir la estructura principal a la mitad.

5. Agradecimientos

Este trabajo es parte del Proyecto de investigación PID2020-120135RB-I00 financiado por MCIN/AEI/10.13039/501100011033/ y FEDER (Fonds Européen de Développement Régional).

6. Referencias

- [1] Sezen H, Whittaker A.S. “Seismic Performance of Industrial Facilities Affected by the 1999 Turkey Earthquake”. *Journal of Performance of constructed facilities ASCE* 20(1), pp. 28-36, 2006.
- [2] Yurkin Y, Benavent-Climent A, Kovtonyuk P, Varankina D and Voloskova I. “Mechanical properties of butyl rubber composites with microspheres under cyclic loading”. *Proceedings of FORM 202; Lecture Notes in Civil Engineering, LNCE 2021;170:135-148*.
- [3] Housner GW. “Limit design of structures to resist earthquakes. Proceedings of the First World Conference on Earthquake Engineering”. International Association for Earthquake Engineering (IAEE), Berkeley, CA, 1956.
- [4] Benavent-Climent A, Escolano-Margarit D, Arcos-Espada J, Ponce-Parra H. “New metallic damper with multiphase behavior for seismic protection of structures”. *Metals* 2021;11:183,1-29.
- [5] Benavent-Climent A, Gale-Lamuella D, Donaire-Avila J. “Energy capacity and seismic performance of RC waffle-flat plate structures under two components of far-field ground motions: Shake table tests”. *Earthquake Engng Struct Dyn.* 2019;1–21.
- [6] McCormick J, Aburano H, Ikenaga M, Nakashima M. “Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements”. *Proceedings of 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Paper No. 05-06-0071, 2008*.