

Caracterización de la respuesta sísmica de sistemas de construcción industrializada resistentes al sismo.

Parte 1. Ensayos pushover cíclicos sobre unidades estructurales

*Seismic response characterization of earthquake-resistant industrialized construction systems.
Part 1. Cyclic pushover testing on structural units*

Jesús Mínguez Algarra^{*,a}, Miguel Ángel Vicente Cabrera^b, Álvaro Mena Alonso^c, Jorge Franco Rey^d, Daniel Miguel Yepes^e y Ana Carla Jiménez^f

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Dpto. Ingeniería Civil, Univ. de Burgos, Prof. Ayudante Doctor, jminguez@ubu.es.

^b Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Dpto. Ingeniería Civil, Univ. de Burgos, Prof. Titular de Universidad, mvicente@ubu.es.

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Dpto. Ingeniería Civil, Univ. de Burgos, Estudiante de Doctorado, ama0104@alu.ubu.es.

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, ICONKRETE 2012, S.L., Director Técnico, jorge.franco@iconkrete.com.

^e Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, ICONKRETE 2012, S.L., Responsable de Innovación, daniel.miguel@iconkrete.com.

^f Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, ICONKRETE 2012, S.L., Directora de Innovación, ana.jimenez@iconkrete.com.

RESUMEN

En este trabajo, se ha realizado un ensayo sísmico de tipo ‘pushover’ sobre un pórtico de hormigón prefabricado con el objeto de verificar su ductilidad de acuerdo con la norma ACI 374.2R-13. Los resultados muestran que la disipación energética de la estructura se produce a través de la formación de rótulas plásticas en las uniones panel-forjado y panel-cimentación. Además, las deformaciones máximas para el desplome nominal del nivel de diseño considerado son mucho menores que la limitación impuesta por dicha norma, por lo que se concluye que el sistema se comporta adecuadamente frente a sismo.

ABSTRACT

In this work, pushover testing has been realized on a precast concrete frame **building** in order to check its ductility according to ACI 374.2R-13 criteria. Results show that energy dissipation of the structure is developed through the formation of plastic hinges in panel-slab and panel-foundation connections. In addition, maximum strain during nominal lateral drift ratio of the performance level considered is much lower than the limitation, so it is concluded that the structure has a suitable seismic behavior.

PALABRAS CLAVE: ensayo sísmico, ensayo cíclico, hormigón prefabricado.

KEYWORDS: seismic testing, pushover testing, precast concrete.

1. Introducción

La construcción prefabricada presenta un gran número de ventajas desde el punto de vista constructivo. Por un lado, los plazos de ejecución se reducen de forma significativa, puesto que el único proceso que se realiza ‘in situ’ es la instalación de los elementos prefabricados. Por lo

tanto, el resto de agentes asociados a la construcción convencional no interviene directamente en la obra, con el consiguiente ahorro de tiempo. Por otro lado, el control geométrico y de calidad de los materiales es mayor. Esto se debe a que la prefabricación se trata en realidad de un procedimiento industrial basado en la fabricación en serie. Por ello, su objetivo es una producción ho-

mogénea, en la que las diferencias entre dos unidades del mismo producto deben ser las mínimas posibles.

Todas estas ventajas hacen que la prefabricación sea especialmente competitiva para estructuras habitacionales en países con escasos recursos, en los que encontrar mano de obra cualificada para una ejecución convencional puede ser muy complicado.

Además, es habitual que **además** estos países se encuentren en zonas con alta actividad sísmica, como es el caso de América Central o el Sudeste Asiático. Esto supone un problema, ya que la prefabricación, en general, está penalizada por menores coeficientes de reducción (R) por disipación de energía debido, en principio, a la menor ductilidad de las conexiones entre elementos. Por otro lado, las soluciones habituales, basadas en aisladores, amortiguadores, disipadores sísmicos etc. [1,2], son excesivamente costosas si lo que se pretende es su utilización masiva en zonas con bajos recursos económicos.

Resulta interesante el desarrollo de soluciones 'low cost' de estructuras prefabricadas con alta disipación energética, capaces de resistir los esfuerzos de sismo. Además, también es fundamental que dichas soluciones no impliquen la ruina del edificio tras el sismo; es decir, los daños estructurales deben ser tales que, con fáciles sustituciones de algunos de los elementos, el edificio pueda ser ocupado de nuevo en condiciones óptimas de seguridad.

Existen tres metodologías principales para el ensayo sísmico de unidades estructurales en laboratorio. En primer lugar, se tienen los ensayos cuasi-estáticos o cíclicos, también llamados 'pushover', que consisten en la aplicación de una historia predefinida de desplazamientos, normalmente de amplitud creciente, a velocidades lentas en comparación con las velocidades de deformación esperables durante un sismo [3-6]. Este tipo de ensayos se emplean para caracterizar el comportamiento de una estructura frente a una ley de desplazamientos predefinida, o bien, para

la calibración de modelos numéricos que permitan aproximar la respuesta sísmica de la estructura.

