

INVESTIGACIÓN ANALÍTICA Y EXPERIMENTAL DE UNIONES MIXTAS EN EDIFICACIÓN MEDIANTE PERNOS CONECTORES

Antonio AZNAR LÓPEZ

Arquitecto
Dto. Estructuras de Edificación. ETSAM. UPM.
Investigador
antonio.aznar@upm.es

Jesús ORTIZ HERRERA

Dr. Ingeniero de C.C.P
Dto. Estructuras de Edificación. ETSAM. UPM
Catedrático
jesusmaria.ortiz@upm.es

Jaime CERVERA BRAVO

Dr. Arquitecto
Dto. Estructuras de Edificación. ETSAM. UPM
Catedrático
jaime.cervera@upm.es

José I. HERNANDO GARCÍA

Dr. Arquitecto
Dto. Estructuras de Edificación. ETSAM. UPM
Profesor Titular
joseignacio.hernando@upm.es

RESUMEN

A excepción de las conexiones acero-hormigón en vigas mixtas, las uniones entre elementos con pernos tipo Nelson y Kōco aparecen sólo ocasionalmente en el mundo de la edificación. Cuando esto ocurre, los pernos se destinan normalmente a uniones secundarias o anclajes de reducida responsabilidad estructural. En este trabajo se plantea la utilización de uniones mixtas mediante pernos conectores en un ámbito concreto de las estructuras de edificación, donde su incorporación resulta óptima dadas las posibilidades de industrialización de los nudos, sencillez de la solución y alta resistencia en la transmisión de cortante. Se ha realizado un estudio teórico analítico de la resistencia de los mismos, que ha sido contrastado de forma experimental. Se muestran las diferencias obtenidas entre los resultados experimentales y los previstos por las formulaciones existentes, debidas a las condiciones específicas de aplicación y a la existencia del rozamiento.

PALABRAS CLAVE: Uniones mixtas, pernos conectores, estructuras mixtas, edificación, ensayo experimental.

1. Introducción

La utilización conjunta de soportes de acero con losas, forjados o vigas de hormigón armado aúna las ventajas de estas soluciones convencionales con las ventajas arquitectónicas de los pilares metálicos. El principal inconveniente que presenta la utilización de ambos sistemas estructurales es la complejidad de sus nudos. Este trabajo se presenta como continuación de una serie de ensayos presentados ya en el IV Congreso ACHE [4], bajo el patrocinio de APTA, con el fin de plantear una nueva unión entre forjados o vigas de hormigón armado con pilares metálicos mediante pernos conectores tipo Nelson o Kōco. Se ha desarrollado una investigación analítica que pueda llegar a explicar su funcionamiento mecánico y se ha comparado con los correspondientes ensayos experimentales.

1.1. Ámbito de aplicación

Los nudos mixtos mediante pernos conectores se han analizado para un ámbito concreto de las estructuras en edificación. Se considera destinar su aplicación a estructuras de vivienda de

pórticos arriostrados, formados por pilares metálicos y forjados ó vigas de hormigón armado. Por tratarse de uso de vivienda se puede considerar que se emplearán en las tipologías habituales de vigas planas de hormigón armado de luces entre 4,5 y 7,5m, sobre las que apoyan forjados convencionales de luces comprendidas entre 3 y 6m. Asimismo, y manteniéndonos en el ámbito

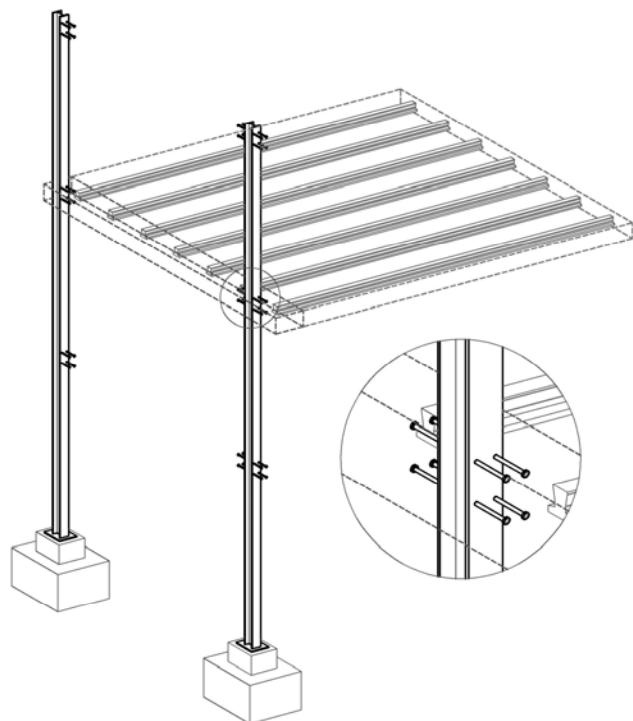


Figura 1. Esquema general de aplicación de pilares metálicos con uniones mediante pernos

2. Investigación teórica analítica

Con el fin de delimitar las solicitaciones a las que se podrán ver sometidos los nudos en el ámbito concreto de estructuras de edificación se han considerado los rangos de luces anteriormente planteados y las cargas correspondientes al uso de vivienda.

