

MODELOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA PARA UNIONES HÍBRIDAS DE ESTRUCTURAS APORTICADAS PREMOLDEADAS DE HORMIGÓN POSTESADO

MODELS FOR ENERGY DISSIPATION IN HYBRID JOINT OF FRAME PRE-MOLDED STRUCTURE OF POST-TESSED CONCRETE

Miguel Tornello^a, Emiliano Morsucci^a, Fabricio Olguin^a, Facundo Romero^a y Francisco Muñoz^a

^aCeReDeTeC. FRM. UTN, Rodriguez 273, 5500 Ciudad Mendoza, Argentina,
mtornell@docentes.frm.utn.edu.ar; emiliano.morusucci@hotmail.com, fabricio.olguin@hotmail.com,
facundo.r91@gmail.com, francisco.muz@hotmail.com.

Palabras clave: sistemas premoldeados, uniones híbridas, disipación de energía.

Resumen. El uso de estructuras de hormigón armado premoldeadas se ha incrementado últimamente debido a la sencillez de su montaje y a la reducción de tiempos de construcción sin embargo, el uso de la técnica emplazadas en regiones sísmicas han evidenciado colapsos parciales y totales tal cual quedo demostrado en el terremoto de Northridge, 1994. Posteriormente a dicho evento, se consolidó, dentro de la especialidad, la tecnología *Precast Seismic Structural System* la cual se materializa mediante una unión híbrida entre viga y columnas de pórticos premoldeadas que permite disipar energía a través de una rotación rígida del nudo sin daños en los elementos estructurales que lo conforman. El trabajo muestra un estudio teórico de las respuestas de pórticos tradicionales de hormigón armado y de pórticos premoldeados de hormigón postesado con uniones híbridas. Se emplean distintos modelos no lineales para evaluar la respuesta utilizando datos de ensayos experimentales realizados por otros autores. Se estudia también las respuestas de un edificio educacional diseñado con una estructura aporticadas de hormigón armado tradicional y el mismo edificio pero con pórticos premoldeadas de hormigón postesado con uniones híbridas. Los resultados muestran que las uniones híbridas poseen capacidad de disipación de energía y resultan ser una técnica adecuada para lograr un comportamiento dúctil de la estructura.

Keywords: pre-molded structures, hybrid joins, energy dissipation, control of structural damage.

Abstract. The use of pre-molded reinforced concrete structures has recently increased because the simplicity of its assembly reduce of construction times, however, the use of the technique located in seismic regions have shown partial and total collapse as demonstrated in the earthquake Northridge, 1994. After that event, the *Precast Seismic Structural System* technology was consolidated in the specialty. The technique consist of hybrid connection between the beam and columns of pre-molded structures that allows to dissipate energy through a rigid rotation of the node without damage to the structural elements of the frame. The paper shows a theoretical study of the responses of traditional frame of reinforced concrete and pre-cast frame of post-tensioned concrete with hybrid joints. Different non-linear models are used to evaluate the response where use date of experimental tests carried out by other authors. The responses an educational building designed with a structure of traditional reinforced concrete and the same building but with pre-molded frame of post-tensioned concrete with hybrid joints are also studied. The results show that the hybrid joint have energy dissipation capacity and turns it a suitable technique for a ductile behavior of the structure.

1 INTRODUCCIÓN

Las pérdidas de vida y daños materiales de las estructuras de hormigón premoldeado frente a terremotos destructivos han generado opiniones contrarias de distintos autores en diversas zonas sísmicas del mundo. El inadecuado comportamiento que tuvieron dichas estructuras quedó en evidencia principalmente con los terremotos de Northridge, 1994, Kobe, 1995 y Christchurch, New Zeland, 2011. Los reglamentos actuales de diseño sísmico permiten incursiones de la estructura en rango inelástico con el principal objetivo de disipar energía sin embargo, dichas incursiones implican daños para la estructura principal y para los elementos no estructurales situación que genera un alto costo de reparación del edificio (**Reglamento Inpres – Cirsoc 103. Parte II**). Atento a dicho comportamiento actualmente se han desarrollado técnicas no tradicionales que buscan concentrar la disipación de energía en otros dispositivos y no en la propia estructura. Un ejemplo de ello es la protección de estructura basada en disipación activa o pasiva de la energía, la cual se realiza mediante dispositivos especiales mientras la estructura principal y los elementos no estructurales se mantienen en rango elástico (**Tornello y Gioacchini, 2018**).