En segundo lugar, se encuentran los ensayos en mesa sísmica o simulador sísmico, los cuales permiten introducir una verdadera excitación dinámica en la base de la estructura [7]. En principio, se trata de la técnica más realista para el ensayo sísmico de estructuras, ya que los desplazamientos se producen en la base a velocidad real y la estructura es solicitada por las fuerzas de inercia debidas a su propia masa. Sin embargo, se precisan instalaciones costosas y aun así puede presentar importantes limitaciones: dimensiones de la mesa, valores de carga y desplazamiento máximos del actuador, aceleración máxima de la central de bombeo, etc. En consecuencia, el campo de aplicación de estos ensayos suele reducirse a pequeñas estructuras a escala real o modelos a escala reducida.

Por último, se tienen los ensayos pseudodinámicos, que son un tipo especial de ensayo cuasi-estático en el que se introducen desplazamientos en puntos determinados de la estructura [8]. La diferencia radica en que dichos desplazamientos no son conocidos antes de la prueba, sino que se calculan durante ésta mediante un software de integración paso a paso. Esta técnica permite combinar las ventajas de las dos técnicas anteriores, ya que se obtiene la verdadera respuesta sísmica de la estructura, como ocurre con la mesa sísmica, pero utilizando muestras grandes y con una buena calidad en las mediciones, como ocurre con el ensayo estático. No obstante, su mayor inconveniente es la presencia de errores experimentales sistemáticos debidos a desfases temporales de la sensorica.

En este trabajo, se ha llevado a cabo un ensayo 'pushover' sobre un pórtico formado por elementos prefabricados de hormigón armado. Esto se debe a que el objetivo del ensayo es la verificación de esta estructura frente a los requerimientos de la normativa ACI 374.2R-13 '*Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements under Slowly Applied Simulated Seismic Loads*' [9]. El

pórtico, las cimentaciones, los elementos prefabricados, así como sus conexiones, han sido diseñados y calculados por ICONKRETE. Los elementos prefabricados han sido producidos por ZENET en su factoría de Escalonilla (Toledo). El ensayo ha sido realizado en el Laboratorio de Grandes Estructuras de la Escuela Politécnica Superior de la Universidad de Burgos.

La estructura del artículo es la siguiente: en la Sección 2 se presenta el programa experimental, en la Sección 3 se describen y comentan los resultados del ensayo y, finalmente, en la Sección 4 se muestran las conclusiones.

2. Programa experimental

En esta sección, se describe el pórtico prefabricado, así como el procedimiento de ensayo.

2.1 Pórtico prefabricado

Como ya se ha mencionado, se ha ensayado una unidad estructural consistente en un pórtico prefabricado. Dicho pórtico está formado por dos paneles que se encuentran enfrentados a una distancia de 3,50 m entre caras interiores, conectados mediante un forjado.

Por un lado, cada panel está fabricado con hormigón HA-30/F/20/IIa y armado con acero B 500 S, de acuerdo con los requerimientos de la Instrucción EHE-08. Sus dimensiones son 3.00 m de altura, 2.00 m de anchura y 0.16 m de espesor. Cada panel dispone de una zapata excéntrica de dimensiones 1.10 x 0.30 x 2.00 m fabricada con los mismos materiales. Cada zapata dispone de dos filas de 3 vainas pasantes de 60 mm de diámetro, formando una cuadrícula de 0.80 m de lado para adaptarse a la trama de anclaje del laboratorio.

Por su parte, el forjado está constituido por una prelosa de celosía con la capa de compresión correspondiente, resultando en un canto total de 22 cm (8+14). Ambos elementos del forjado están fabricados, al igual que los paneles, con hormigón HA-30/F/20/IIa. La cara inferior de la prelosa está situada a una distancia de 2.68 m de la superficie de apoyo. En cuanto a las

uniones panel-forjado, se han materializado mediante dos elementos. En primer lugar, las prelosas se apoyan en los paneles sobre sendos perfiles L 150.150.15, los cuales están a su vez anclados con tacos tipo HILTI HST3-M16 cada 20 cm. En segundo lugar, de los paneles parten esperas de 1,00 m de longitud formadas por barras Ø12, de forma que quedan embebidas en la capa de compresión. Finalmente, cabe destacar que el forjado es autoportante, por lo que no se requiere ningún apeo durante el hormigonado. En la Figura 1, se observa la vista lateral del ensayo, junto con la definición geométrica de sus elementos principales.

