

# Patología en estructuras resueltas con elementos prefabricados de hormigón

## *Pathology in structures built with precast concrete members*

Miguel Ángel Liébana Ramos<sup>a,\*</sup> y Ramón Álvarez Cabal<sup>b</sup>

<sup>a</sup> Ingeniero Industrial, INTEMAC S.A., Madrid, España

<sup>b</sup> Dr. Ingeniero Industrial; INTEMAC S.A.; Universidad Politécnica de Madrid; E.T.S. de Ingenieros Industriales, Madrid, España

Recibido el 9 de mayo de 2017; aceptado el 7 de julio de 2017

### RESUMEN

En este trabajo se exponen, a través de ejemplos y casos reales, algunos de los problemas más frecuentes en estructuras resueltas con elementos prefabricados de hormigón. Estos problemas suelen estar asociados a una infravaloración de las tolerancias de fabricación y montaje durante la fase de proyecto, así como a la ausencia de arriostramientos o mecanismos de anclaje que garanticen su estabilidad frente a acciones horizontales.

Adicionalmente, se reflexiona sobre las exigencias de la normativa vigente y los procedimientos de calidad que se aplican en este tipo de elementos, que parecen no estar resultando totalmente eficaces.

© 2019 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Estructuras prefabricadas; Patología; Tolerancias; Unión

### ABSTRACT

Some of the most common problems in precast concrete structures are shown in this work, through examples and real situations. These problems are associated with an underestimation of the manufacturing and assembly tolerances during the design phase, as well as, with a lack of bracing or anchoring mechanisms to ensure its stability against horizontal actions. Additionally, the requirements of current standards and quality procedures that apply to this type of elements have been examined, which in our opinion are not being enough effective.

© 2019 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Precast structures; Pathology; Tolerances; Connections

## I ANTECEDENTES

A lo largo de los últimos años se ha hecho habitual el uso de elementos prefabricados en la construcción, principalmente por las ventajas que este tipo de estructuras aporta: disminución de plazos de construcción, menor coste de ejecución por el grado de industrialización alcanzable, fácil especialización del personal, etc.

El objeto de este trabajo es poner de manifiesto algunos

problemas que aparecen reiteradamente en la construcción de este tipo de estructuras, tanto en la fase de proyecto como en su montaje y posterior puesta en uso. De forma ilustrativa, se exponen diversos ejemplos representativos de las patologías más comunes.

Los ejemplos que en este artículo se describen han sido extraídos de estudios de patología desarrollados por INTEMAC. Las fotografías y ejemplos que recogemos corresponden a ocho estudios realizados por INTEMAC y elegidos como representativos de patologías en construcciones con elementos prefabricados.

\* Autor para correspondencia.  
Correo electrónico: [maliebana@intemac.es](mailto:maliebana@intemac.es) (M.Á. Liébana Ramos).

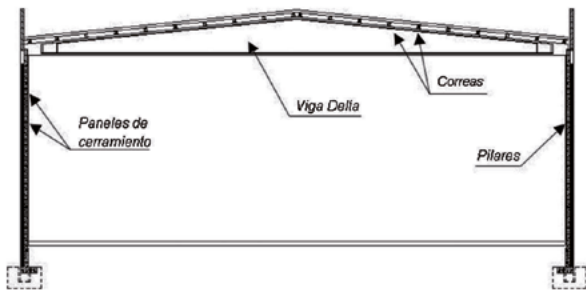


Figura 1. Esquema estructural tipo.



Figura 2. Vista de la estructura de una nave de uso industrial con elementos prefabricados.

## 2. ESTABILIDAD LATERAL EN ELEMENTOS HORIZONTALES

En diferentes trabajos realizados por INTEMAC, tanto en rehabilitación como en patología y en control de proyecto, se ha constatado un gran número de problemas relacionados con la estabilidad lateral de elementos estructurales horizontales.

En el caso de las estructuras de edificación, estas adoptan una configuración estructural muy común, formada por pórticos planos compuestos por vigas de canto variable, denominadas «vigas delta», que apoyan directamente en los pilares perimetrales y sobre las que se disponen las correas. Todos estos elementos son prefabricados. Las luces de las vigas delta alcanzan los 25 o 30 m, mientras que las de las correas pueden alcanzar fácilmente los 10 m. Estas estructuras se caracterizan adicionalmente por la ausencia de arrios-

tramientos entre pórticos o de mecanismos que garanticen la estabilidad lateral de las vigas y correas, la cual queda confiada a la colocación final del material de cobertura, pero que en muchos casos se encuentra en una precaria situación durante el montaje.

En las figuras 1 y 2 se representa una sección transversal y una fotografía donde se muestra la configuración estructural de este tipo de edificios.

El apoyo de las vigas en los pilares puede presentar diversas configuraciones [1,2], si bien son habituales dos esquemas: apoyo de soporte recto o apoyo de soporte con velo. Las dos tipologías mencionadas pueden verse en la figura 3a,b.

- *Apoyo de soporte recto.* Se caracteriza por la disposición de barras corrugadas o varillas roscadas en los pilares, a modo de esperas, que se introducen en unos pasatubos que presentan las vigas y que se rellenan con mortero en el montaje. Para evitar el contacto directo de la viga con el pilar

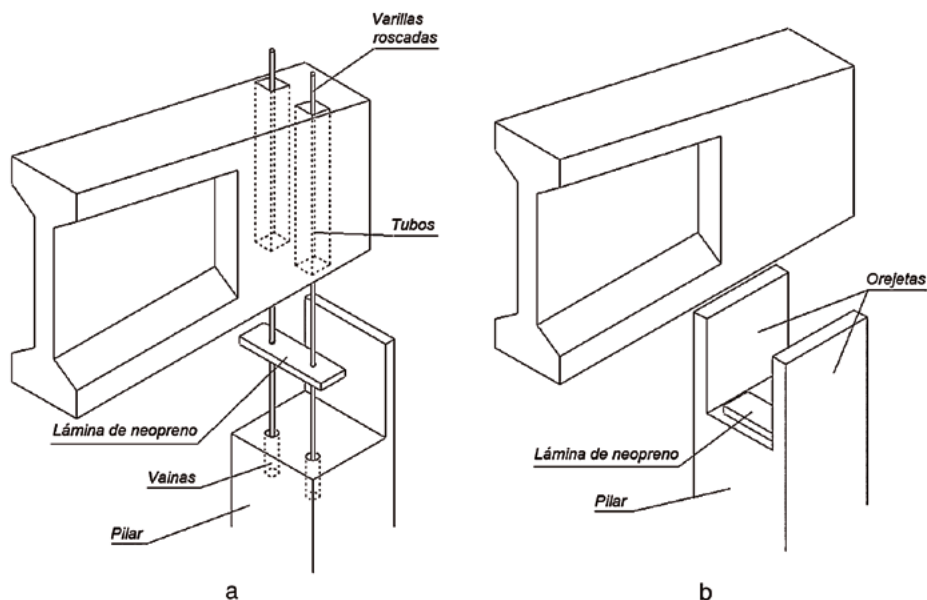


Figura 3. Configuraciones de apoyo de vigas en pilares.

suelen disponerse láminas de neopreno, pero es habitual encontrar apoyos directos, «a hueso».

- *Apoyo de soporte con velo.* En este caso se disponen dos orejetas de hormigón armado en las caras opuestas en los pilares. Suelen ser de pequeño espesor (entre 6-10 cm) y permiten apoyar directamente las vigas en la cabeza de los pilares, dejando una pequeña holgura con las vigas cuyo objeto es facilitar el montaje. Al igual que en el caso anterior, es habitual la disposición de un neopreno en el apoyo.

### 2.1. Apoyo de soporte recto

Analizando el apoyo de vigas en pilares mediante la configuración de soporte recto mostrada en la figura 3a), donde se disponen tubos verticales a través de los cuales se insertan barras corrugadas o varillas roscadas, se puede identificar un problema relacionado con las tolerancias de fabricación y montaje (fig. 4).