Dada la gran responsabilidad que reside en los pernos conectores respecto a la seguridad global de la estructura, se considera razonable el empleo de un mínimo de 4 pernos conectores (2 superiores y 2 inferiores) por cada cara del perfil en la dimensión longitudinal de la viga. Por otra parte, en el eurocódigo 4 se exige la utilización del diámetro mínimo de $\phi = 16mm$ en pernos conectores. Con estos datos de partida se plantean unas uniones formadas, como mínimo, por $4\phi 125 \cdot 16$ en las uniones en extremo y por $(4 + 4)\phi 125 \cdot 16$ en las uniones centrales. Para asegurar la transmisión de esfuerzos a los pernos superiores reduciendo además la fisuración y a fin de equiparar los esfuerzos de todos los pernos, se incorpora la armadura de cortante necesaria.

2.1. Solicitaciones

Para el cálculo de las solicitaciones se modelizan las vigas de hormigón en continuidad, de acuerdo al CTE, de tal forma que los pilares no colaboran en el equilibrio de los esfuerzos flectores en el nudo. En el esquema estructural general los pilares únicamente se verían sometidos a los esfuerzos flectores derivados de la excentricidad de la entrada en carga del esfuerzo cortante (esto exige la existencia de arriostramientos lo que, por otro lado, resulta casi inevitable en esta tipología por diversos motivos de otra índole como la dificultad para alcanzar la limitación de desplome de la actual normativa sólo con pórticos rígidos de vigas planas).

de las tipologías más extendidas, se tratará de edificaciones de baja y media altura, hasta unas 10 plantas, a fin de que no interfieran de forma apreciable los efectos de estabilidad a viento, que se confían a elementos específicos ajenos a los aquí considerados.

Una de las principales ventajas que aportan las uniones es la posibilidad de prefabricación de los pilares con las uniones de los diferentes forjados ejecutadas en taller.

El sistema planteado evita la necesidad de ejecutar soldaduras en obra, incorpora la industrialización de los pilares y nudos sin perjudicar el transporte a obra (en secciones de pilares de hasta 12m), agiliza los tiempos de ejecución y simplifica la ejecución de las uniones mixtas en edificación.

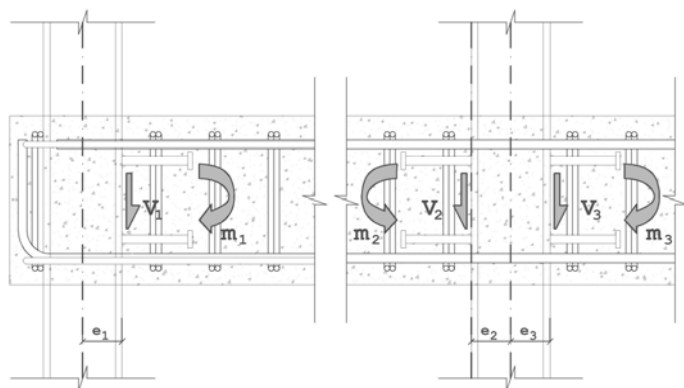


Figura 2. Esquema de las solicitaciones en nudo extremo y nudo central

La figura 2 muestra los esfuerzos considerados en el cálculo general, donde las uniones únicamente deben transmitir a los pilares los esfuerzos cortantes V_i y los momentos derivados de las excentricidades en la entrada en carga $m_i = V_i \cdot e_i$.

Se han desarrollado dos ejemplos concretos mediante cálculo elástico convencional y se han obtenido unos valores orientativos que delimitan el rango de solicitaciones posibles. Se usan coeficientes de mayoración de cargas de acuerdo al CTE. Las excentricidades e_1 , e_2 y e_3 vienen determinadas por el dimensionado de los pilares, que en el ejemplo concreto desarrollado resultan *HE 140 B*. Las solicitaciones obtenidas de cortante y momento transmitidas de las vigas a los pilares oscilan entre los siguientes valores:

En nudos extremos:

$$36,1kN \dots \leq V_{1,Sd} < \dots 120,3kN \quad m_1 = V_1 \cdot e_1 \quad 2,52mkN \dots \leq m_1 < \dots 8,42mkN$$

En nudos interiores:

$$68,7kN \dots \leq V_{2,Sd} < \dots 229,2kN \quad m_2 = V_2 \cdot e_2 \quad 4,8mkN \dots \leq m_2 < \dots 16mkN$$

$$74,9kN \dots \leq V_{3,Sd} < \dots 249,7kN \quad m_3 = V_3 \cdot e_3 \quad 5,2mkN \dots \leq m_3 < \dots 17,47mkN$$

Con el modelo de cálculo considerado se obtiene un momento flector nulo en los nudos extremos. En las uniones centrales se consideran los momentos flectores comprendidos entre $-51,45mkN > M_{Sd} > -285,8mkN$, valores no incluidos en las solicitaciones que afectan al nudo, puesto que por equilibrio del modelo, únicamente aumentan el rozamiento entre viga-pilar.