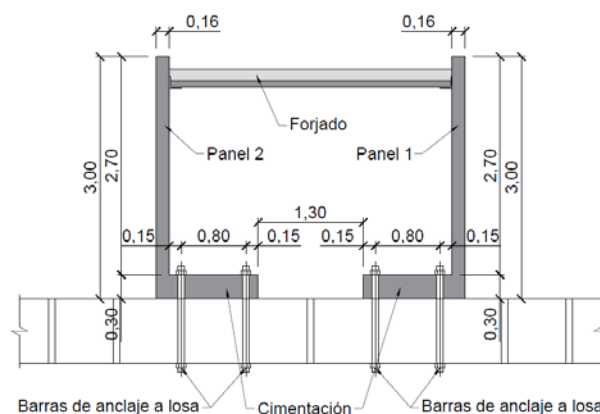


Figura 1. Vista lateral y definición geométrica de los elementos de ensayo.

2.2 Procedimiento de ensayo

El ensayo sobre el pórtico se ha llevado a cabo siguiendo la normativa americana ACI 374.2R-13 'Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements under Slowly Applied Simulated Seismic Loads'. En ella, se definen cuatro niveles de diseño estructural frente a sismo (operacional, ocupación inmediata, seguridad de la vida y prevención del colapso), con un aumento progresivo del desplome (o deriva) admisible.

De acuerdo con los objetivos planteados, el nivel de diseño adecuado es el de 'ocupación inmediata', que implica que los daños provocados por el sismo son lo suficientemente bajos como para que, una vez concluido, se pueda vol-

ver a habitar el edificio sin necesidad de reparación. En este nivel, las exigencias de rigidez son elevadas, el comportamiento de la estructura debe situarse dentro del rango elástico y lineal y, en consecuencia, las cargas sísmicas desarrolladas son importantes.

El parámetro de deformación que controla el nivel de daño es el desplome, definido en este caso como el cociente entre la flecha horizontal en el punto de aplicación de la carga y su altura con respecto al plano de apoyo. En la Figura 2, se muestran los cuatro niveles de diseño mencionados, así como la limitación en términos de desplome. En el caso del nivel de ‘ocupación inmediata’, se observa que dicha limitación es del 0.5%. Sin embargo, se trata de una limitación basada en experiencias previas, por lo que la propia norma específica una serie de criterios de daño adicionales para cada nivel. Así, para el nivel considerado, dichos criterios son:

- No se alcanza el límite elástico ni en el hormigón ni en el acero en ningún punto de la estructura.
- Las fisuras tienen un ancho inferior a 1.6 mm.
- No se producen desprendimientos en el hormigón.

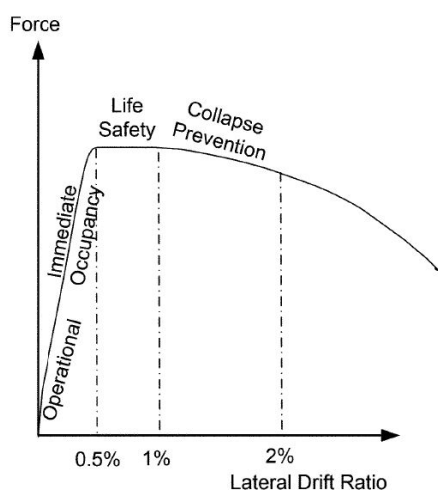


Figura 2. Niveles de diseño contemplados en la norma ACI 374.2R-13.

En cuanto al procedimiento de ensayo, éste consiste en aplicar una carga horizontal

cuasi-estática en la parte superior del elemento a ensayar. El eje de aplicación de la carga se ha situado a 2.79 m; es decir, en el plano medio del forjado. La carga aplicada es alterna (empuje-tiro), aplicándose parejas de ciclos con amplitud creciente en función del desplome crítico φ_y , que es el desplome correspondiente al límite elástico. El valor del desplome crítico φ_y calculado para este caso concreto es de 13.20 mm. Finalmente, el ensayo concluye con el colapso de la estructura.

La carga se ha aplicado mediante un actuador dinámico de doble efecto marca MTS modelo 201.70F, con una capacidad de carga de ± 1000 kN, dotado de una célula de carga marca MTS modelo 661.31F-01. El ensayo se ha realizado con control en desplazamiento, por seguridad frente a colapsos inesperados y para ajustarse mejor a los requerimientos de la norma de referencia.

Adicionalmente, para poder caracterizar el comportamiento del pórtico y, de este modo, comprobar los requerimientos de la normativa, es necesario medir una serie de parámetros. Los parámetros medidos han sido la carga y el desplazamiento horizontal en la cabeza del pórtico, las deformaciones verticales del hormigón en las conexiones panel-forjado y la rotación de las conexiones panel-forjado. En este sentido, se han tomado como referencia las uniones panel-forjado porque se espera que sean las conexiones en las que primero se formen rótulas plásticas.