Basado en la idea de no asignarle a la estructura la responsabilidad de disipar energía surge en la década de los 90 la tecnología PRESSS (*Precast Seismic Structural System*) para estructuras de hormigón armada premoldeadas. Dicha tecnología fue estudiada en un amplio programa coordinado por centros de investigaciones de Estados Unidos y Japón (**Priestley J., 1991; Priestley J., 1992; Priestley J. and Tao J., 1993**). Posteriormente estudios de otros autores produjeron resultados relevantes para la técnica entre los que se destacan **Nakaki S. et al, 1999; Pampanin S. et al, 2004; Pampanin S., 2005 y Pampanin S., et al, 2010**.

La tecnología PRESSS propone la unión de elementos estructurales fabricados con hormigón premoldeado constituido por una armadura de acero dúctil convencional la cual provee el mecanismo de disipación de energía y por un tendón postesado sin adherencia que provee el principal mecanismo de restitución elástica a la unión (**Nanclares G., 2017**). Dicho mecanismo fue definido con el nombre de “unión híbrida” la cual permite disipar la energía sísmica a través de la rotación rígida del conjunto permitiendo la disipación de energía en ciclos de comportamiento histeréticos.

Basado en los antecedentes precedentes, en el presente trabajo se han empleado distintos modelos no lineales, tales como el de Takeda, Cinemático y Pivot para evaluar la respuesta inelástica. Se utilizaron los resultados obtenidos de los ensayos experimentales de nudos híbridos realizados por **Nanclares G., 2017**. Se ha estudiado también las respuestas de un edificio educacional diseñado con una estructura aporticada de hormigón armado tradicional y el mismo edificio pero con pórticos premoldeados de hormigón postesado con uniones híbridas. Los resultados muestran que las uniones híbridas poseen capacidad de disipación de energía y resultan ser una técnica adecuada para lograr un comportamiento dúctil de la estructura.

2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA TECNOLOGÍA PRESSS

Las uniones viga-columnas del sistema PRESSS están compuestas por cables postesados sin adherencia y barras de acero dúctil, ambos dispuestos en las vigas que atraviesan el nudo, también sin adherencia. Dicho conjunto constituye la conocida unión híbrida. Los elementos que llegan al nudo se mantienen en un rango elástico de deformaciones concentrándose las deformaciones inelásticas en la unión (Figura 1).

La unión híbrida se logra con barras de acero dúctil, denominadas habitualmente como armaduras especiales, sin adherencia en una determinada longitud. Estas armaduras se introducen en ductos que van dentro de las vigas y atraviesan los nudos. Luego de montada las vigas, se inyecta mortero en el ducto, dentro del nudo y en los extremos de las barras para

asegurar un buen anclaje a la viga. La disipación de energía se produce al fluir esta armadura especial en la zona dejada sin adherencia, tanto en compresión como en tracción, debiendo ser capaz, la fuerza restauradora del pretensado, de cerrar la unión una vez abierta (Figura 2 y 3).

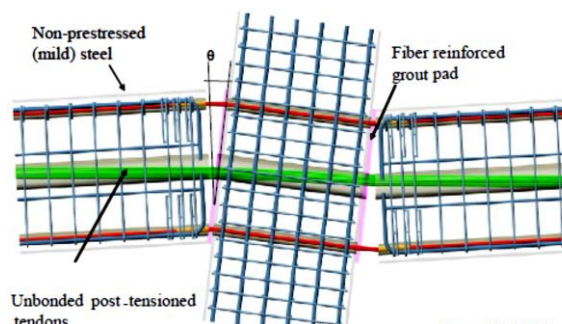


Figura 1. Disposición cable postesado y barras de acero dúctil: Unión viga-columna (Fuente: Pampanin, 2005)

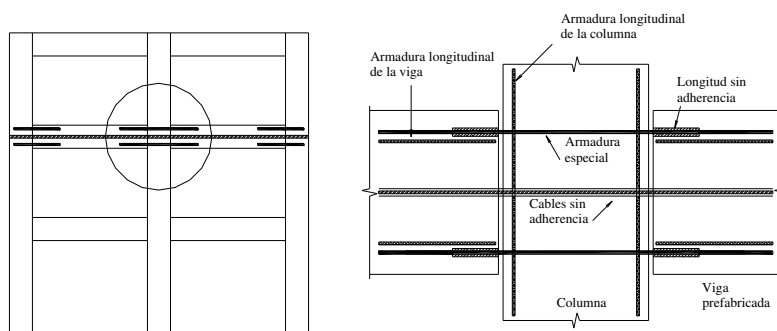


Figura 2. Vista en elevación de un pórtico conformado por elementos postesados. Disposición de los dos tipos de armaduras en el nudo híbrido.