Para considerar el efecto del rozamiento en cálculo habría que llevar a cabo los tratamientos superficiales oportunos que garanticen su efecto (lo que complicaría la ejecución material alejándonos de los objetivos esperados). No obstante parece razonable analizar su influencia mediante los ensayos experimentales y no contabilizar su resistencia en los cálculos.

Resistencia

Los pernos conectores han sido objeto de múltiples investigaciones en las últimas décadas, permitiendo en la actualidad poder predecir su resistencia mecánica. En edificación su uso estructural ha resultado reducido a forjados y vigas mixtas, y en la normativa europea su tratamiento se restringe al Eurocódigo 4 [1] en el cálculo de la resistencia del esfuerzo rasante. En este documento se expone la formulación que rige la resistencia máxima a cortante ya sea por

agotamiento de la capacidad del acero (1) o bien por agotamiento de la capacidad resistente del hormigón (2), siendo:

$$V_{s,Rd} = 0,8 \cdot f_u \frac{\pi \phi^2}{4\gamma} \quad (1)$$

$$V_{c,Rd} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma} \quad (2)$$

Para un cálculo y un posible dimensionado más detallado se puede recurrir a la normativa americana, American Concrete Institute [2], en su anejo D. El ACI está orientado a los anclajes de pernos conectores embebidos en hormigón, sin limitarse únicamente a su empleo en forjados mixtos de chapa colaborante. En él se recoge la formulación que rige siete posibles modos de rotura de los pernos conectores embebidos en hormigón. En los dos mismos mecanismos de rotura anteriores nos encontramos con las fórmulas (3) y (4) respectivamente.

$$V_{s,Rd} = n \cdot A_s \cdot f_u \quad (3)$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vo}} \psi_{ec,V} \cdot \psi_{ed,V} \cdot \psi_{c,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot V_b \quad (4)$$

La European Technical Approval [3] define la resistencia posible de los pernos bajo los diferentes mecanismos de rotura. Los valores de la resistencia del acero por cortante los expone de acuerdo al diámetro de cada perno, resumidos a continuación en la Tabla 1.

Tabla 1 Resistencia del acero de los pernos bajo esfuerzo cortante de acuerdo a European Technical Approval 03/0041.

Diámetro nominal del perno (mm)	Φ	10	13	16	19	22
Resistencia del acero (kN)	$V_{s,Rd}$	19	33	51	73	99
Coeficiente de seguridad parcial	γ_{Ms}	1,28				

Respecto a la resistencia del hormigón, se expresa en función de c_a , que hace referencia al Anexo C de ETAG 001, que a su vez se remite al Eurocódigo 2. Éste último aporta la fórmula (5).

$$V_{Rd1} = 0,25(\eta_1 \cdot f_{ctk} / \gamma_c)(1,6 - d)(1,2 + 40\rho) \cdot b_w \cdot d \quad (5)$$

2.2. Posibles modos de fallo

En el estudio de los posibles modos de fallo de las uniones planteadas no resultan aplicables las normativas anteriormente citadas, puesto que están orientadas a esfuerzo rasante en chapa colaborante y vigas mixtas [1] o a anclajes mediante pernos [2,3]. En cambio sí serán de utilidad las fórmulas (3) y (4), puesto que fijan la resistencia de los pernos bajo condiciones parecidas a las que se encuentran en los nudos. Los únicos posibles modos de fallo dependerán del tipo de unión.

2.2.1. Uniones laterales

En estas uniones el momento derivado de la excentricidad de la carga será resistido mediante dos horquillas (superior e inferior) a modo de anclaje que rodean el pilar y quedan embebidas en la viga mediante los recubrimientos requeridos (de esta manera el esquema estático de la unión es coherente con lo propuesto en 2.1, a pesar de lo cual, se recomienda dimensionar los pilares asignándoles los pequeños momentos flectores derivados de la excentricidad de las reacciones).

El esfuerzo cortante, por lo tanto, debe ser transmitido a través de los pernos al pilar. A pesar de haberse investigado en profundidad, y estar recogido en el ACI [2], que la transmisión del cortante

se efectúa en su mayor parte por los pernos inferiores en modo de biela a 45° , los pernos superiores también colaboran en la transmisión por compatibilidad de desplazamientos si, como parece preceptivo, el primer cerco de la viga rodea los pernos y/o se disponen horquillas de atado *ad hoc*. Por ello, los mecanismos posibles de rotura en ausencia de rozamiento son: por rotura de los cuatro pernos por agotamiento de resistencia a cortante del acero (mecanismo 1 de la figura 3) o por rotura de los dos pernos inferiores por cortante y agotamiento de capacidad resistente del hormigón adyacente a los dos pernos superiores (mecanismo 2 de la figura 3).