La Instrucción EHE-08, en su anejo n.º 11, establece las desviaciones admisibles para elementos prefabricados, que a modo de resumen se exponen a continuación:

- a) Tolerancia de fabricación en relación a la longitud de la pieza, L:

$$\pm 0,001 L$$

- b) Tolerancia de fabricación. Dimensiones transversales, D:

$$D \leq 150 \text{ mm} \quad \pm 3 \text{ mm}$$

$$150 \text{ mm} < D \leq 500 \text{ mm} \quad \pm 5 \text{ mm}$$

$$500 \text{ mm} < D \leq 1.000 \text{ mm} \quad \pm 6 \text{ mm}$$

$$D > 1.000 \text{ mm} \quad \pm 10 \text{ mm}$$

- c) Tolerancia de montaje. Desviaciones respecto a la vertical en líneas y superficies en general ( $\Delta$  en mm para H en m)

$$H \leq 6 \text{ m} \quad \Delta = \pm 24 \text{ mm}$$

$$6 \text{ m} < H \leq 30 \text{ m} \quad \Delta = \pm 4 H \quad < \pm 50 \text{ mm}$$

$$H \geq 30 \text{ m} \quad \Delta = \pm 5H/3 \quad < \pm 150 \text{ mm}$$

- d) Tolerancia de montaje. Desviaciones laterales

$$\text{Piezas en general} \quad \Delta = \pm 24 \text{ mm}$$

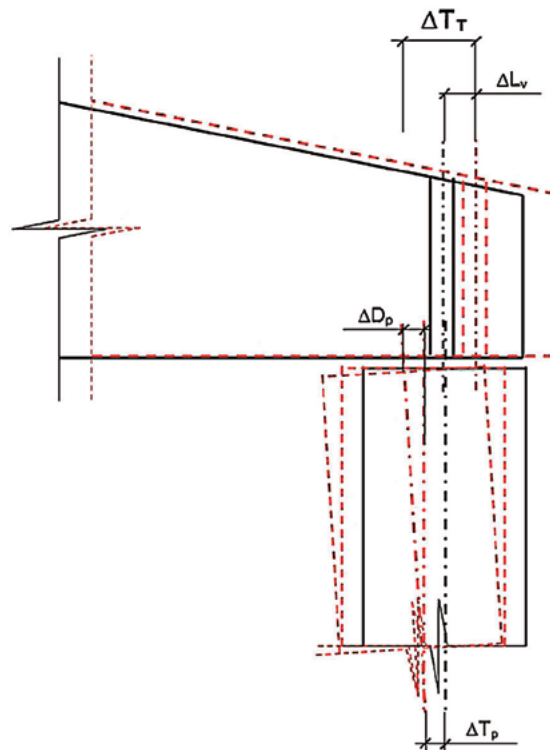


Figura 4. Esquema de tolerancias.

Adoptando como ejemplo un caso habitual: una nave industrial formada por pórticos planos con vigas prefabricadas de Figura 4. Esquema de tolerancias. canto variable (vigas delta) de 30 m de luz, que apoyan directamente en la cabeza de los pilares de  $50 \times 50 \text{ cm}^2$  y 9 m de altura. De acuerdo con la configuración estructural de estos pórticos y las exigencias de la Instrucción EHE-08, el proyecto debería considerar para este ejemplo una tolerancia longitudinal de fabricación en las vigas  $\Delta L_v = \pm 30 \text{ mm}$ , una tolerancia transversal  $\Delta T_p = \pm 5 \text{ mm}$  en los pilares y una desviación de montaje respecto a la vertical del pilar  $\Delta D_p = \pm 36 \text{ mm}$ .

Sumando estas tolerancias y siguiendo el esquema mostrado en la figura 4, se obtiene un valor de 71 mm, valor



Figura 5. Problemas asociados a desviaciones por tolerancias.

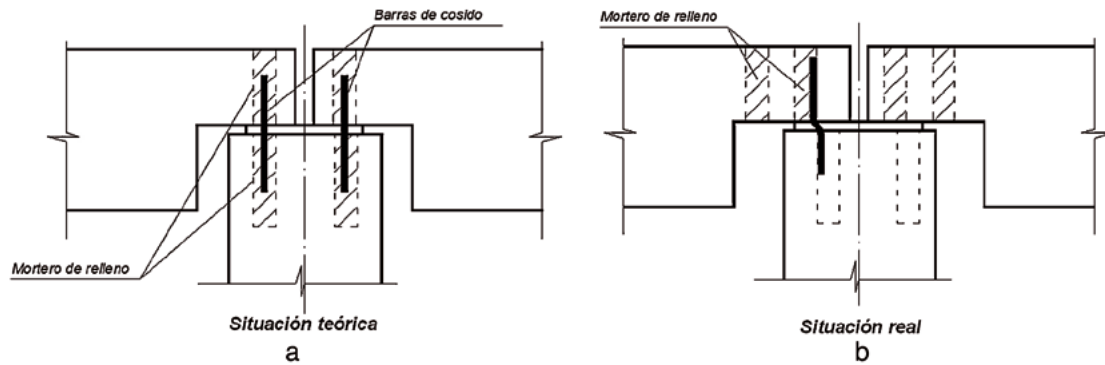


Figura 6. Defectos de apoyos como consecuencia de las tolerancias de fabricación y montaje.

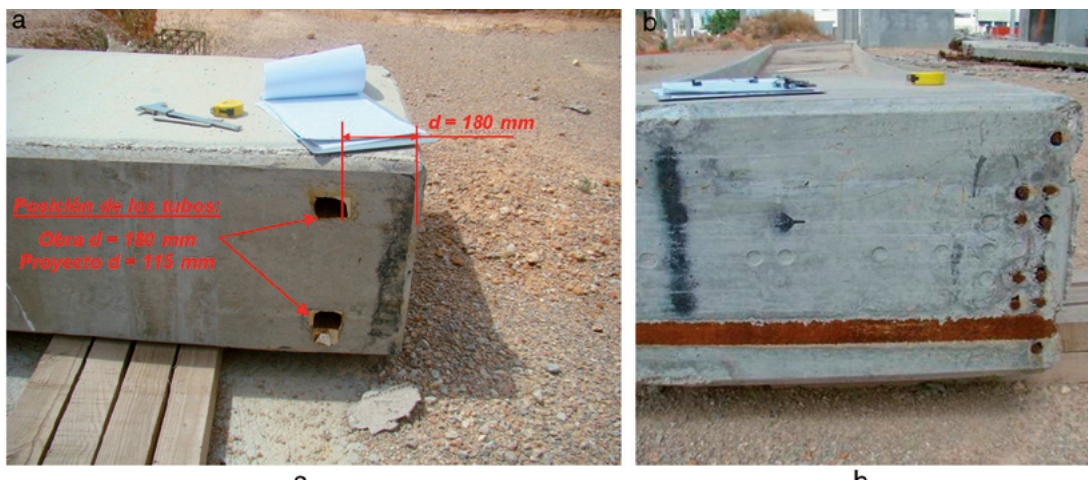


Figura 7. Problemas de montaje en apoyos de soporte recto.

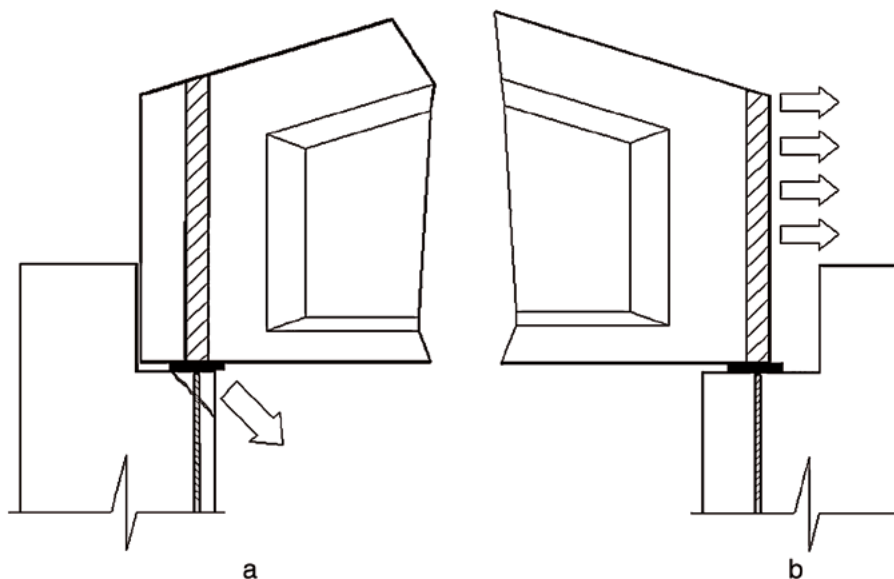


Figura 8. Desviaciones habituales en pasatubos.

que exige para los pasatubos una dimensión mínima en dirección longitudinal de, al menos, 14 cm. Sin embargo, los pasatubos en este tipo de elementos no suelen presentar dimensiones superiores a 8 cm, es decir, prácticamente la mitad de lo exigido.

A esta situación debe añadirse que en muchas ocasiones resulta complicado ajustar la posición de los pasatubos, incluso en elementos que se ajustan a las tolerancias de fabricación, como consecuencia de los efectos de retracción y fluencia que se producen en el hormigón. Estos efectos generan

acortamientos en las vigas, proporcionales a su longitud, que pueden desalinear la posición de los pasatubos, o en su caso las barras que se disponen a modo de esperas.

Podría pensarse que estas valoraciones son exageradas, pero la realidad ha demostrado lo contrario: este tipo de unión no es, en general, capaz de absorber las desviaciones de fabricación y montaje. En la [figura 5](#) se muestra el caso del desplome de un frente de una nave industrial, donde se pudo observar como las vigas apoyaban solo de forma parcial sobre los pilares por el efecto de las tolerancias de fabricación y montaje. Esta situación produjo que no coincidiera la posición de los pasatubos entre viga y pilar y que las barras de conexión previstas no cosieran la junta en el apoyo.