El cable de postesado provee resistencia, permite al elemento estructural recuperar su posición original y previene las deformaciones remanentes. Las barras de acero dúctil proveen resistencia, disipan energía en la medida que fluyen y permiten una respuesta estructural amortiguada. Para que la armadura postesada sea capaz de cerrar la unión entre viga y columna (Figura 1), el momento resistente originado por el postesado, M_{prs} debe ser igual o mayor que el momento originado por la armadura especial M_s . En la Figura 4 se muestran los diferentes tipos de respuesta de uniones híbridas para distintos valores de la relación entre el momento ejercido por el postesado (M_{prs}) y el de la armadura especial (M_s). Las Figura 4-a y 4-d muestran dos casos extremos, en el primer caso solo hay postesado, la respuesta es lineal elástica, en el otro caso solo hay armadura especial con una respuesta bilineal inelástica similar a una estructura monolítica.



Figura 3. Sistema PRESSS utilizado en la construcción del edificio de 8 niveles del Polo Judicial de la Provincia de Mendoza. Abril de 2019

El comportamiento que asegura el cierre de la abertura y una máxima disipación de energía se representa en la Figura 4-c, con una razón entre los momentos M_{prs}/M_s igual a 1. Alternativamente puede utilizarse cantidades menores de armadura especial en tal caso, la respuesta tiene la forma de la Figura 4-b. (Bonelli y Holmberg, 2004). El comportamiento que asegura el cierre de la abertura y una máxima disipación de energía se representa en la Figura 4-c, con una razón entre los momentos M_{prs}/M_s igual a 1. Alternativamente puede utilizarse cantidades menores de armadura especial en tal caso, la respuesta tiene la forma de la Figura 4-b. (Bonelli y Holmberg, 2004).

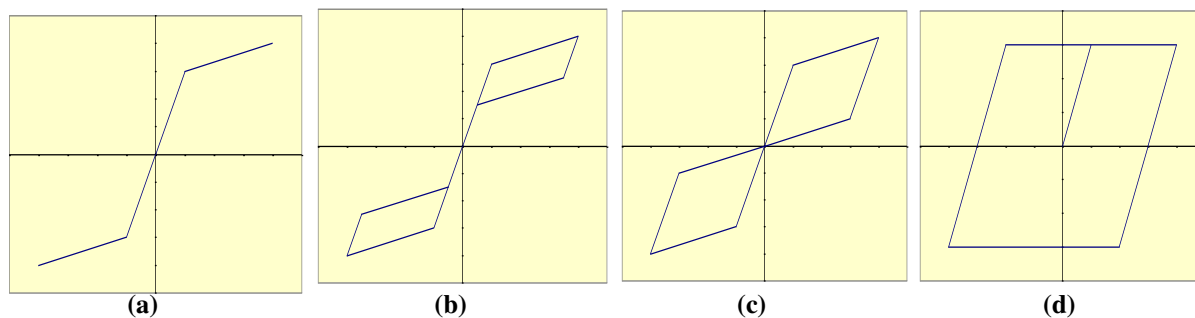


Figura 4. Ciclos de histéresis para distintas combinaciones de armadura postesada y armadura especial (Fuente Bonelli P. y Holmberg A., 2004)

3 CONCEPTOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE UNIONES HÍBRIDAS

Uno de los parámetros característicos del diseño de nudos híbridos es la relación momento-rotación. La dificultad está en determinar la posición del eje neutro a través de una ecuación simple, siendo necesario iterar hasta satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad.

La ecuación de equilibrio es fácil de escribir en la sección crítica pero al abrirse la unión y al estar el cable dentro de un ducto sin adherencia en algunos sectores o a lo largo, no es posible calcular su alargamiento aplicando la hipótesis de secciones planas. Además la viga queda aplastada en su extremo quedando el largo de la zona comprimida indefinido. Es posible determinar la curva momento-rotación con cables postesados supuestos en el centro de la sección transversal de la viga y acero dúctil sin adherencia en un pequeño tramo junto al nudo (Nanclares, 2017). Es necesario contar con una ley constitutiva para el hormigón y el proceso se torna iterativo. Se asigna un valor inicial a la rotación θ .

La rotación efectiva θ_b de la viga respecto a la cara de la columna al abrirse la viga con relación a la columna, se relaciona geoméricamente con el desplazamiento lateral del pórtico (Figura 5), Ec. (1). Dónde h_c es el ancho de la columna, θ es la rotación de la columna (promedio de la deriva del piso superior e inferior) y L , la longitud ideal de la viga.

$$\theta_b = \theta / \left(1 - \frac{h_c}{L}\right) \quad (1)$$

Como todo proceso iterativo, se supone una profundidad inicial c para el eje neutro de la viga y se determina el alargamiento del cable postesado. El incremento en la deformación del cable postesado debido a la deformación de la viga se determina con la Ec. (2). Dónde n , es el número total de aberturas a lo largo de la viga (en interface viga-columna), l_{ub} es la longitud sin adherencia del cable postesado y Δ_{pt} es la elongación (elástica más plástica) a la altura del postesado.