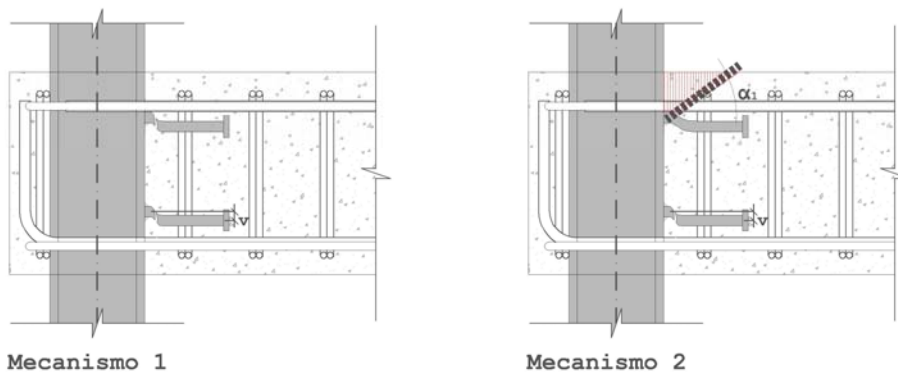


Figura 3. Posibles modos de fallo de unión en esquina

2.2.2. Uniones interiores

En estas uniones los momentos m_2 y m_3 , (debidos a la excentricidad de entrada del cortante en el pilar) son resistidos por el armado de la viga, y de forma simplificada no son considerados en el cálculo de los pernos. El momento flector existente por la continuidad de la viga favorece la resistencia frente a cortante ya que, el rozamiento aumenta considerablemente al comprimir el hormigón contra el perfil, pero según lo expuesto posteriormente la consideración en el cálculo de este efecto no parece recomendable. Con estas premisas y bajo la hipotética ausencia de rozamiento, los mecanismos de colapso posibles resultan ser: rotura del acero de los pernos por agotamiento de su capacidad resistente a cortante (mecanismo 1 de figura 4) o agotamiento de la resistencia del acero de los pernos inferiores y del hormigón adyacente a los pernos superiores (mecanismo 2 de figura 4).

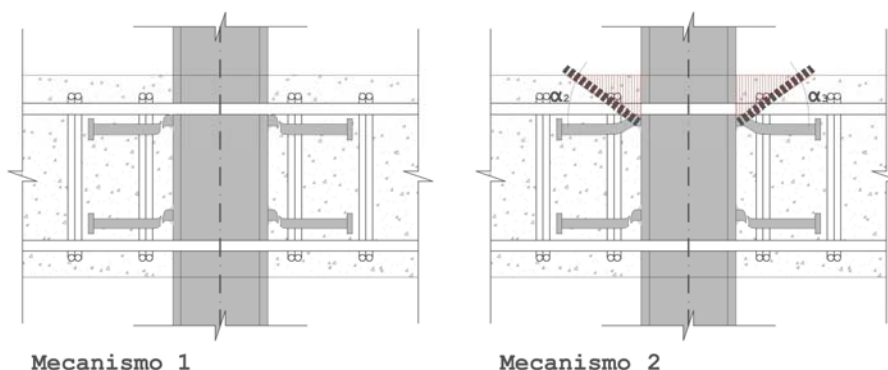


Figura 4. Posibles modos de fallo de unión central

Para el cálculo de cada modo de fallo basta aplicar una de las formulaciones normativas anteriormente expuestas, hallar $V_{s,Rd}$ y $V_{c,Rd}$ según el caso, y comparar con las solicitaciones del nudo de modo que $V_{Rd} / V_{Sd} \geq 1$. En un cálculo más minucioso se pueden incorporar los momentos m_i , al descomponerlos en un par de fuerzas, e incorporarlos parcialmente como tracción y

compresión adicional en los pernos superiores e inferiores respectivamente, en proporción a la fracción de inercia (en relación a la fibra neutra) de los pernos superiores respecto de la de la armadura de negativos. Parece razonable, por razones tanto económicas como constructivas, que la resistencia frente a estos momentos se confíe a la viga de hormigón y a la correspondiente continuidad de las armaduras longitudinales, sin involucrar a los pernos. En caso de considerarse afectados los pernos hay que tener en cuenta la interacción de esfuerzos V_i / N_i de acuerdo al ACI.

En cuanto al esquema estático global, los pilares se analizan exentos de flexiones acorde al modelo planteado en 2.1, pero se recomienda incorporar los diferentes m_i para su dimensionado (sin acumular los de plantas sucesivas, merced a la existencia de arriostrados). Posiblemente esta incorporación pueda resultar conservadora, especialmente en los pilares interiores (donde la omisión del efecto del rozamiento en el diseño de la unión hace que ésta tenga una reserva resistente capaz de absorber eventualmente los incrementos de sollicitación necesarios para "centrar" la reacción a centro de pilar), pero se considera adecuada.