La [figura 5](#) muestra cómo solamente en alguna de las vainas previstas fue posible insertar la barra que cosía la junta (que tuvo que ser doblada), esfuerzo inútil porque, como se puede observar en la misma fotografía, el mortero de relleno no se introdujo en la vaina del pilar impidiendo el anclaje efectivo de la barra.

La [figura 5](#) muestra la situación en otro de los pilares de la obra. Se puede apreciar como las vainas de cabeza del pilar quedan incluso fuera de la proyección de la viga en planta.

En las [figuras 7 y 8](#) se muestra el ejemplo de otro caso similar. Como se aprecia, los tubos donde se insertan las barras procedentes de la cabeza de los pilares se encontraban en unos casos ([figs. 7b y 8b](#)) enrasados con el extremo de las vigas, sin recubrimiento alguno ([fig. 7](#)). En otros casos existían desviaciones de hasta 65 mm hacia el interior de las vigas, respecto a las prescripciones de proyecto ([figs. 7a y 8a](#)). Estas desviaciones eran superiores incluso a la dimensión de los tubos, cuyo valor en la dirección del desplazamiento era de 60 mm, por lo que resultaba imposible disponer en su interior de los tubos las barras de conexión entre las vigas y los pilares.

Estas desviaciones en la posición de los tubos como consecuencia de las tolerancias puede producir también que el apoyo de las vigas se realice en el borde de la cabeza del pilar (véase la [fig. 8a](#)) desplazando la reacción y haciendo que esta se concentre en una superficie muy reducida, situación que produce la rotura o el descantillado del hormigón en la zona de apoyo, como más adelante se comenta. En el caso de que los tubos se encuentren enrasados con la cabeza de las vigas, sin apenas recubrimiento, se produce el arrancamiento del tubo y, por tanto, el fallo del apoyo.

En definitiva, el sistema de apoyo de soporte recto que se define en la [figura 3a](#), de acuerdo a las dimensiones de los tubos que suelen proyectarse, no está concebido para absorber las tolerancias de fabricación y montaje que se producen en los elementos prefabricados, por lo que no pueden presentar capacidad alguna para garantizar la estabilidad de las vigas.

Incluso en el caso de que no existieran los problemas de tolerancias expuestos, debido a la que fabricación y montaje resultaran prácticamente «perfectos» —situación poco probable—, la resistencia a flexión de las barras y varillas que se introducen en los tubos es muy reducida, razón por la cual la unión no puede evitar el vuelco de las vigas.

## 2.2. Apoyo de soporte con velo

Si se analizan las tolerancias exigibles en un ejemplo similar al expuesto en el caso anterior, con las mismas dimensiones pero con una configuración de apoyo en velo, el diseño del apoyo

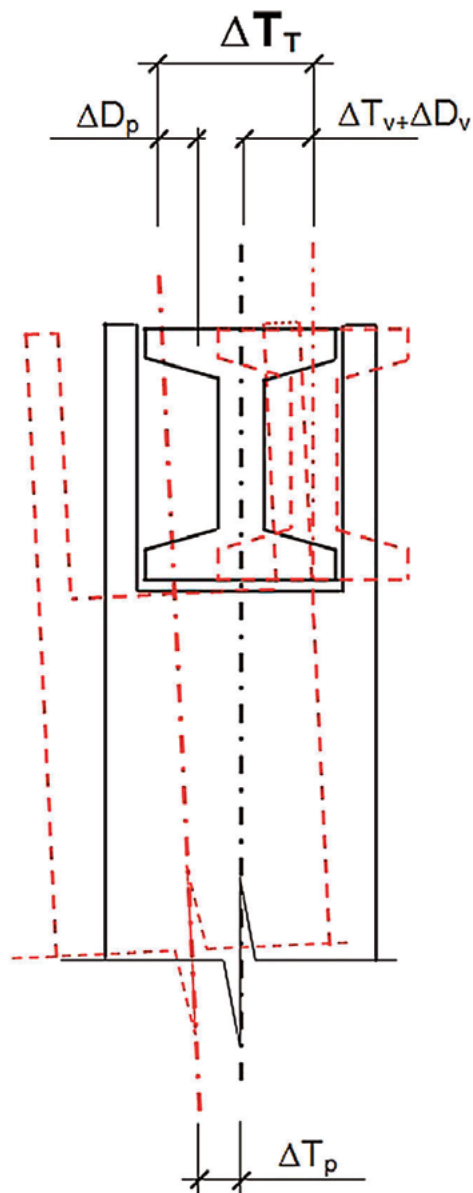


Figura 9. Esquema de tolerancias.

debería considerar una tolerancia transversal de fabricación en las vigas de  $\Delta T_v = \pm 5$  mm, así como desviación lateral de montaje de  $\Delta D_v = \pm 24$  mm. Los pilares, presentarían al igual que en el caso anterior una tolerancia transversal de fabricación  $\Delta T_p = \pm 5$  mm y una desviación respecto a la vertical  $\Delta D_p = \pm 36$  mm.

Sumando estas tolerancias, siguiendo en este caso el esquema de la [figura 9](#), se obtiene un valor «teórico» de 70 mm, es decir, el cajeado que se dispone en el pilar debería presentar 7 cm más de los teóricos para absorber las tolerancias. Sin embargo, las holguras «reales» entre las orejetas y las vigas, para facilitar el montaje, suelen presentar valores en torno a los 2 cm, incumpliendo esta condición. La exigencia de cumplir las tolerancias «teóricas» impide garantizar la estabilidad lateral de las vigas, ya que cuando el extremo de la viga llega a entrar en contacto con las orejetas, el centro de gravedad de las vigas, en el centro de vano, ya queda fuera del apoyo, por lo que este

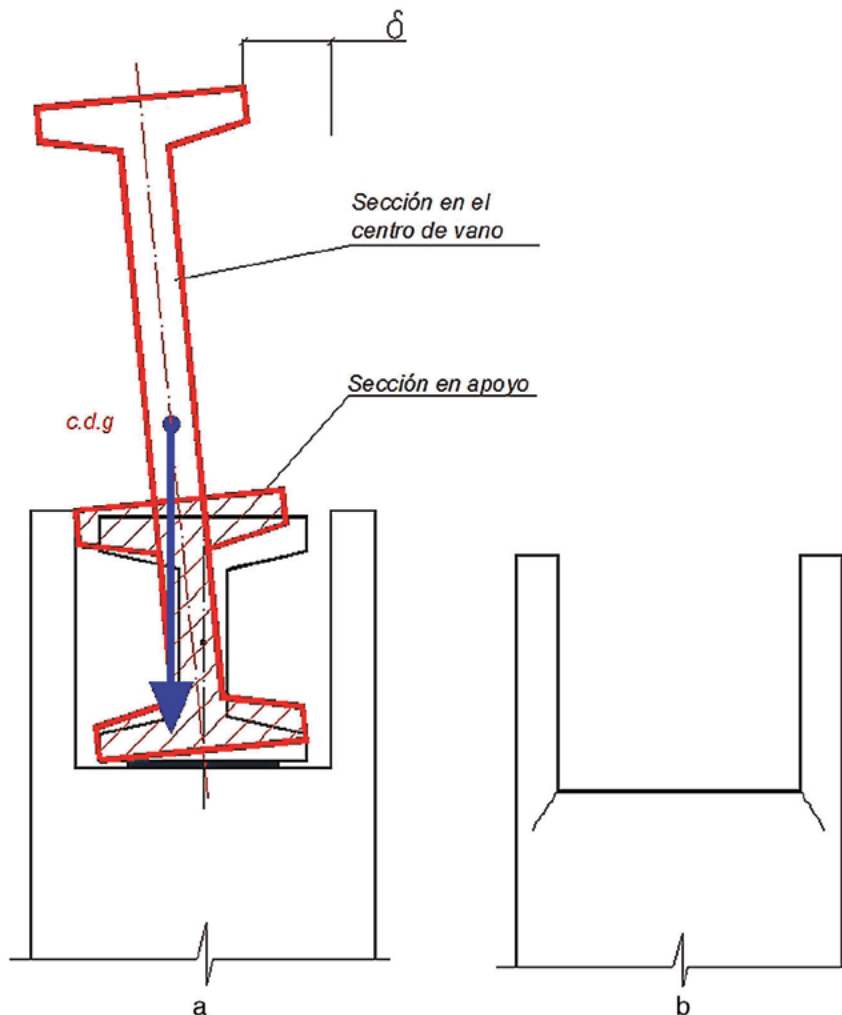


Figura 10. Esquema de fallos en orejetas.

sistema no impide el vuelco como sólido rígido de las vigas (fig. 10a).

En el caso que no llegase a ocurrir el mecanismo anterior, debido a que las holguras fueran menores, incumpliendo por tanto las exigencias de tolerancias, la resistencia a flexión de las orejetas es tan reducida que no puede aportar capacidad alguna para impedir el vuelco de las vigas, situación a la que debe añadirse que las reacciones que se producen en las orejetas se ven incrementadas por el efecto dinámico del vuelco de las vigas, dadas las holguras existentes, que, por pequeñas que sean, potencian dicho efecto.