En cuanto a la sensorica dispuesta, para medir la carga se ha empleado la célula de carga MTS con rango ± 50 kN y precisión de 0.1 kN que está incorporada en el actuador. Para medir el desplazamiento, se ha dispuesto un transductor de hilo Micro-Epsilon de 500 mm de recorrido y precisión de 0.01 mm. Por otro lado, las deformaciones se han medido con bandas extensométricas de 90 mm de longitud, con una precisión de $1 \mu\text{m/m}$ y un rango de $6000 \mu\text{m/m}$. Finalmente, el desplazamiento se ha medido con transductores de desplazamiento tipo LVDT de 100 mm de recorrido y con una precisión de 0.01

mm. La disposición exacta de toda la sensórica descrita se muestra en las Figuras 3 y 4.

3. Resultados y discusión

En esta sección, se muestran los resultados más relevantes a la hora de verificar la unidad estructural ensayada frente a los criterios de la normativa ACI 374.2R-13. Por ello, se incluyen el diagrama carga-desplome, los diagramas desplome-deformación del hormigón y los diagramas momento-giro.

3.1 Diagrama carga-desplome

En la Figura 5, se observa el diagrama carga-desplome. En cuanto al convenio de signos empleado, los desplomes positivos se corresponden con la fase de tiro del pórtico, mientras que los negativos, con el empuje del mismo.

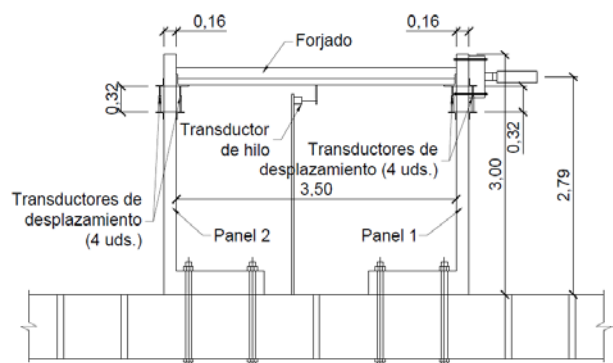


Figura 3. Disposición de sensórica para medir el desplazamiento horizontal en cabeza del pórtico y la rotación de las conexiones panel-forjado.

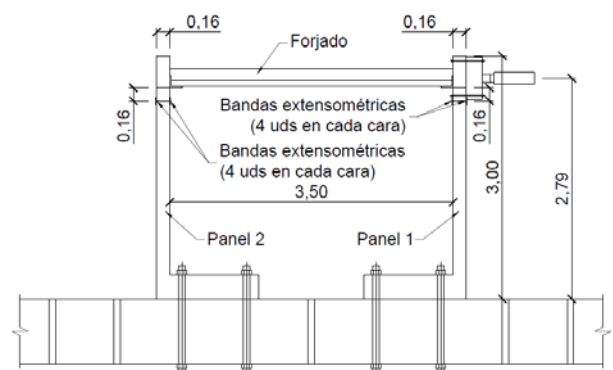


Figura 4. Disposición de sensórica para medir las deformaciones verticales en las conexiones panel-forjado.

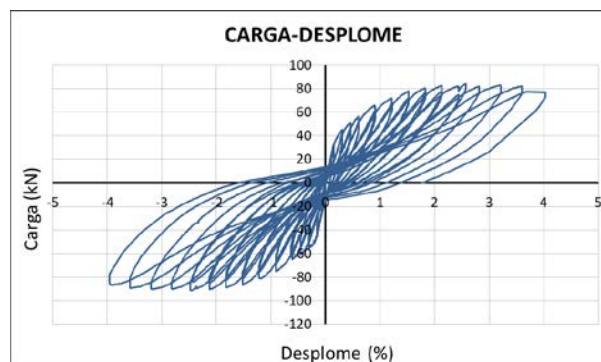


Figura 5. Diagrama carga-desplome.

Se pueden obtener algunas conclusiones interesantes a partir de la figura 5. En primer lugar, se observa el fenómeno del amortiguamiento histérico; es decir, la forma en la que el sistema disipa la energía aportada por las fuerzas externas es a través de los ciclos de histéresis. En este sentido, la energía disipada en cada ciclo es el área comprendida entre la curva de carga y de descarga. Además, dado que este tipo de amortiguamiento se da preferentemente cuando el material se encuentra en rango no lineal, también se aprecia que en los últimos ciclos, donde el desplome es elevado y el material ha plastificado, la energía disipada es mucho mayor que en los primeros, donde el material aún está en régimen elástico.