3. Investigación experimental

Los pernos conectores son habituales en el campo de la construcción. Su funcionamiento mecánico está muy contrastado en pilares, vigas y forjados mixtos de hormigón y acero, pero no así en las uniones. Por ello se planteó la ejecución de una campaña experimental de ensayos. Con ella se puede estudiar el comportamiento real de los nudos, reproduciendo un modelo clásico de subestructura de pórticos regulares en edificación.

No existen ensayos normalizados para este tipo de uniones. Los ensayos push-out expuestos y especificados en el eurocódigo 4 [1] cuantifican el esfuerzo rasante resistente en forjados mixtos, pero no la transmisión de cortante en los nudos, interés principal de esta investigación. El objetivo de la investigación experimental es tratar de caracterizar el comportamiento de la unión de forjados de hormigón armado a soportes metálicos mediante pernos conectores. Puesto que la sollicitación de mayor influencia en la investigación es el cortante, la forma y dimensiones de las probetas vienen determinadas por él.

3.1. Ensayos realizados

3.1.1. Ensayos de uniones laterales

Se ha realizado el ensayo de dos nudos *A* y *B* incorporados en una misma viga para la economización de probetas. Los ensayos se han realizado cambiando los ejes de aplicación de la carga y los apoyos para cada nudo, tal como se muestra en la figura 5.

El primer ensayo, *nudo A* de figura 5 está formado por cuatro pernos (2 superiores y 2 inferiores) de dimensiones 100Ø10, menor que el mínimo 125Ø16 exigido para obtener una menor resistencia que facilite el ensayo. A fin de obtener la resistencia "pura" frente a cortante, sin influencia de los momentos producidos por las excentricidades de entrada de carga, se ha dispuesto el eje de apoyo en la cara de contacto entre el perfil y los pernos conectores. Para evitar la influencia del rozamiento, que aumentaría la resistencia de la unión, se ha dispuesto una lámina de teflón de $e=5mm$ en la cara de contacto entre el perfil y la viga.

El segundo ensayo, *nudo B* de de la figura 5, esta formado por dos pernos inferiores de dimensiones 125Ø16, a pesar del criterio escogido anteriormente de no utilizar menos de cuatro pernos por uniones extrema, en aras de reducir la resistencia de la unión para facilitar su rotura.

En este nudo se han incluido los efectos de un momento mayor al que se vería sometido en una edificación con el fin de estudiar el comportamiento de la interacción entre el esfuerzo cortante y el momento flector. En este *nudo B* no se ha eliminado el rozamiento ya que el perfil resulta perimetralmente embebido en hormigón. Las dimensiones y disposición de la probeta de los ensayos A y B se pueden observar en la figura 5.