$$\varepsilon_{pt} = \frac{n \cdot \Delta_{pt}}{l_{ub}} \quad (2)$$

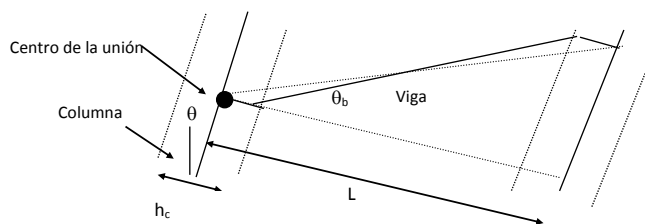


Figura 5. Relaciones geométricas en la rotación de la viga con relación a la cara de la columna

La elongación a la altura del postesado, puede estimarse con la Ec. (3), donde $(\frac{h}{2} - c)$ es la posición relativa del postesado (asumiendo que está a la mitad de la altura de la sección, y h es la altura de la sección de la viga.

$$\Delta_{pt} = \theta_b \left(\frac{h}{2} - c \right) \tag{3}$$

Posteriormente se determina el alargamiento de la armadura especial y el aplastamiento del hormigón. Atento a que la hipótesis de secciones planas, no se cumple para este problema, la deformación de la armadura especial y del pretensado deben determinarse separadamente considerando la deformación de todos los elementos. En este caso la concentración de rotación junto a la columna debido a la abertura entre viga y columna (Figura 6) permite simplificar el procedimiento.

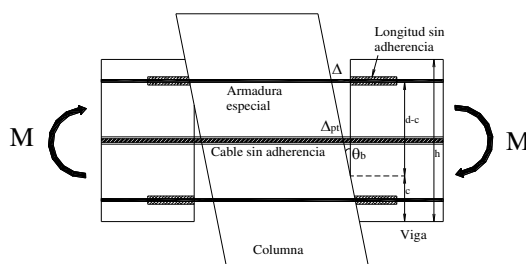


Figura 6. Mecanismo de abertura en la interfase viga-columna (Fuente: Fuente Bonelli y Holmberg, 2004)

El alargamiento unitario del acero puede escribirse como indica la Ec. (4), donde Δ es la abertura de la unión a la altura de la armadura especial y Δ_{sp} es la penetración de la fluencia de la armadura especial.

$$\varepsilon_s = (\Delta - 2\Delta_{sp}) / l'_{ub} \tag{4}$$

En los extremos de la armadura especial, tanto en el extremo que llega al nudo como donde comienza la zona adherida, hay una penetración del largo que fluye. El valor de Δ_{sp} incluye la penetración total a ambos lados de la columna, por lo tanto l'_{ub} es la longitud del acero sin adherencia. El alargamiento total de la armadura en la abertura se determina con la Ec. (5). Dónde d , es la altura efectiva de la viga.

$$\Delta = \theta_b \cdot (d - c) \tag{5}$$

La contribución en Δ debido a la penetración de deformación puede obtenerse mediante la ecuación propuesta por **Sritharan, 1998**, Ec. (6). Dónde l_{sp} es la penetración de deformación considerada como $0.15 f_y d_{bj}$; f_y es la tensión de fluencia de la armadura especial; d_{bj} es el diámetro de la barra de la armadura especial; ε_e es la deformación elástica en la armadura de la viga (Figura 7) y ε_p es la deformación plástica en la armadura de la viga.

$$\Delta_{sp} = 0.67 l_{sp} \varepsilon_e + l_{sp} \varepsilon_p \tag{6}$$

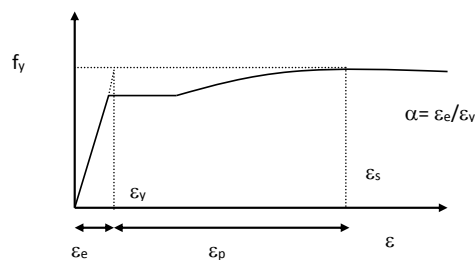


Figura 7. Componente elástica y plástica de deformación en el acero con una constitutiva post-fluencia con endurecimiento del acero (Inpres-Cirsoc 103. Parte II)

Sustituyendo en la Ec. (6) ($\varepsilon_p = \varepsilon_s - \varepsilon_e$) y ($\varepsilon_e = \alpha\varepsilon_y$), la misma puede expresarse con la forma que indica la Ec. (7).

$$\varepsilon_s = \left(\Delta + \frac{2}{3} l_{sp} \alpha \varepsilon_y \right) / (l'_{ub} + 2l_{sp}) \quad (7)$$