En realidad, es habitual que cuando estas piezas llegan a obra el encuentro de las orejetas y la cabeza del pilar ya se encuentre fisurado (fig. 10b) como consecuencia de impactos durante la fase de transporte y la manipulación o, simplemente, al efecto de la retracción que se concentra en la entalla que se forma.

En definitiva, este sistema de apoyo existente en cabeza de los pilares incumple las tolerancias de fabricación y montaje exigibles y no impide el vuelco de las vigas, ya que la holgura entre la viga y las orejetas, y la ausencia de mecanismos esta-

bilizadores auxiliares, hace que estas resulten ineficaces a tal efecto.

En la figura 12 se muestra el fallo de las orejetas en dos casos diferentes y su ineficacia para absorber las desviaciones de montaje en el apoyo de las vigas sobre los pilares.

Además, el apoyo de las correas sobre las vigas no es capaz tampoco de transmitir momentos estabilizadores eficaces en la cabeza de las vigas que se opongan a estas, sino que más bien contribuyen a transmitir a través de las propias correas los desplazamientos en cabeza de las vigas de unas a otras, lo que justifica que el fallo de uno de estos apoyos suele llevar asociado el fallo sucesivo del resto.

Estas situaciones ponen de manifiesto que ante la ausencia de arriostramientos o mecanismos de anclaje auxiliares en las vigas delta, las configuraciones de apoyo que suelen disponerse hacen que estos elementos resulten muy sensibles ante cualquier acción horizontal (viento, acciones térmicas, acciones durante el montaje, impactos, etc.) o incluso a las propias tolerancias de colocación de las vigas. Estas circunstancias son suficientes para cuestionar la eficacia de estos sistemas de apoyo.



Figura 11. Vuelco en «vigas delta».

### 3. UNIONES EN ELEMENTOS PREFABRICADOS

Como se ha expuesto anteriormente, las estructuras prefabricadas de edificación se caracterizan por estar formadas por elementos horizontales (forjados, vigas) con un comportamiento claramente isostático, como consecuencia de las configuraciones de apoyo que se suelen disponer (ménsulas cortas, apoyos a media madera, macizos de apoyo, etc.). Esta configuración

exige un diseño y una ejecución de estas zonas de forma muy rigurosa, ya que un fallo de los mismos puede dar lugar a situaciones claras de inestabilidad que no pueden subsanarse mediante mecanismos alternativos en la estructura.

Por esta razón los apoyos suelen ser los puntos más conflictivos de las estructuras prefabricadas, y su diseño y su ejecución deben ser especialmente cuidados.

#### 3.1. Tensiones en apoyos

El diseño de estos elementos requiere la comprobación de las tensiones máximas en los mismos. Así, la Instrucción EHE-08 en el artículo 59.º expone los valores de tensiones máximas recomendados para apoyos entre elementos mediante la expresión siguiente:

$$\sigma_{ED} = \frac{N_d}{b_l a_l} \leq f_{Rd} \quad (1)$$

Adoptando como valor límite de  $f_{Rd}$  0,4 veces la resistencia de cálculo del mortero o elemento de nivelación intermedio, para una resistencia del hormigón de 30 MPa,  $\sigma_{ED}$  debe ser inferior a 8 MPa. En apoyos concentrados es habitual que no se cumplan estas exigencias.

Esta situación se suele producir en forjados con sección en «TT», como el que se muestra en la figura 13, que es habitual encontrar en cubiertas industriales o aparcamientos. Se fabrican con cantos entre 25 cm y 100 cm e interjes elevados, en torno a 150 cm. Estas piezas pueden alcanzar fácilmente los 30 m de luz y soportar cargas elevadas, en torno a 25 kN/m<sup>2</sup>.

El apoyo se suele materializar sobre las alas de vigas con sección de T invertida y las dimensiones de los apoyos no suelen ser superiores a 15 o 20 cm. Como las cargas y las luces son elevadas, lo son también las reacciones concentradas en los nervios de las piezas sobre las alas de las vigas, por lo que es habitual que las tensiones en estas zonas resulten muy elevadas, superando notablemente el límite  $f_{Rd}$ .

Además, como consecuencia de la reducidas dimensiones de los apoyos en las piezas en TT es habitual que no se

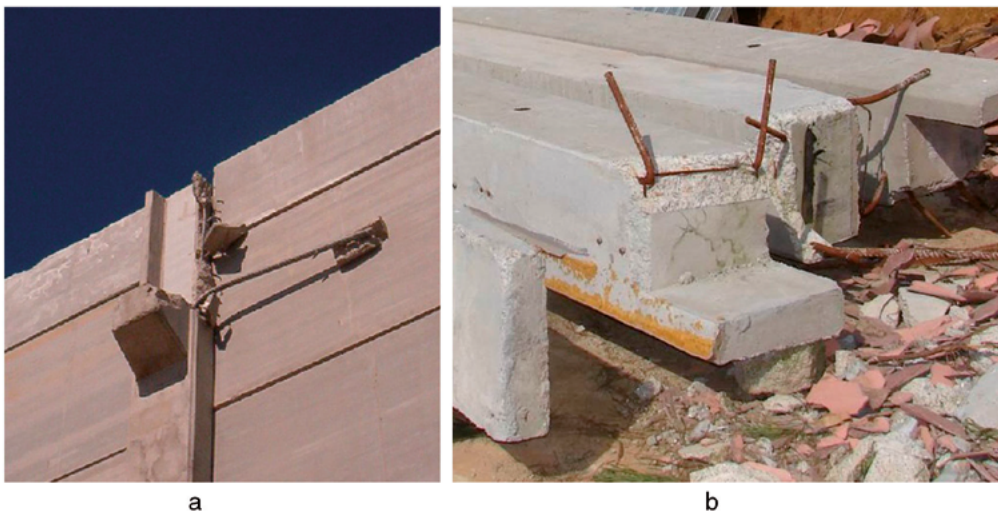


Figura 12. Fallo de orejetas en apoyos.

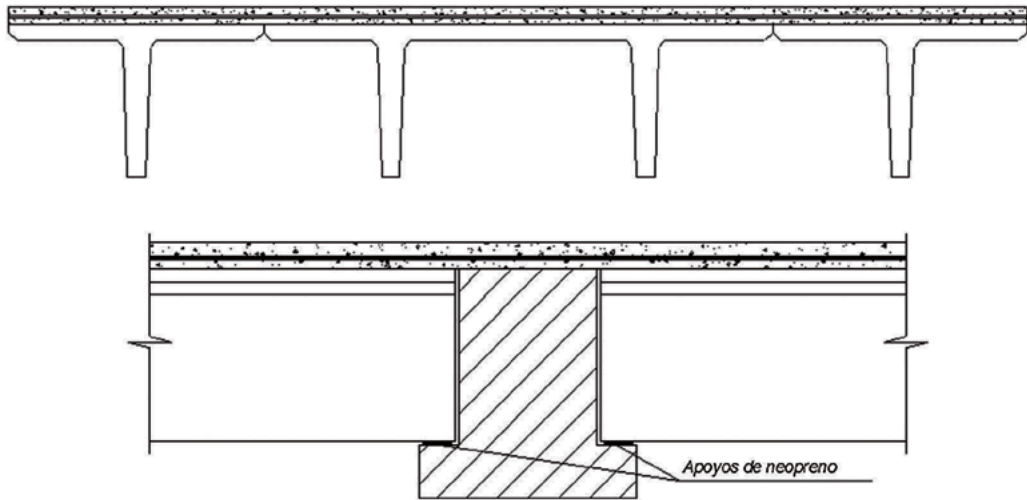


Figura 13. Esquema de forjados con secciones en «TT».

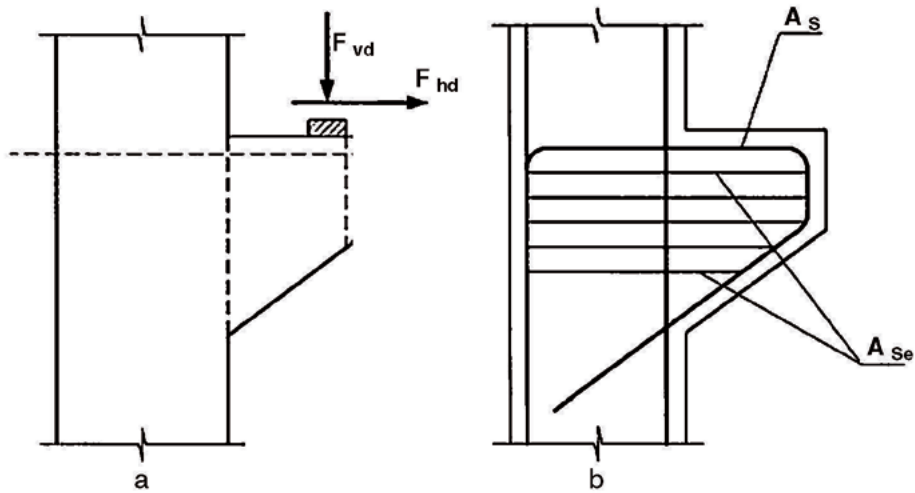


Figura 14. Esquema de solicitaciones y armado en ménsulas cortas.