Por otro lado, otro fenómeno asociado al amortiguamiento histérico que se da es el estrangulamiento o 'pinching', que se trata del estrechamiento de los ciclos de histéresis en la zona de desplomes reducidos [10]. Se produce porque la curva de recarga debida a la inversión de la dirección de la carga aplicada tiene una ablandamiento inicial y un posterior endurecimiento. El ablandamiento se debe a que la inversión de la carga produce la apertura de fisuración en la nueva cara traccionada antes de que se cierre la fisuración de la cara traccionada anterior. En cuanto al endurecimiento, se debe a que durante la recarga, las fisuras de la zona comprimida se cierran gradualmente, lo que produce una reactivación del hormigón. Además, el 'pinching' es un indicador de la degradación de la resistencia y rigidez de la estructura. En la Figura 5, se observa claramente este fenómeno, lo que

indica que se produce un daño estructural significativo en el pórtico.

En cuanto a los valores principales del diagrama, las máximas cargas han sido de 90.9 kN en empuje para un desplome del 2.43%, y de 83.1 kN en tiro para un desplome del 2.58%. Se observa que las cargas máximas se han dado para valores de desplome muy similares en ambas fases. Sin embargo, a efectos de verificación de la normativa ACI 374.2R-13, resulta mucho más interesante conocer los valores de carga para la limitación de desplome nominal asociada al nivel de diseño estructural de ‘ocupación inmediata’, que es el que se ha considerado en este trabajo. Por ello, para un desplome del 0.5%, la carga ha sido de 50.0 kN en tiro y de 59.3 kN en empuje.

3.2 Diagramas desplome-deformación

En las Figuras 6 a 9, se muestran los diagramas desplome-deformación. Tal y como se comentó en la Sección 2, se han medido las deformaciones del hormigón en el entorno de la unión panel-forjado, ya que es la zona en la que se espera que se produzca la mayor parte de la disipación energética del sistema. Por ello, cada gráfica refleja los valores medios de las deformaciones medidas por las 4 bandas extensométricas de la cara y el panel correspondiente. En cuanto al criterio de signos empleado, las deformaciones positivas indican tracción, mientras que las negativas reflejan compresión.

Una conclusión interesante que se puede obtener de estas figuras es que cada cara de cada panel trabaja únicamente en un tipo de esfuerzo durante la totalidad del ensayo. Se observa que las caras externas de ambos paneles trabajan en tracción, mientras que las internas lo hacen en compresión. Además, también se aprecia que los valores mayores de deformación se dan en la fase de tiro para las caras del panel 1, y en la fase de empuje para las del panel 2. Todo ello se explica por el propio diseño específico de la conexión, que dispone de armadura en la cara superior, pero no en la inferior. Por lo tanto, la unión es resistente frente a momentos negativos, mientras que cuando aparecen momentos positivos se

produce un deslizamiento relativo del forjado sobre el angular, prácticamente sin aparición de momentos.

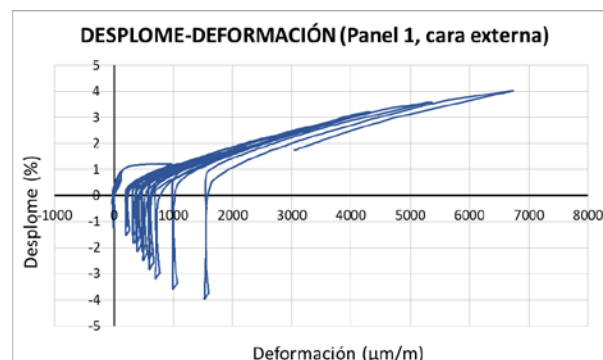


Figura 6. Diagrama desplome-deformación en la cara externa del panel 1.

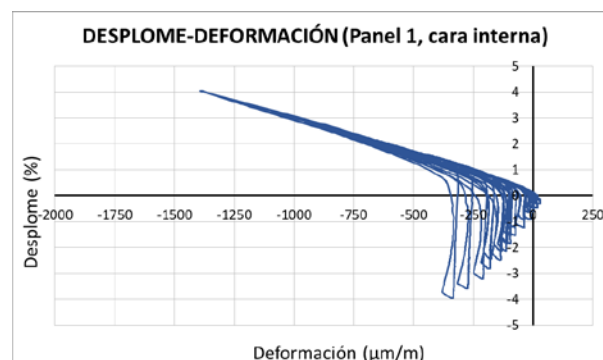


Figura 7. Diagrama desplome-deformación en la cara interna del panel 1.

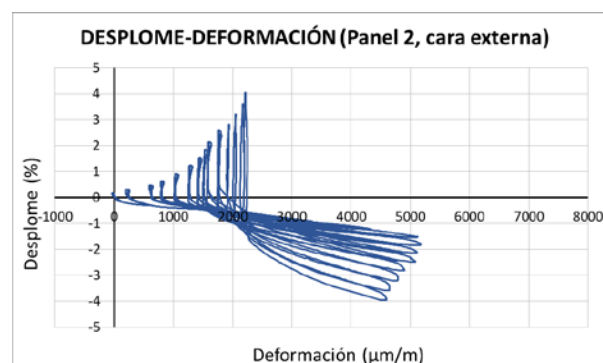


Figura 8. Diagrama desplome-deformación en la cara externa del panel 2.