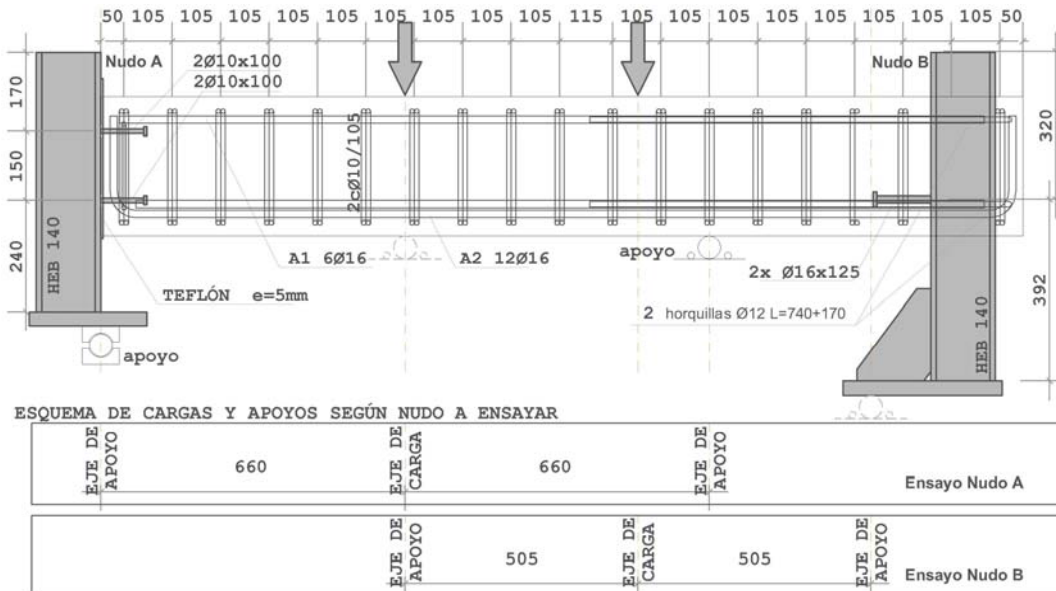


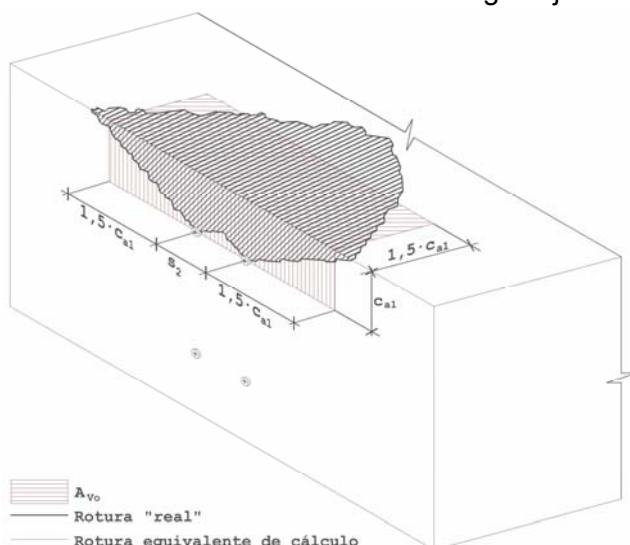
Figura 5. Sección de probeta de ensayo de nudos exteriores simplificados A y B

En el *nudo A* se ha obtenido una fuerza de rotura en el pórtico de carga de 134,2kN, lo que equivale a una resistencia del nudo de 67,1kN. La rotura se ha producido por el agotamiento de la resistencia del acero de los pernos inferiores y por el desprendimiento del hormigón situado sobre los pernos superiores, tal como muestra el mecanismo 2 de la figura 3.

En las previsiones de carga según el ACI hay que adoptar el valor mínimo obtenido en las ecuaciones (3) y (4). Dadas las dimensiones:

- Separación horizontal entre pernos $s_2 = 70\text{mm}$;
- Distancia del perno superior al borde: $c_{a1} = 75\text{mm}$
- Dimensiones de pernos: $n = 4$; $\phi = 10\text{mm}$; $L = 100\text{mm}$ y $h_{ef} = 92,9\text{mm}$

Al introducir los datos en unidades anglosajonas:



$$A_{Vo} = 2 \cdot (1,5c_{a1}) \cdot (1,5c_{a1})$$

$$A_{Vc} = [2 \cdot (1,5c_{a1}) + s_2] \cdot 1,5c_{a1}$$

$$\psi_{ec,V} = 1$$

$$\psi_{ed,V} = 1$$

$$\psi_{h,V} = 1$$

$$\psi_{c,V} = 1,2$$

$$V_b = \left[8 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{\phi} \right)^{0,2} \cdot \sqrt{\phi} \right] \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (c_{a1})^{1,5}$$

$$\lambda = 1$$

Figura 6. Dimensiones para cálculo de pernos por agotamiento de resistencia del hormigón.

Al sustituir y convertir el resultado al sistema internacional se obtienen los valores $V_{c,Rd} = 67,07 kN$ y $V_{s,Rd} = 70,68 kN$. Los resultados indican que los valores de rotura de los pernos inferiores y los de los superiores son muy cercanos. El cálculo mediante el ACI muestra una excelente predicción, eso sí, en condiciones de rozamiento coaccionado.

Si se consideran los pernos de dimensiones $125\phi 16$ en el cálculo, que serán los recomendados a aplicar en uniones mixtas, se obtienen unos valores de $V_{c,Rd} = 80,8 kN$ y $V_{s,Rd} = 180,9 kN$. Como resultado se observa que el fallo estaría limitado por la resistencia del hormigón. El valor $V_{c,Rd}$ se ve ligeramente incrementado respecto al cálculo del ensayo A debido al aumento de la longitud del perno h_{ef} . La resistencia $V_{s,Rd}$ aumenta en la misma proporción en que se incrementa el área de la sección de los pernos.

En el ensayo B ha obtenido una rotura en gato de $980 kN$, lo que equivale a una resistencia del nudo de, al menos, $490 kN$. La rotura se ha producido por agotamiento de la resistencia del pilar y no de la unión, debido a una extraordinaria aportación de resistencia por rozamiento.

El cálculo de la resistencia de los pernos de la unión se ha realizado sin considerar el momento debido a la excentricidad en el apoyo. Este momento se plantea sea resistido por las horquillas metálicas. Con este planteamiento y sin tener en cuenta el rozamiento, se han sustituido los nuevos datos en las ecuaciones (3) y (4), dadas las dimensiones:

- Separación horizontal entre pernos: $s_2 = 70 mm$
- Distancia del perno superior al borde: $c_{a1} = 225 mm$
- Dimensiones de pernos: $n = 2$; $\phi = 16 mm$; $L = 125 mm$ y $h_{ef} = 117,9 mm$

Al sustituir, con igual procedimiento que el caso anterior, resulta:

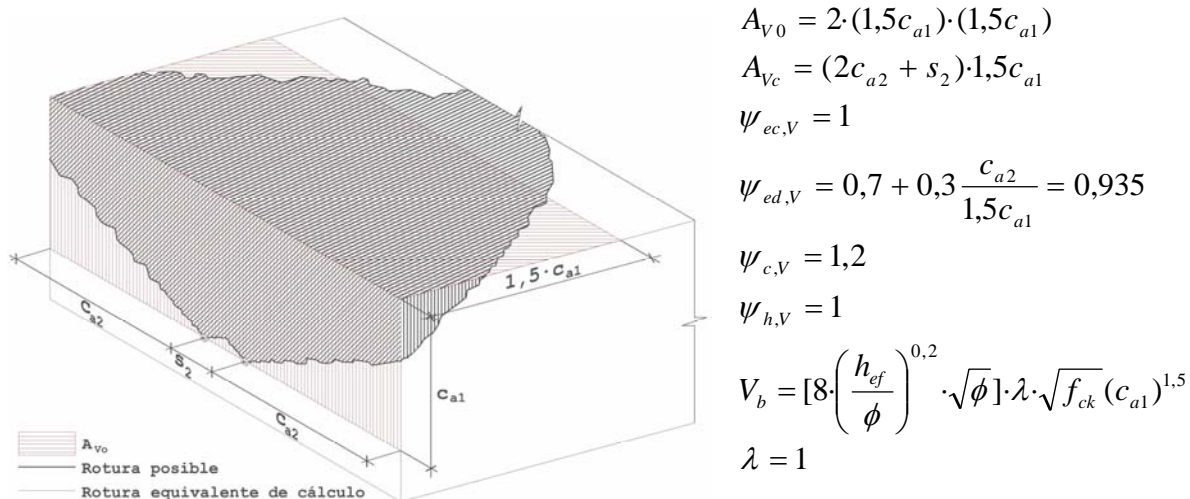


Figura 7. Dimensiones para cálculo de pernos por agotamiento de resistencia del hormigón.

De este modo se obtienen las resistencias $V_{c,Rd} = 133,2 kN$ y $V_{s,Rd} = 180,9 kN$. Según estos resultados la rotura se produciría por agotamiento de la capacidad resistente del hormigón. Este fallo es inviable dada la gran cantidad de armado, tanto de negativos como de cortante, que atraviesan las líneas de rotura expuestas por el ACI e impiden que la rotura se produzca. Se trata por lo tanto de un cálculo excesivamente conservador como muestran los resultados.

Sí se puede adoptar el valor $V_{s,Rd}$ que, a pesar de tratarse de un cálculo conservador, no incluye la gran resistencia que aporta el rozamiento. Así se superan las solicitaciones habituales en las estructuras de vivienda expuestas al inicio del artículo y para las que están planteadas estas uniones mixtas mediante pernos conectores.

3.1.2. Ensayos de uniones centrales

Para la realización de los ensayos de los nudos centrales se ha optado por fabricar las probetas formadas por vigas de hormigón armado en las que se incorpora un pilar metálico central, ambos solidarizados mediante pernos conectores (figura 8). Para su ensayo la viga se biapoya y se carga en el perfil situado en su centro. Dicha carga debe interpretarse como el incremento del axil que se produce en el soporte de una estructura de edificación debido al cortante del forjado correspondiente, si bien el sentido se ha invertido.

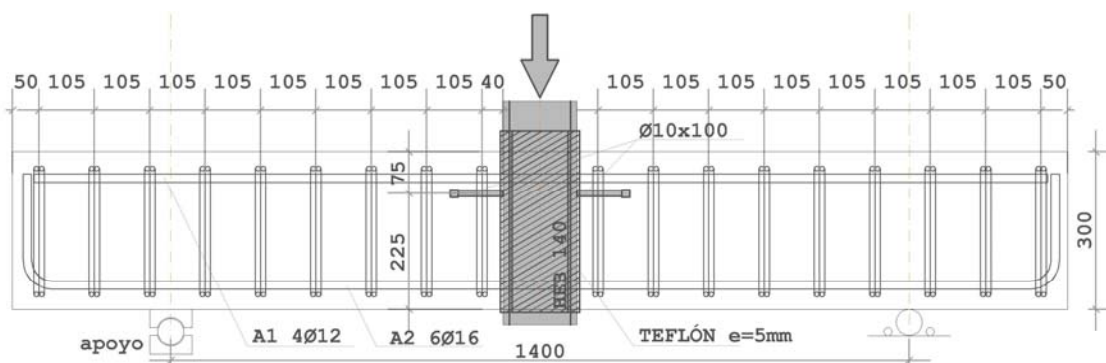


Figura 8. Probeta de ensayo de nudo C (con teflón) y D (sin teflón)

Se han realizado dos ensayos con la misma disposición de 4 pernos conectores de $100\text{Ø}10$, donde en uno de ellos (*Ensayo C*) se ha rodeado el pilar con una lámina de teflón con el fin de evitar el rozamiento entre pilar y hormigón (figura 8). En el otro (*Ensayo D*) el rozamiento no ha sido impedido con el fin de contrastar la resistencia añadida que éste supone.