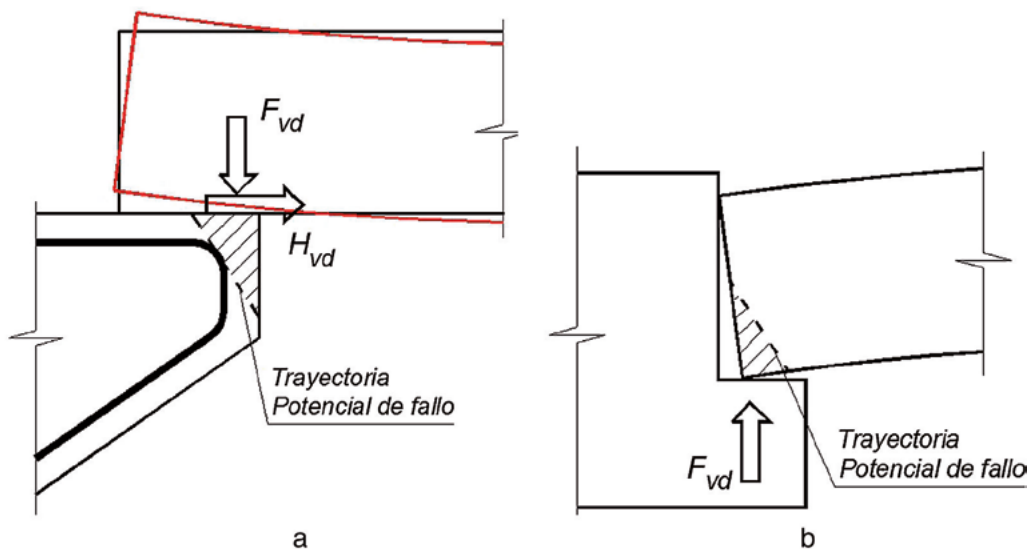


Figura 15. Mecanismo de fallo por descantillado en apoyos de elementos prefabricados.



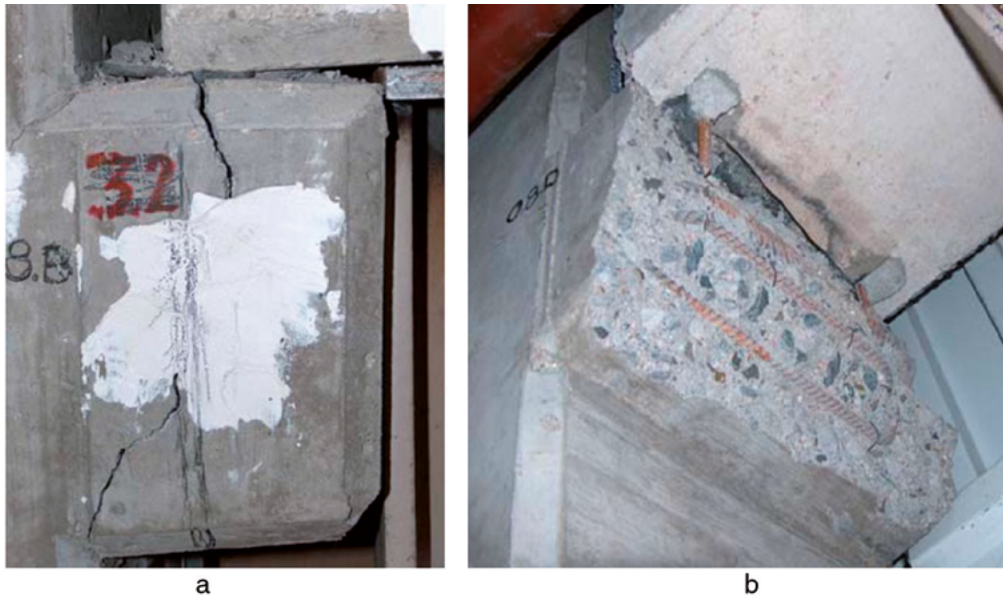


Figura 16. Ejemplo de fallos en apoyos con configuraciones de armado deficientes.

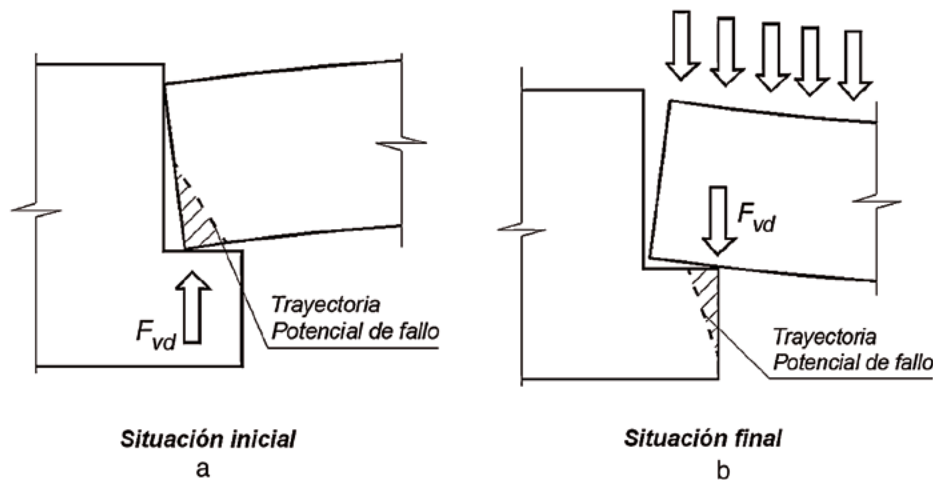


Figura 17. Descantillado en el apoyo de placas pretensadas.

cumplan las condiciones de anclaje, o que se produzca el descantillado de las aristas, tal y como se expone a continuación, situaciones estas por las que se desaconseja el empleo de este tipo de soluciones.

### 3.2. Descantillado de aristas

El apoyo de los elementos horizontales (vigas, forjados, etc.) en los verticales (pilas, pilares, etc.) se suele realizar en ménsulas cortas o apoyos a media madera, en ocasiones a través de un elemento elastomérico (fig. 14).

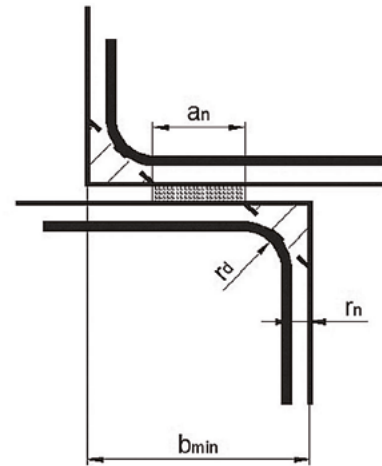
La Instrucción EHE-08 en el artículo 64.2 recomienda expresamente evitar, siempre que sea posible, este tipo de configuración, ya que suelen dar problemas en su ejecución o en el funcionamiento en servicio al tratarse, tal y como expone, de puntos conflictivos donde se concentran problemas de fisuración y degradación del hormigón. La realidad ha demostrado

que los problemas en estos puntos singulares suelen ser muy graves y afectan incluso a la estabilidad del conjunto estructural, ya que una incorrecta colocación de la armadura, o del elemento de apoyo, puede conducir a que se produzcan numerosos fallos.

Normalmente las dimensiones de las ménsulas y el valor de las fuerzas  $F_{vd}$  y  $F_{hd}$  que se generan en el apoyo obligan al empleo de diámetros relativamente importantes para garantizar la armadura necesaria  $A_s$  del tirante principal. Los radios de doblado mínimos exigidos para esta armadura, y las reducidas dimensiones de la ménsula, hacen que las ramas verticales e inclinadas del paramento frontal de la ménsula muchas veces queden descolocadas. Con recubrimientos reducidos, esto puede desencadenar a medio o largo plazo problemas de durabilidad. Con recubrimientos excesivos, en cambio, puede dar lugar a una zona no armada en el frente de la ménsula.



a



b

$$b_{min} = 2 \cdot [r_d \cdot (2 - \sqrt{2}) + 2 \cdot r_n] + a_n$$

Figura 18. Ancho mínimo para garantizar el apoyo.

Cuando se produce el segundo de los casos, es decir, que queda una zona del frente de la ménsula sin armar, si la reacción  $F_{vd}$  queda muy al borde, reaccionará contra un hormigón no armado, pudiendo producirse el descantillado en esa zona. Este desplazamiento hacia el borde de la reacción  $F_{vd}$  puede producirse si el elemento de apoyo queda desplazado hacia dicho borde, a lo que se suma el desplazamiento que sufre la reacción como consecuencia de la deformación por flexión de la viga según se muestra en la figura 15a. A esto debe añadirse que casi siempre existe una reacción horizontal  $F_{hd}$ , debida por ejemplo al efecto de las variaciones dimensionales de origen térmico y reológico en la viga, lo que agrava el fenómeno. En la figura 16 se muestran ejemplos de fallo por esta causa, donde los excesivos recubrimientos laterales dispuestos y los propios radios de doblado conducen a zonas sin armado, dando lugar al fallo de los apoyos.