La deformación del hormigón se obtiene partir de la ley constitutiva considerada, por ejemplo con una distribución rectangular equivalente (Cirsoc 201, 2005). Teniendo la relación esfuerzo-deformación para el hormigón, el problema se reduce a un sistema con dos incógnitas, la profundidad del eje neutro c y la deformación del hormigón ε_c . Se requieren dos ecuaciones: equilibrio en la sección y de compatibilidad. El procedimiento es iterativo con c como única incógnita. Efectuando el equilibrio de la sección se obtendrá un nuevo valor de la profundidad del eje neutro c' . La compresión resultante en el hormigón se calcula a partir del equilibrio de la sección Ec. (8), donde la fuerza de compresión en el postesado (T_{pt}), actuando como fuerza externa, viene dado por la suma de la tensión inicial en el pretensado (T_0) y el incremento debido a la deformación de la viga, Ec.(9). Donde ε_{pt} es el alargamiento del cable pretensado y $f_{(\varepsilon_{pt})}$ es la tensión en el cable pretensado debido al alargamiento adicional al abrirse la sección (Figura 8).

$$C_c + T_s + C'_s = T_{pt} \quad (8)$$

$$T_{pt} = T_0 + f_{(\varepsilon_{pt})} A_{pt} \quad (9)$$

La iteración con diferentes valores para el eje neutro c se realiza hasta la convergencia. En rigor debería revisarse cada vez la hipótesis inicial en la relación entre las componentes elásticas y plásticas en la deformación del postesado, basada en el valor de la constante α ($\varepsilon_e = \alpha\varepsilon_y$), implicando una doble iteración, en c y α , hasta alcanzar la convergencia de ambos parámetros.

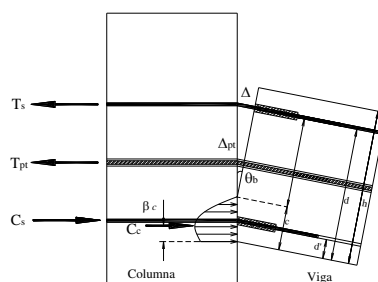


Figura 8. Rotación de la unión (Fuente: Bonelli y Holmberg, 2004)

Debe notarse que la actualización del valor de α es importante solo para pequeños niveles de rotación llegando a ser despreciable para altos valores de la rotación al ingresar en el dominio plástico (Priestley N., 2002). Finalmente el momento resistente probable de la sección M_{prob} , correspondiente a la rotación θ_b puede obtenerse tomando momento con respecto a un eje cualquiera, por ejemplo el eje por donde pasa la resultante de la compresión del hormigón. En tal caso, se tendrá el grupo de Ec. (10). Dónde M_s es el momento generado por la armadura

especial, M_{prs} es el momento generado por el postesado y M_{prob} es el momento probable de la unión.

$$M_s = T_s(d - \beta c) - C_s(d' - \beta c) \quad - \quad M_{prs} = T_{pt} \left(\frac{h}{2} - \beta c \right) \quad - \quad M_{prob} = M_s + M_{pt} \quad (10)$$

4 EDIFICIO ESTRUCTURADO CON PÓRTICOS PREMOLDEADOS DE HORMIGÓN POSTESADO CON UNIONES HÍBRIDAS. UN CASO DE ESTUDIO.

Como caso de estudio se analizó el edificio en proyecto que tiene la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Mendoza, en su Campus Belgrano destinados a aulas para cursos de grado y de posgrado (Figura 9). El mismo es de forma regular combinando estructuras aporricadas con tabiques de hormigón armado.

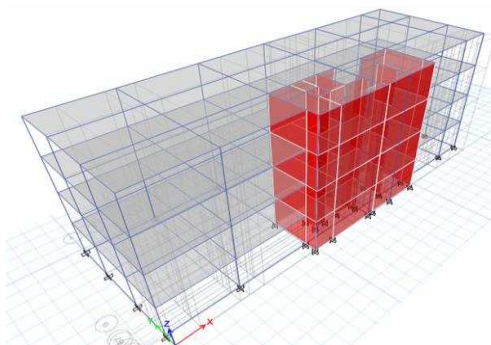


Figura 9. Modelo 3D del edificio estudiado con pórticos de hormigón premoldeados con uniones híbridas.