La resistencia prevista de la unión por agotamiento de la capacidad resistente del acero de los pernos, acorde a los cálculos anteriores mediante el ACI, es de $V_{s,Rd} = 141,4\text{kN}$.

El resultado de los ensayos ha sido la obtención de una resistencia del *nudo C* de $168,9\text{kN}$, un 16% superior a la carga esperada, y una resistencia del *nudo D* de más de 896kN . No se ha podido alcanzar la rotura ya que el fallo se ha producido por agotamiento de la capacidad de flexión de la viga, pese a haberse situado $6\text{Ø}16$ como armadura de tracción y $4\text{Ø}12$ como armadura de compresión. Este resultado muestra el gran margen de seguridad que aporta el rozamiento para uniones a soportes en los que existen flexiones de continuidad de la viga

Si el mismo cálculo anterior se repite en las uniones planteadas (4 pernos superiores y 4 inferiores todos ellos de $\phi = 16\text{mm}$) y se continúan considerando únicamente los cuatro inferiores en cálculo (superiores en el caso de las probetas dada su inversión) se obtiene una resistencia de $361,9\text{kN}$. Este resultado supera en más de un 30% las mayores solicitaciones típicas de cortante en el ámbito de las estructuras de edificación de vivienda planteadas anteriormente.

Conclusiones

Los resultados del nudo lateral “sin rozamiento” (*ensayo A*) muestran una excelente concordancia con la predicción mediante de la formulación del ACI de la resistencia de la unión, debiendo

puntualizarse que en el ensayo se había eliminado prácticamente el rozamiento mediante la lámina de teflón interpuesta entre hormigón y acero.

Los resultados del nudo lateral “con rozamiento” (*ensayo B*) reflejan una discrepancia con la carga obtenida analíticamente con la formulación del ACI. El valor obtenido con la fórmula (4) da como resultado una rotura producida por el agotamiento de la capacidad resistente del hormigón. Se trata de un modo de fallo imposible, dada la cantidad de armado que cose la línea de rotura propuesta por el ACI. Sí se puede tomar como válida la formulación referente a la resistencia del acero que, aunque conservadora en este caso, puede estimar de forma adecuada el cortante resistente. En general, aunque los valores obtenidos de forma experimental llegan a ser extraordinariamente superiores a los teóricos cuando aparecen fuerzas de rozamiento importantes entre pilar y hormigón, no conviene tener éstas en cuenta en el proyecto de uniones: por un lado la fiabilidad de un cierto coeficiente de rozamiento es muy discutible sin especificar tratamientos adecuados de las superficies en contacto, lo cual desvirtuaría la sencillez de ejecución que se persigue; esto podría salvarse adoptando un valor reducido, del orden de 0,2 (valor similar al propuesto en *CTE-DB-SE-A/8.8.1.6* para una situación de proyecto análoga). Pero en nuestro caso se agrega la incertidumbre acerca del valor de la componente normal de la fuerza entre la superficie metálica y de hormigón, que puede verse muy afectada no sólo por alternancias de las sollicitaciones, relaciones de rigidez entre piezas, etc., sino también por eventuales defectos locales de ejecución (considérese por ejemplo una posible coquera local que, si afectar más que a una parte pequeña del ancho total de la pieza de hormigón, tuviera no obstante una incidencia negativa apreciable en la zona de contacto del bloque comprimido con el perfil del soporte). Cabe destacar que el cálculo mediante el ACI, aunque conservador, aporta resistencias del orden de vez y media superiores a las sollicitaciones habituales en estructuras de vivienda.

Los márgenes de seguridad reales se ponen de manifiesto especialmente en los resultados de los ensayos de nudos centrales (*probetas C y D*), debido a la gran influencia del rozamiento en dicho tipo de uniones. Así, el resultado del ensayo realizado en uniones centrales sin eliminación del rozamiento alcanza una resistencia experimental del orden de tres veces y media superior a las sollicitaciones convencionales en edificaciones destinadas a vivienda, incluso con diámetros de conectadores menores que los mínimos considerados por la normativa europea.

La unión estudiada puede considerarse, por tanto, en espera de un mayor desarrollo teórico y experimental que debe incluir necesariamente las cuestiones de inspección y control de calidad de ejecución, una excelente candidata a sustituir otras uniones habituales en esta tipología mixta en edificación.

Referencias

- [1] EN 1994-1-1:2004. Eurocode 4. *Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General. Common rules and rules for buildings*. 2004
- [2] ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete. Appendix D*. American Concrete Institute. ACI págs. 409-437. 2008.
- [3] Deutsches Institut für Bautechnik. *European technical approval. ETA-03/0041*. European Organisation for Technical Approvals, page 30, 2008.
- [4] VELANDO C., GARCÍA J.I., ORTIZ J., CERVERA J., AZNAR A., GARCÍA E. *Conexión de forjados de hormigón a soportes metálicos*. Comunicaciones de Congreso Internacional ACHE. 2008