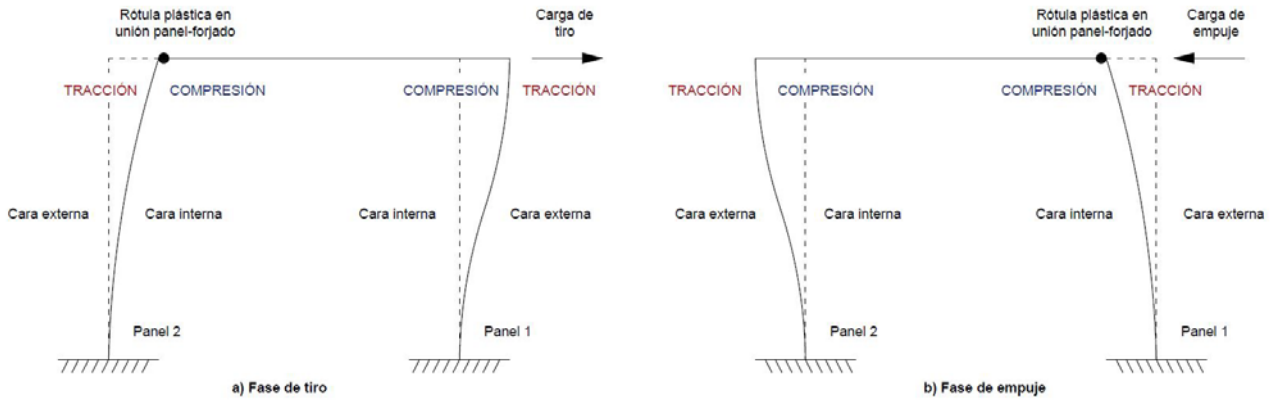


Figura 11. Simplificación de las deformadas del pórtico durante las fases de tiro y empuje.

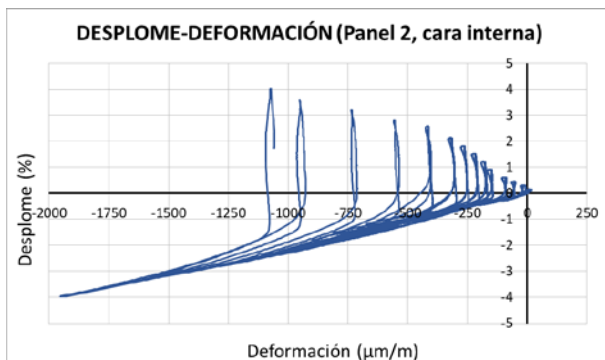


Figura 9. Diagrama desplome-deformación en la cara interna del panel 2.



Figura 10. Vista lateral del pórtico durante la fase de tiro.

Por tanto, si se suponen unas hipótesis de empotramiento perfecto de los paneles en las zapatas y rigidez del forjado muy elevada en comparación con la de los paneles, se tiene que las deformadas del pórtico en cada fase han de ser similares a las mostradas en la Figura 10. En ella, se observa que por compatibilidad de deformaciones es condición necesaria que se generen

sendas rótulas plásticas en las uniones del forjado con los paneles. El pórtico desarrolla una única rótula, que va pivotando de la unión panel 1 – forjado a la unión panel 2 – forjado conforme se pasa de empuje a tiro.

Esto se puede observar en la Figura 11, donde se muestra una imagen de uno de los últimos ciclos de tiro, donde la plastificación de las rótulas es muy elevada.

Por otro lado, a efectos de verificación de la normativa ACI 374.2R-13, se indica que para el nivel de diseño de ‘ocupación inmediata’ las deformaciones en compresión máximas, para un desplome del 0.5%, han de ser menores a $3,000 \mu\text{m}/\text{m}$. En este caso, para el desplome nominal en la fase de empuje, la deformación máxima es de $242 \mu\text{m}/\text{m}$ en compresión (cara interna del panel 2) y de $1,806 \mu\text{m}/\text{m}$ en tracción (cara externa del panel 2). En cuanto a la fase de tiro, la deformación máxima es de $119 \mu\text{m}/\text{m}$ en compresión (cara interna del panel 1) y de $784 \mu\text{m}/\text{m}$ en tracción (cara externa de panel 2). Por lo tanto, se observa que en todos los casos las deformaciones están muy alejadas de la limitación marcada por la norma ACI 374.2R-13.