4.1 Calibración del modelo de no linealidad para el nudo híbrido

En primera instancia se procedió a calibrar los parámetros de diseño de las uniones híbridas estudiando un pórtico de hormigón premoldeado postesado de un vano de 6 m. de longitud, altura 3.50 m, dimensiones de las columnas (40x40) cm y dimensiones de la viga (40x70) cm. Se le asignó una carga uniformemente distribuida sobre la viga de 74.20 KN/m. La acción sísmica se tuvo en cuenta con el acelerograma del terremoto de Mendoza de 1985 el cual se caracteriza por tener una aceleración máxima de 0.4g, una velocidad máxima de 34.64 cm/s y un desplazamiento máximo del suelo de 3.91 cm (SIS. <http://www.frm.utn.edu.ar/sismos/>). Para evaluar la respuesta de la estructura se realizó un análisis de la historia de la respuesta en el tiempo y se evaluaron las respuestas no lineales de la unión híbrida utilizando un link en la unión viga columna al cual se le asignaron las características del modelo de Takeda, el cinemático y el modelo pivot (Figura 10).

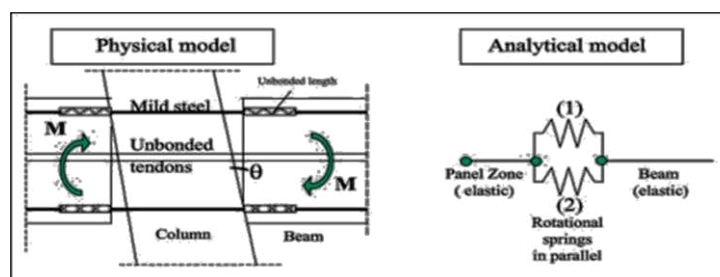


Figura 10. Modelo de plasticidad concentrada con dos resortes en paralelo (Fuente: Pampanin, et al., 2010).

El mismo análisis se realizó para un pórtico monolítico (tradicional, sin uniones híbridas) con las mismas dimensiones geométricas y las mismas demandas en términos de cargas permanentes, accidentales y acción sísmica. El modelo de Takeda es similar al modelo cinemático pero utiliza un lazo histerético degradante. La descarga se realiza a lo largo de los

segmentos elásticos similares al modelo cinemático. Al volver a cargar la curva sigue una línea secante a la curva base para la carga en la dirección opuesta. El punto objetivo de la secante está en la deformación máxima que ocurre en esa dirección bajo ciclos de carga anteriores. La degradación da como resultado una disminución de la cantidad de energía con deformaciones más grandes (Figura 11-a).

El modelo cinemático se basa en el comportamiento de endurecimiento cinemático que se observa comúnmente en los metales y es el modelo por defecto para todos los materiales metálicos. Este modelo disipa una cantidad significativa de energía y es más apropiado para materiales dúctiles (Figura 11-b). El modelo de Pivot es similar al modelo de Takeda pero tiene parámetros adicionales para controlar el bucle histerético degradante. Es especialmente adecuado para elementos de hormigón armado y se basa en la observación de que la descarga y la carga inversa tienden a dirigirse hacia puntos específicos, conocidos como puntos de pivote, en el plano de acción-deformación (Figura 11-c).

Los puntos característicos de las constitutivas de la Figura 11 se definieron en función de los ensayos experimentales realizados en el trabajo de [Nanclares G., 2017](#). Se compararon las respuestas de ambos pórticos (con nudos monolíticos y con nudos híbridos) en términos de momentos, cortes, desplazamientos de piso y energía disipada. La Figura 12-a, muestra la relación energía disipada versus tiempo para el pórtico con uniones monolíticas y la Figura 12-b la del pórtico con uniones híbridas. En Tabla 1 se resumen los valores de energía disipada para el pórtico monolítico con relación al pórtico con uniones híbridas. De los resultados obtenidos se deduce la eficiencia de las uniones híbridas con relación a los pórticos con nodos monolíticos.

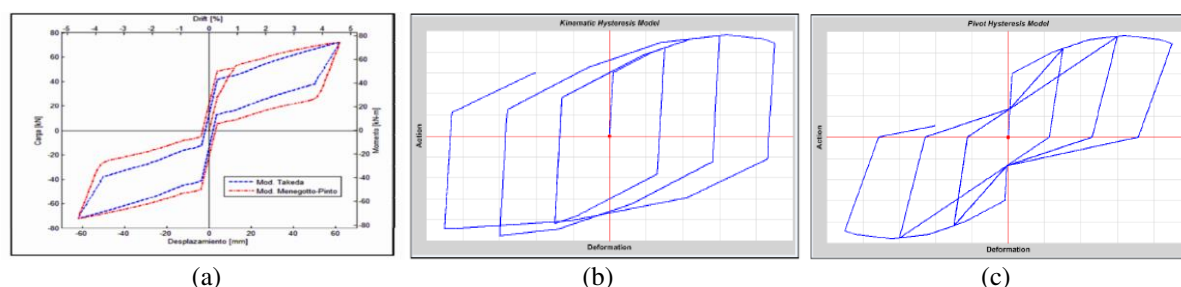


Figura 11. Modelos histeréticos considerados para evaluar la respuesta del nudo híbrido en términos de energía liberada a) Modelo de Takeda; b) Modelo Cinemático, c) Modelo Pivot.