Una situación similar se produce en el apoyo a media madera de placas pretensadas, aunque el mecanismo se produce de forma opuesta (véase fig. 15b). El apoyo de estos elementos se suele producir «a hueso» y, como consecuencia del pretensado, la reacción de las placas es lineal, concentrándose en la arista de la placa (fig. 17a). Esta reacción se desplaza hacia el borde exterior del apoyo a medio madera (fig. 17b), pero manteniendo en todo momento el carácter lineal y concentrado de la reacción y el riesgo, por tanto, de descantillado.

Una simple solución a este problema podría ser aumentar el ancho del apoyo, el cual podría determinarse por simple geometría. Como se muestra en la figura 18, esta dimensión depende del recubrimiento nominal  $r_n$ , el radio de doblado de las barras  $r_d$  y el ancho del elemento de apoyo  $a_n$  (neopreno).

En la figura 19 se muestra una gráfica en la que se representa el ancho mínimo del apoyo en función de estos parámetros. Como se observa para diámetros habituales de 20 mm, se exigen unas dimensiones mínimas de entre 28 y 38

cm que dependen en este caso de las dimensiones del neopreno de apoyo. Lógicamente, si la solución es como la que se representa en la figura 18, con dos vigas apoyadas sobre la cabeza de un pilar, las geometrías necesarias para cumplir la condición de ancho mínimo requieren anchos de pilar tan desproporcionados que invalidan la solución. Los problemas de descantillado se presentan en ocasiones también durante la fase de ejecución. La figura 20 muestra el caso frecuente del montaje de una viga artesa sobre el capitel de una pila. La nivelación se consigue mediante cuñas de madera que no se retiran hasta, en el mejor de los casos, las últimas fases de ejecución (en numerosas ocasiones hemos observado que no llegan a retirarse nunca).

Esta circunstancia produce que la reacción sobre el pilar debida al peso propio del conjunto no se transmita centrada a través del neopreno, sino en los bordes del capitel a partir de las cuñas de nivelación, que resultan más rígidas que el neopreno.

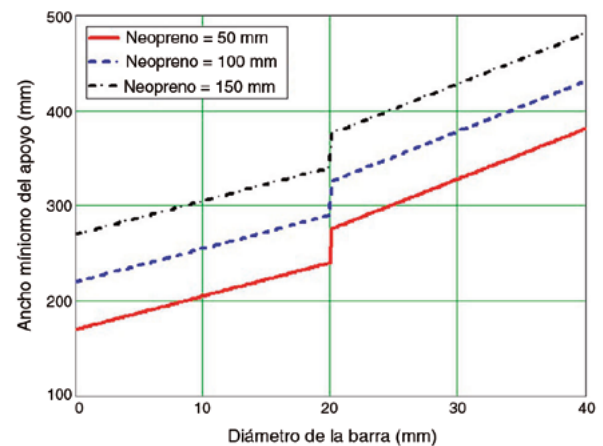


Figura 19. Relación entre ancho de apoyo y diámetro de barras.

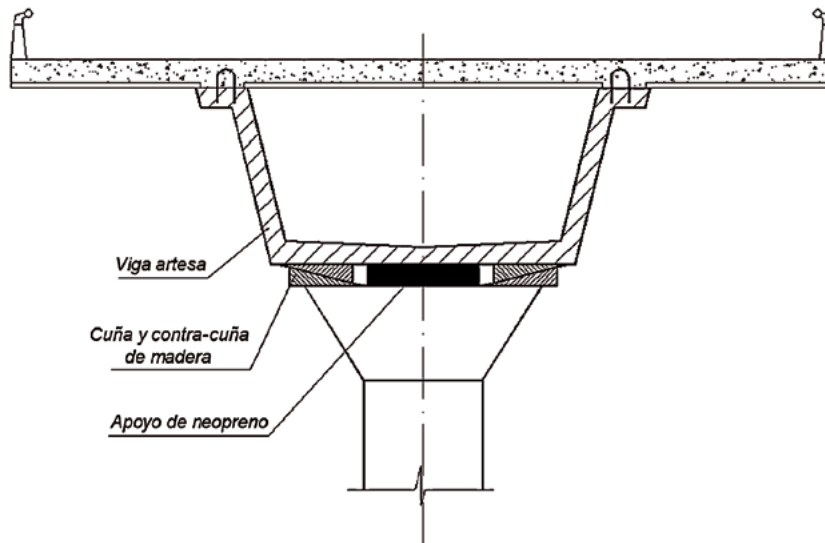


Figura 20. Esquema de montaje de una viga artesa.

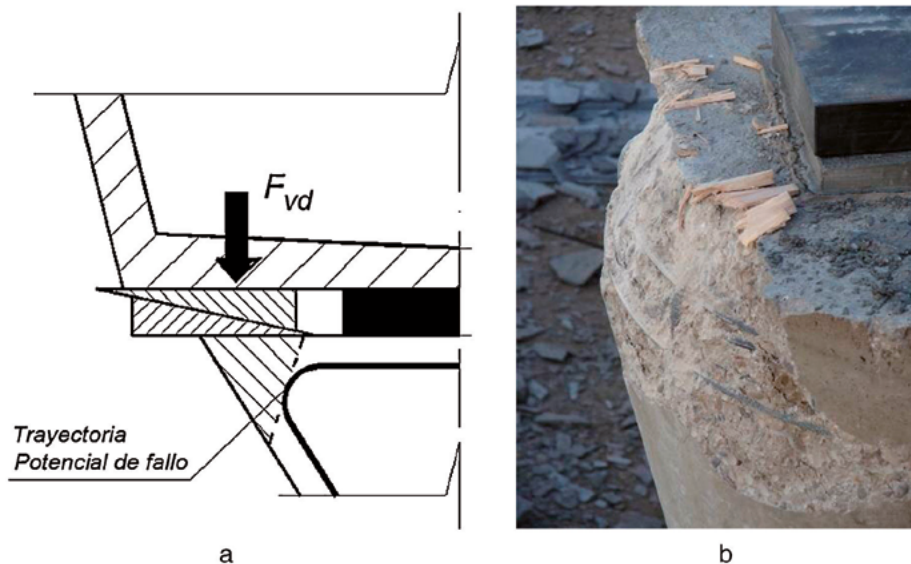


Figura 21. Descantillado durante el montaje de una viga artesa.

Como el capitel suele presentar armaduras de diámetros importantes, los radios de doblado también lo son, por lo que existen zonas de hormigón sin armadura. Estas zonas coinciden con los puntos de apoyo de las cuñas de nivelación, donde se sitúan las reacciones y se produce el descantillado de las aristas (fig. 21).

### 3.3. Anclaje de armaduras

Los pilares utilizados para la construcción de edificios prefabricados suelen presentar secciones cuadradas, rectangulares o en forma de H que, como ya se ha expuesto, en la cabeza presentan en muchos casos el apoyo directo de las vigas. Esta configuración da lugar a cargas localizadas importantes en cabeza que requieren una cuantía de armado elevada. Para considerar esta armadura es necesario que esté totalmente anclada,

pero las configuraciones de armado habituales dan lugar a que su aportación a la resistencia del pilar no sea la teóricamente esperable, al menos en la zona del apoyo.

En efecto, es muy habitual en los proyectos la ausencia de detalles de la terminación de la armadura en cabeza, situación que suele dar lugar a que incluso la armadura longitudinal finalice en punta y su eficacia, por lo tanto, en la zona del apoyo quede cuestionada [3]. En la figura 22 se muestra el ejemplo de una cala realizada en la cabeza de un pilar prefabricado, donde se observa esta situación.

### 3.4. Uniones de elementos prefabricados con elementos hormigonados in situ

Una de las conexiones delicadas de los elementos prefabricados es la unión con zonas hormigonadas *in situ*. En estas zonas



Figura 22. Configuración de armado en la cabeza de un pilar prefabricado.

debe garantizarse la correcta transmisión de esfuerzos del elemento prefabricado a la zona hormigonada *in situ*, y para ello los esquemas de armado deben de ser coherentes, situación esta que no siempre se estudia debidamente.

En la figura 23 se muestran un ejemplo de un depósito resuelto con paneles prefabricados como elementos de conten-

ción. El panel empotraba en un zócalo de hormigón de mayor espesor que los paneles.

Se puede apreciar que la unión carece de armadura transversal, por lo que no puede garantizarse el solape entre la armadura del panel y la del zócalo de hormigón. Incluso tratando la conexión como una región de discontinuidad (regiones D según la nomenclatura de la Instrucción EHE-08), los esfuerzos internos de tracción que se generan en la conexión no pueden ser absorbidos por la ausencia de armadura transversal.