3.3 Rotación de la conexión panel-forjado

En las Figuras 12 y 13, se muestran los diagramas momento-giro. Por una parte, el momento se define como el producto de la fuerza aplicada por su altura (se trata de una especie de momento global del pórtico). En este caso, la altura se define como la distancia entre el eje de aplicación

de la carga y la cara superior de las zapatas de los paneles, esto es, 2.49 m. Por otro lado, el giro hace referencia al giro relativo entre el panel y el forjado.

En las Figuras 12 y 13 se pueden apreciar algunos fenómenos interesantes. Por un lado, se observa la pérdida de rigidez de la sección de estudio, definida como el cociente entre el momento aplicado y el giro. Se tiene que, a medida que se suceden los ciclos, la pendiente de la curva de recarga va disminuyendo; es decir, se produce una reducción de la rigidez. Además, esta pérdida de rigidez es más elevada durante la fase de tiro para el panel 1 y durante el empuje para el panel 2, ya que las pendientes de los ciclos son menores en esas zonas. Esto concuerda con los resultados de las Figuras 6 a 9 y con las deformadas estimadas de la Figura 10. Durante la fase de tiro, el panel 1 tiene unas tensiones más elevadas, tanto de tracción como de compresión, lo que provoca una mayor disipación energética y, por tanto, la plastificación de la conexión panel forjado. Por otro lado, en la fase de empuje se produce un fenómeno análogo en el panel 2.

En cuanto a los valores representativos de los diagramas, para el panel 1 el giro asociado al momento máximo de empuje (220.45 m·kN) es de 0.010 rad, y el giro correspondiente al momento máximo de tiro (239.49 m·kN) es de 0.013 rad. Finalmente, para el panel 2, los valores son de 0.016 rad y 0.009 rad, respectivamente.

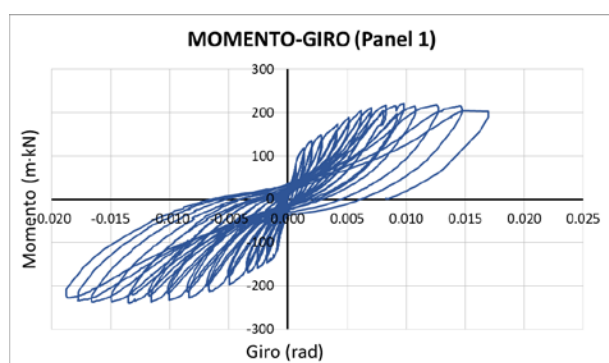


Figura 12. Diagrama momento-giro en el panel 1.

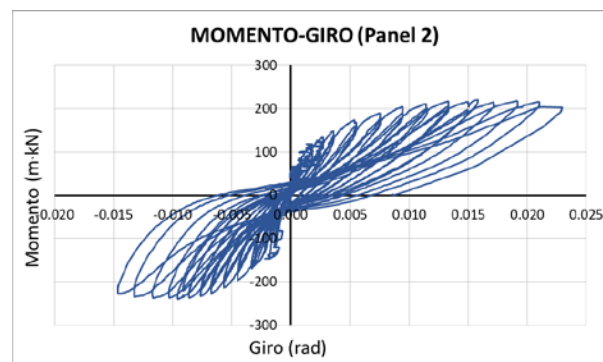


Figura 13. Diagrama momento-giro en el panel 2.

4. Conclusiones

En este trabajo, se ha realizado un ensayo sísmico tipo ‘pushover’ sobre un pórtico prefabricado de hormigón armado con el fin de verificar el cumplimiento de la normativa americana ACI 374.2R-13. De los niveles de diseño estructural contemplados en dicha normativa, se ha tomado como referencia el de ‘ocupación inmediata’, que implica que los daños provocados por el sismo son lo suficientemente bajos como para que, una vez concluido, se pueda volver a habitar el edificio sin necesidad de reparación.

En cuanto al procedimiento de ensayo, consiste en aplicar una carga horizontal cuasi-estática en la parte superior del pórtico. La carga aplicada es alterna (empuje-tiro), aplicándose parejas de ciclos con amplitud creciente en función del desplome crítico φ_y , que es el desplome correspondiente al límite elástico. Finalmente, el ensayo concluye con el colapso del elemento estructural.

Además, para poder caracterizar el comportamiento del pórtico y, de este modo, comprobar los requerimientos de la normativa, se han medido los siguientes parámetros: carga y desplazamiento horizontal en cabeza del pórtico, deformaciones verticales del hormigón en las conexiones panel-forjado y rotación de las conexiones panel-forjado. En este sentido, se han tomado como referencia las uniones panel-forjado porque se espera que sean las principales responsables de la disipación energética del sistema; es

decir, en las que se producirá plastificación durante el ensayo para absorber los desplazamientos impuestos.