De los resultados obtenidos y de los ensayos realizados por [Nanclares G., 2017](#) se encontró que el modelo de Takeda representa más adecuadamente la respuesta de la unión híbrida sobre todo en término de disipación de energía. Por otro lado la constitutiva de la unión híbrida tiende a un modelo tipo “bandera” el cual resulta de la suma de una respuesta autocentrante, debido al cable de postesado, más la influencia de la armadura dúctil, debido a la armadura especial.

4.2 Edificio estructurado con pórticos monolíticos y pórticos con nudos híbridos

Se estudiaron las respuestas del edificio mostrado en la Figura 9 estructurado con pórticos monolíticos (construcción tradicional) y con pórticos conformados con hormigón premoldeado postesado con nudos híbridos. El edificio posee una longitud de 33 m., un ancho de 11 m. y una altura total de 14 m, posee cuatro niveles con vigas de hormigón premoldeadas postesadas de (40x70) cm y (50 x70) cm.

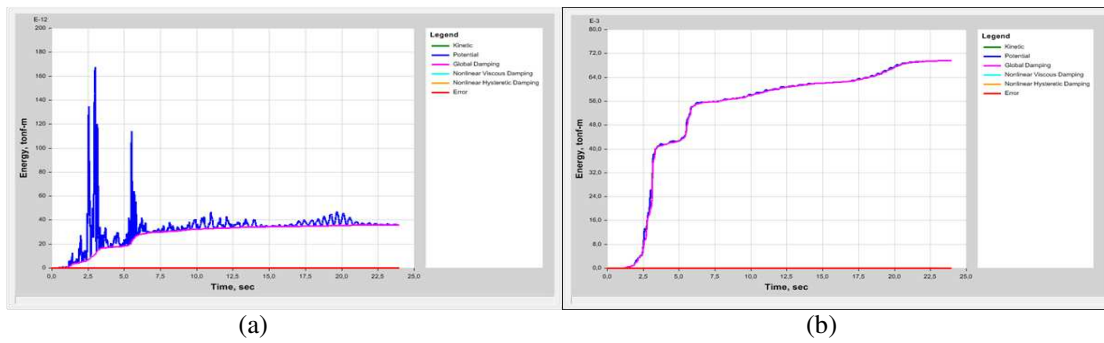


Figura 12. Energía disipada versus tiempo; a) Pórtico con nudos monolíticos; b) pórtico con nudos híbridos.

ENERGÍA DISIPADA (Kg-m)			
Tiempo (s)	Pórtico Monolítico	Pórtico Híbrido	Diferencia
6	0,018293399	0,024541995	34%
12	0,048782397	0,061354987	26%
18	0,109760394	0,122709974	12%
24	0,17073839	0,220877953	29%
30	0,262205385	0,296958137	13%
36	0,378063579	0,444210105	17%
42	0,512215171	0,593916274	16%
48	0,70734476	0,858969817	21%
54	0,853691952	1,030763781	21%
60	1,07321274	1,288454726	20%

Tabla 1. Energía disipada por el pórtico con nudos monolíticos y el pórtico con nudos híbridos.

Los tabiques son de hormigón armado con un espesor de 25 cm y las losas macizas armada en dos direcciones de 20 cm de espesor. Las losas poseen una carga ultima de 129.60 KN/m². La acción sísmica fue considerada mediante los acelerogramas de tres terremotos, el de Mendoza de 1985 cuyas características fueron descriptas en el punto precedente; el terremoto de Cauce de 1977 con una aceleración máxima de 0.137g, una velocidad máxima de 82.58 cm/s y un desplazamiento máximo del suelo de 57.04 cm; y el terremoto de Altadena el cual fue escalado a los niveles de aceleración, velocidad y desplazamiento equivalentes al terremoto de Mendoza de 1985.

Se compararon las respuestas de la estructura con pórticos monolíticos con las de nudos híbridos en términos de momentos, cortes, desplazamientos de piso y energía disipada. Por razones de extensión en el trabajo se muestra solamente la relación de energía disipada versus tiempo para el edificio con pórticos monolíticos (Figura 13-a) y la de la estructura con uniones híbridas (Figura 13-b).