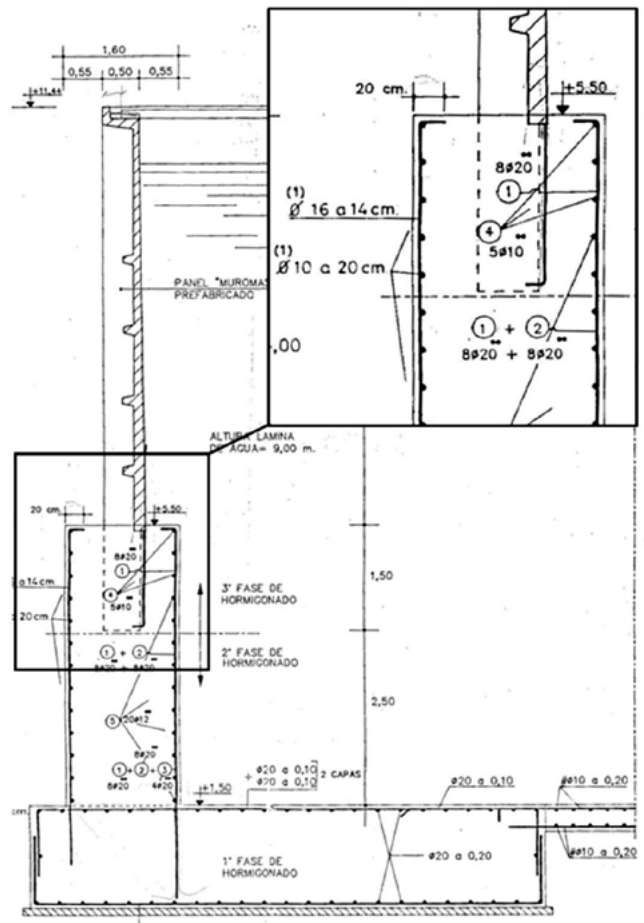
Podría plantearse la posibilidad de reducir la sollicitación en los tirantes horizontales con un esquema como el mostrado en la figura 24, y que estos sean absorbidos por la resistencia a tracción del hormigón. Sin embargo, esta hipótesis no es admitida por la normativa vigente, a lo que debe añadirse la discontinuidad entre el hormigón prefabricado y el *in situ*, que anula cualquier capacidad a tracción en el hormigón en la zona de contacto.

Esta circunstancia hace que no se pueda justificar la existencia de un mecanismo resistente seguro que garantice el funcionamiento de la conexión entre los paneles prefabricados y el muro de hormigón armado.

Otra solución similar es la indicada en la figura 25, donde los nervios de paneles de contención del depósito apoyan directamente sobre la armadura inferior de la cimentación, mientras que las armaduras del panel quedan envueltas por el



a



b

Figura 23. Sección y vista exterior de un depósito resuelto con paneles prefabricados.

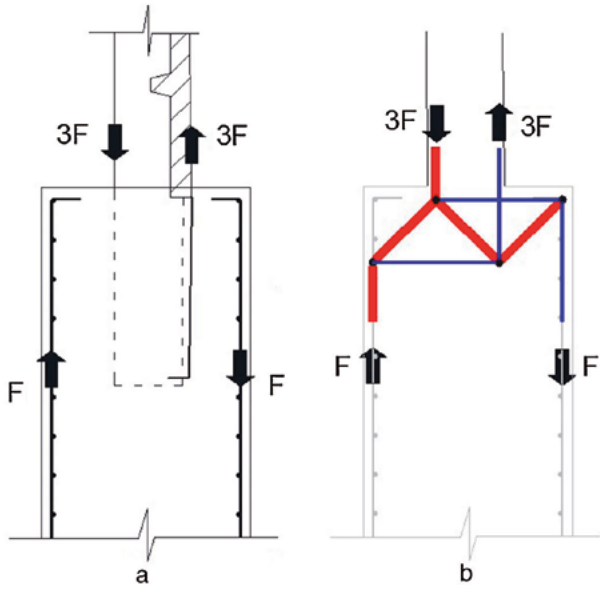


Figura 24. Esquemas de modelos de bielas y tirantes aplicables para la conexión entre paneles prefabricados y muros de hormigón armado.



Figura 25. Configuración de apoyo de un panel prefabricado en la cimentación.

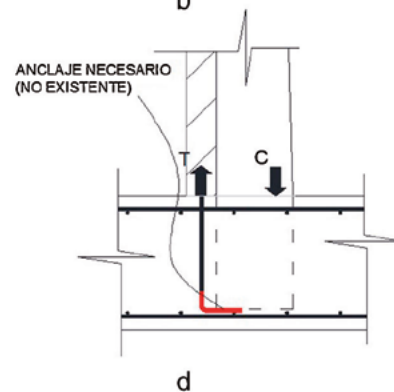
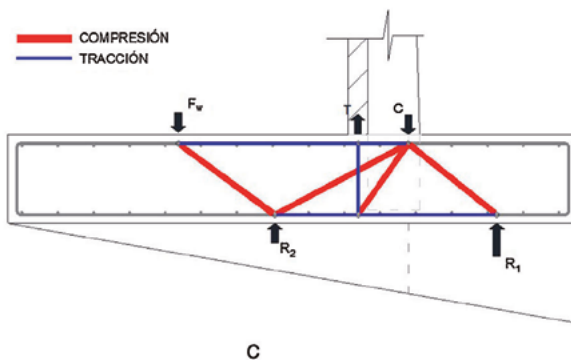
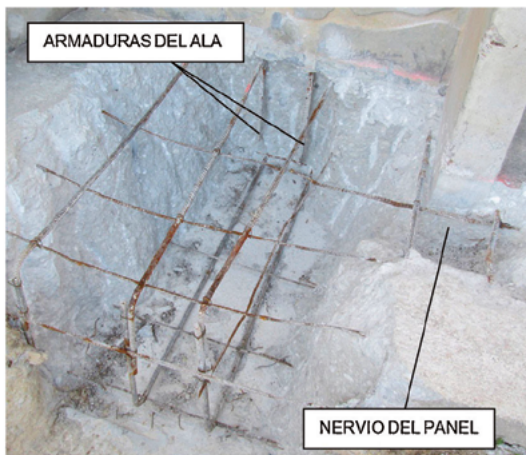


Figura 26. Esquema de bielas y tirantes aplicable en la conexión.

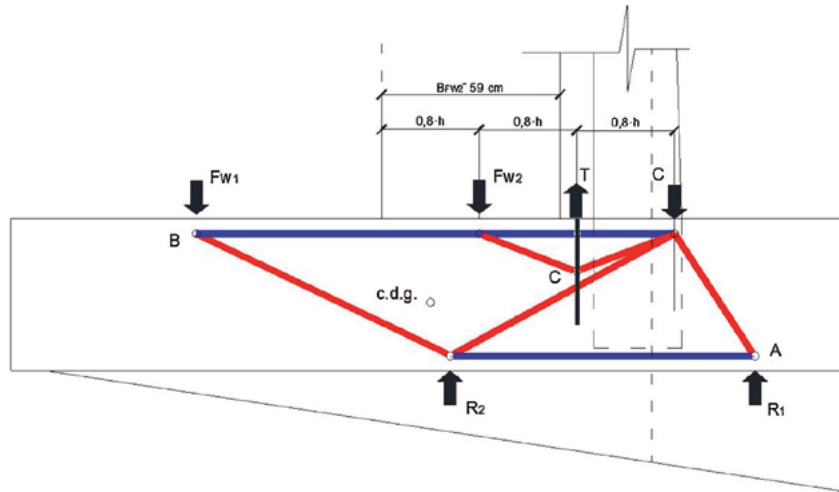


Figura 27. Esquema de bielas y tirantes alternativo.

hormigón de la zapata, con un anclaje en prolongación recta sin alcanzar la posición de la armadura inferior.

Al tratar la conexión al igual que en el caso anterior como una región de discontinuidad, el esquema de bielas y tirantes habitual se muestra en la figura 26. En este caso la armadura vertical del panel no queda solapada con la armadura inferior de la zapata, por lo que no puede movilizarse la biela de compresión en el nudo y no existe equilibrio interno. Ante la ausencia de solape, el esquema habitual no es aplicable.

Existen otros sistemas compatibles con la configuración de armado existente, uno de los cuales se muestra en la figura 27. En este caso, las fuerzas de tracción (T) en las barras del panel se han intentado equilibrar con parte de la fuerza hidrostática del agua ( $F_{w2}$ ), pero la propia geometría de la zapata limita la máxima fuerza  $F_{w2}$  que puede desarrollarse. Con este es-



Figura 28. Descantillado en paneles de fachada por tensiones localizadas.