Los principales conclusiones que se pueden obtener a partir de los resultados son:

- El diagrama carga-desplome muestra como se produce un amortiguamiento histérico; es decir, la forma en la que el sistema disipa la energía aportada por las fuerzas externas es a través de los ciclos de histéresis. Dado que este fenómeno se da preferentemente cuando el material se encuentra en rango no lineal, se observa que en los últimos ciclos, donde el desplome es elevado y el material ha plastificado, la energía disipada es mucho mayor que en los primeros, donde el material aún está en régimen elástico. Por otro lado, también se observa estrangulamiento o ‘pinching’, que se trata del estrechamiento de los ciclos de histéresis en la zona de desplomes reducidos. El ‘pinching’ es un indicador de la degradación de la resistencia y rigidez de la estructura, lo que revela que el daño estructural del pórtico es significativo. Finalmente, para el nivel de diseño de ‘ocupación inmediata’, asociado a un desplome nominal del 0.5%, los valores de tiro y empuje son de 50.0 kN y 59.3 kN respectivamente.
- Los diagramas desplome deformación muestran cómo cada cara de cada panel trabaja únicamente en un tipo de esfuerzo durante la totalidad del ensayo (las caras externas de ambos paneles trabajan en compresión, mientras que las internas lo hacen en tracción). Esto es debido a que la unión forjado – panel es capaz de soportar momentos negativos pero no positivos (por su propio diseño), lo que conduce a la generación de una rótula plástica en dicha unión únicamente bajo esfuerzos de flexión positiva, que pivota del panel 1 al 2 en función de si estamos en fase de empuje o de tiro.
- Las deformaciones máximas en los paneles, para el nivel de diseño de ‘ocupación inme-

diata’ se encuentran muy alejadas de las máximas admitidas por la citada normativa americana (3,000 $\mu\text{m}/\text{m}$).

- Los diagramas momento-giro muestran cómo se produce una progresiva pérdida de rigidez del panel. Además, esta pérdida de rigidez es más elevada durante la fase de tiro para el panel 1 y durante el empuje para el panel 2, ya que las pendientes de los ciclos son menores en esas zonas.

Por lo tanto, se puede concluir que el pórtico tiene un comportamiento satisfactorio frente a sismo, de acuerdo con los criterios de la normativa americana ACI 374.2R-13 y teniendo en cuenta el nivel de diseño de ‘ocupación inmediata’. Es una conclusión muy interesante, ya que demuestra que la construcción prefabricada puede aplicarse en zonas sísmicas, siempre que su diseño sea el adecuado.

Agradecimientos

Los autores agradecen la financiación recibida por la empresa ICONKRETE 2012, S.L., dentro del proyecto europeo EUROSTAT-EUREKA SEISMPRECAST.

Referencias

- [1] Takeuchi, T., Chen, X., and Matsui, R. (2015). “Seismic performance of controlled spine frames with energy-dissipating members.” *Journal of Constructional Steel Research*, 114, 51–65.
- [2] Parastesh, H., Hajirasouliha, I., and Ramezani, R. (2014). “A new ductile moment-resisting connection for precast concrete frames in seismic regions: An experimental investigation.” *Engineering Structures*, 70, 144–157.
- [3] Yang, K-H, Seo, E-A, and Hong, S-H (2016). “Cyclic flexural tests of hybrid steel–precast concrete beams with simple connection elements.” *Engineering Structures*, 118, 344–356.
- [4] Zoubek, B., Isakovic, T., Fahjan, Y., and Fischinger, M. (2013). “Cyclic failure analysis of the beam-to-column dowel connections in precast industrial buildings.” *Engineering Structures*, 52, 179–191.

- [5] Lu, C., Dong, B., Pan, J., Shan, Q., Hanif, A., and Yin, W. (2018) “An investigation on the behavior of a new connection for precast structures under reverse cyclic loading.” *Engineering Structures*, 169, 131–140.
- [6] Holden, T., Restrepo, J., and Mander, B. (2003). “Seismic Performance of Precast Reinforced and Prestressed Concrete Walls.” *J. Struct. Eng.*, 129(3), 286–296.
- [7] García, R., Hajirasouliha, I., and Pilakoutas, K. (2010). “Seismic Behavior Of Deficient RC Frames Strengthened With CFRP Composites.” *Engineering Structures*, 32(10), 3075–3085.
- [8] Bournas, D.A., Negro, P., and Molina, F.J. (2013). “Pseudodynamic tests on a full-scale 3-storey precast concrete building: Behavior of the mechanical connections and floor diaphragms.” *Engineering Structures*, 57, 609–627.
- [9] ACI 374.2R-13, “Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements under Slowly Applied Simulated Seismic Loads” (2013). American Concrete Institute, USA.
- [10] Mansour, M.Y., Lee J-Y, and Hindi, R. (2005). “Analytical prediction of the pinching mechanism of RC elements under cyclic shear using a rotation-angle softened truss model.” *Engineering Structures*, 27, 1138–1150.