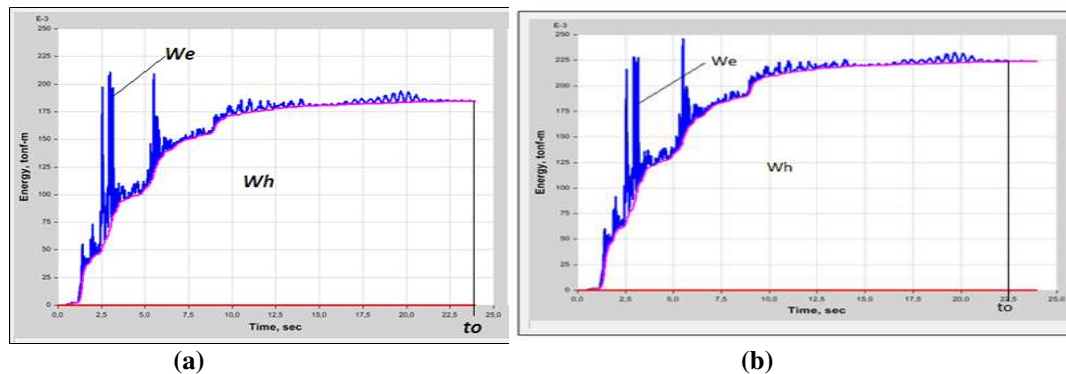


Figura 13. Energía disipada versus tiempo; a) Estructuras con pórticos monolíticos; b) Estructura con pórticos con nudos híbridos.

5 CONCLUSIONES

Los momentos en el pórtico con uniones híbrido resultan en general mayores que los del pórtico monolítico, aproximadamente un 30%, tanto en vigas como en columnas. Se observa que el sistema híbrido tiene una capacidad de disipación de energía, frente a los terremotos considerados en el presente estudio, mayor que si el mismo edificio estuviese estructurado con pórticos monolíticos, aproximadamente en un 30%.

Las respuestas obtenidas con la metodología descrita en el trabajo se consideran aceptables debido a que los resultados obtenidos son similares a los ensayos experimentales realizados por otros autores (Nanclares G., 2017). Por lo tanto, para el diseño de las secciones, bastaría escoger las demandas de la conexión o sección en que se espera la falla y se procede al diseño en total concordancia con la descrita en el punto 3 del presente trabajo.

REFERENCIAS

- Bonelli P and Holmberg A. *A five story precast with hybrid connections*. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada, 2004.
- Cirsoc 201. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón. Inti – Cirsoc, 2005.
- Cirsoc 103. Parte II. Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes de hormigón armado. Inti – Cirsoc, 2005.
- Nanclares G. A. Estudio Analítico-Experimental de Sistema de uniones híbridas en estructural premoldeadas de hormigón postesado. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Cuyo, 2017.
- Nakaki S. D., Stanton J. F. and Sritharana S. An overview of the PRESSSS Five-Story Precast Test Building. *PCI Journal*, 44 (2), pp. 26-39, 1999.
- Pampanin S., Pagani C. and Zambelli S. Cable – Stayed and Suspended Post-tensioned solution for Precast Concrete Frames: The Brooklyn System. Quennstown, New Zealand. September 16-18, *Proceeding of the New Zealand Concrete Industry Conference*, 2004.
- Pampanin S. Emerging solutions for high seismic performance of precast/prestressed concrete building. *Journal of Advanced Concrete Technology*. Japan Concrete Institute, 03 (02), pp. 207-223, 2005.
- Pampanin S, Marriot D. and Palermo A. *PRESS Design Handbook*. Auckland, New Zealand: NZ Concrete Society, 2010.
- Priestley M. J., Overview of Press Research Program. *PCI Journal*, 36 (4), pp. 50-57, 1991.
- Priestley M. J., Third Meeting of the U.S. Japan Joint Technical Coordinating Committee on Precast Seismic Structural Systems. *JTCC – PRESSSS*. Report N° 92/05, 1992.
- Priestley M. J. and Tao J. Seismic response of precast pre-tresses concrete frames with partially deboned tendon. *PCI Journal*, 38 (1), pp. 58-69, 1993.
- Priestley M. J. Direct displacement-based design of precast/pre-stressed concrete building. *PCI Journal*, 47 (06), pp 66-79, 2002.
- Sritharan S. *Analysis of Concrete Bridge joints subjected to seismic Action*. University of California. San Diego. Pdf. <https://www.researchgate.net/publication/30338281>.
- SIS, Servicio de Informacion Sísmica. Facultad Regional Mendoza. Universidad Tecnológica Nacional, <http://www.frm.utn.edu.ar/sismos/>, 2019
- Tornello M., Gioacchini G. Aislamiento sísmico. Una estrategia eficiente para el cambio de paradigmas en la ingeniería estructural sismorresistente. *Cuadernos de Ingeniería N° 10*. Publicaciones Académicas. Editorial Universidad Católica de Salta EUCASA pp. 57-108. ISSN 2545-7012, 2018.