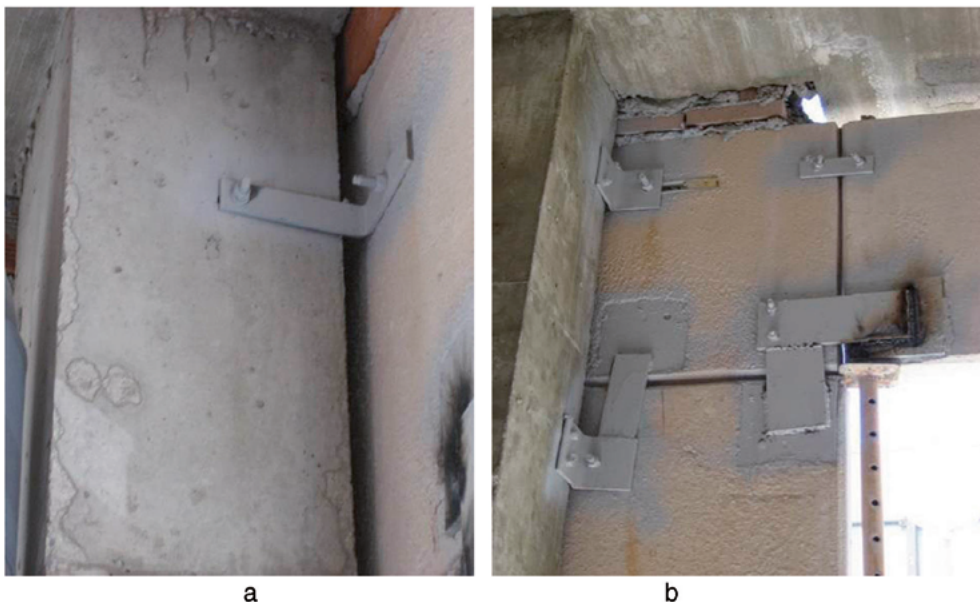


Figura 29. Soluciones «improvisadas» en la conexión del cerramiento a la estructura principal.

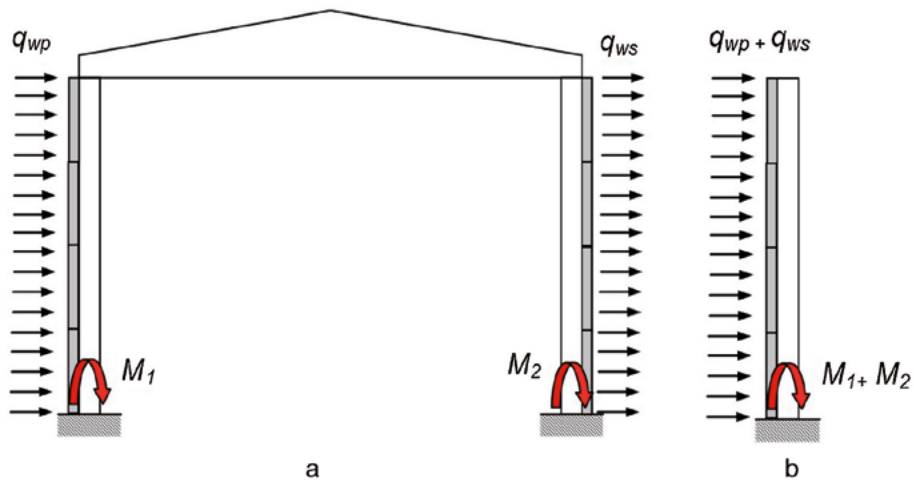


Figura 30. Influencia de las fases constructivas en los esfuerzos sobre la estructura.



Figura 31. Nave en construcción con elementos prefabricados.

quema, la altura máxima de agua debería limitarse considerablemente (en torno a un tercio de la originalmente prevista), limitando por tanto la funcionalidad del depósito.

#### 4. CERRAMIENTOS

La mayoría de los edificios industriales construidos con estructura prefabricada también disponen de cerramientos prefabricados. Su uso, al igual que los elementos estructurales, está muy extendido, y por ello deben tenerse en cuenta algunos aspectos que los convierten en elementos críticos si no se estudian detalladamente.

El montaje de los cerramientos permite diversas alternativas, si bien suelen emplearse paneles horizontales dispuestos

unos sobre otros, simplemente apoyados a hueso. Este tipo de apoyos está teóricamente diseñado para soportar las cargas lineales del peso propio del cerramiento, pero las tolerancias en la fabricación y montaje de los paneles suele dar lugar a que el apoyo entre elementos no sea uniforme, existiendo puntos con irregularidades geométricas donde se producen tensiones localizadas.

Un ejemplo de esta situación se muestra en la [figura 28](#), donde se observa el descantillado de un panel como consecuencia de las sobresolicitaciones producidas en los puntos de uno de los huecos de fachada.

Los paneles de cerramiento, en la mayoría de los casos, únicamente tienen que soportar su propio peso (paneles autoportantes) y las acciones horizontales (viento, sismo), las cuales deben ser transmitidas a la estructura principal. Por ello es necesaria una definición detallada de los elementos de co-

nexión entre los cerramientos y los elementos de la estructura. Esta definición en muchos casos no es especialmente rigurosa o incluso se omite, al tratarse de elementos teóricamente secundarios que no se tratan con la importancia que se requiere. Esta situación produce, en multitud de ocasiones, soluciones improvisadas durante la ejecución que se resuelven en obra por personal no cualificado y que finalmente suelen resultar deficientes y completamente ineficaces, como se muestra en la [figura 29](#).

La secuencia en la ejecución de los paneles del cerramiento es otro de los factores que no suele especificarse en los proyectos y que, mal planteada a nivel de ejecución, puede dar lugar a consecuencias graves. En la [figura 30a](#) se muestra la situación nominal para el dimensionamiento de los soportes de una estructura prefabricada, donde las vigas de cubierta conectan los pilares, que están sometidos a los esfuerzos axiales transmitidos por las vigas y a los momentos asociados a las acciones de viento, que se reparten entre los soportes existentes en el pórtico. El caso de la [figura 30b](#), así como el la [figura 31](#), representan la situación donde primero se disponen los paneles del cerramiento sin que se hayan conectado los pilares a través del dintel. Como se observa en este segundo caso, los momentos que tiene que absorber el pilar en su base son netamente mayores a la situación final y apenas existen esfuerzos de compresión, por lo que las sollicitaciones durante la etapa de montaje son mayores a las que se producen en condiciones nominales.

## 5. Conclusiones

En el presente trabajo se han expuesto algunos ejemplos de patologías comunes en construcciones resueltas con elementos prefabricados de hormigón. De acuerdo a los ejemplos tratados, este tipo de construcciones se caracterizan por el carácter isostático de su estructura, donde destaca la ausencia en muchos casos de mecanismos auxiliares (arriostramientos, fijaciones, anclajes, etc.) que garanticen su estabilidad frente a acciones de carácter extraordinario (acciones climáticas, sismo, impactos, acciones durante el montaje), acciones que generalmente no han sido tenidas en cuenta en cálculo.

Si a esta situación se le añade, como en muchas ocasiones se produce, una infravaloración de las tolerancias de ejecución y montaje durante la fase de proyecto y un estudio insuficien-

te de los detalles constructivos, principalmente en las uniones, suelen presentarse soluciones improvisadas durante la ejecución y de dudosa capacidad resistente, que convierten a este tipo de construcciones en muy vulnerables e inseguras.

Por consiguiente, y con el objeto de evitar nuevos siniestros, debería plantearse la introducción de sistemas auxiliares o mecanismos que sean capaces de aumentar la robustez de estas estructuras, especialmente en sus uniones, ya que tanto las exigencias de la normativa vigente como los procedimientos de calidad y control que se están aplicando (materiales, proyecto y ejecución) no están resultando eficaces según el número creciente de siniestros que se está produciendo.

Medidas tan elementales como el dibujo a escala de la unión, acotando las medidas reales de cada elemento, las entregas mínimas normativas, los radios de doblado y los valores del recubrimiento, demostrarían que muchas de las geometrías con las que se resuelven estos detalles son en realidad inviables.

## Bibliografía

- [1] Ministerio de Fomento, EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural, 2.a ed., Ministerio de Fomento, Madrid, 2009.
- [2] Comité Europeo de Normalización (CEN), UNE EN 1992-1-1. Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación, CEN, Bruselas, 2004.
- [3] J. Calavera Ruiz, Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón en masa, armado y pretensado, 2.a ed., INTEMAC, Madrid, 2008.

## Bibliografía recomendada

Asociación Científico Técnica del Hormigón Estructural, Recomendaciones para el proyecto, ejecución y montaje de elementos prefabricados, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 2004.

Comité Europeo de Normalización (CEN), UNE EN 1992-3. Proyecto de estructuras de hormigón. Depósitos estructuras de contención, CEN, Bruselas, 2006.

A. García Meseguer, Cabré F. Moran, J.C. Arroyo Portero, Jimenez Montoya Hormigón Armado, 15.a ed., Gustavo Gili, Barcelona, 2009.

H.E. Nilsson, A. Losberg, Reinforced concrete corners and joints subjected to bending moment, Proceedings of the American Society of Civil Engineers 102 (ST6) (1976).

Ruiz J. Calavera, Gomez J. Fernandez, Prefabricación de edificios y naves industriales, INTEMAC, Madrid, 2001.