



DEFORMACIONES EN FORJADOS

🔗1.- INTRODUCCIÓN:

Los avanzados sistemas de cálculo disponibles actualmente en el mercado han reducido las patologías estructurales, (salvo en los limitados casos de errores de cálculo o de ejecución), a las causadas por las inevitables deformaciones en los forjados, corrientemente llamadas flechas. Estas deformaciones se traducen generalmente en fisuras que aparecen en tabiquerías, cerramientos exteriores de ladrillo (fábricas), y solados, cuando tienen cierta entidad, o en simples roturas del yeso de enlucido cuando los movimientos son menores.

En los últimos años, la sensibilidad del comprador ha aumentado mucho en esta dirección, por lo que se ha creado una cierta “psicosis” entre todos los profesionales del ramo, y no es extraño que te llamen para observar, bajo la luz de una linterna, una micro fisura en el hormigón de recubrimiento en la zona de máxima tracción, perfectamente necesaria y prevista en cálculo.

Como todos sabemos, existen una serie de fisuras consustanciales con la propia naturaleza del hormigón armado, tales como las de asentamientos y retracción plásticos, las de contracción térmica, retracción hidráulica, etc., que aparecen en las primeras horas o días, durante el vertido, fraguado, endurecimiento y secado del hormigón, y que no tienen mucho que ver con el cálculo y armado. Otras fisuras, como las marcadas en el yeso entre piezas aligerantes y nervios de hormigón, aparecen, casi siempre, por la diferente velocidad de secado que propician por un lado, la distinta capacidad de absorción de una bovedilla de hormigón o cerámica y el propio nervio, y por otro, las cada vez más delgadas capas de yeso que se disponen en los enlucidos para ahorrar tiempo y material.

Existen otras fisuras que aparecen por errores de montaje, mucho más frecuentes de lo que se cree, ya que el acero llega generalmente a obra agrupado por diámetros, en varias “montañas”, de las cuales es preciso que el ferrallista, generalmente trabajando a destajo, vaya extrayendo los que necesita, tomando más o menos la barra de tanto, a veces a ojo, y disponiéndolas según su mayor o menor experiencia, haciendo en ocasiones caso omiso de la avalancha de detalles con que solemos “decorar” nuestros planos de estructura.

Otras se deben a la velocidad y circunstancias de la ejecución. Muchas veces, en fase constructiva, se sobrecargan en exceso los forjados con materiales de construcción, quedando algunas zonas fisuradas más allá de lo previsto, perdiendo una rigidez que ya no recuperarán. Tampoco es corriente que se realice un descimbrado y recimbrado de placas para redistribuir las tensiones de encofrado, etc. Los promotores deberían ser conscientes de que la ejecución rápida ahorra dinero, pero tiene efectos colaterales que implicarán costes posteriores que deberían ser contabilizados.

Tenemos también las que yo llamo “fisuras de diseño”, propiciadas por la comodidad con que se plantean algunos arquitectos el replanteo de los edificios que proyectan, con pilares totalmente desalineados, luces finales de más de 6 m, pilares rodeados de bajantes, a los cuales no hay por donde atacar, medianeras segadas por huecos de todo tipo, con unos tristes 15 cm para pasar un apurado zuncho, apeos, y apeos de apeos etc. Dada la dificultad de algunos solares, reconozco que a veces no les queda más remedio, pero en otros casos sería perfectamente solucionable. Bastaría con diseñar con voluntad integral de pensar en todo, con las lógicas jerarquías, desde un principio.

Por último, y dejando a parte los errores de cálculo, quedan las fisuras efectivamente debidas a una deformación excesiva, que se podían haber reducido, o bien con un canto superior del forjado (lo ideal) o con más acero en algunos puntos de la placa. Este artículo estudia únicamente este aspecto, que es el único que corresponde estrictamente al calculista de la estructura, aunque ya sabemos que todo el



mundo nos considerará primeros sospechosos, si no directamente culpables, sea cual sea el origen de la “maldita” fisura.

En primer lugar, y aunque los técnicos y profesionales del ramo ya lo sabemos, es preciso explicar a los clientes, especialmente al comprador, que la estructura debe moverse, ya que un profano tiende a verla como algo monolítico y estático. Un argumento sencillo puede aclarárselo a cualquiera: Si la estructura no se mueve no trabaja, y si no va a trabajar, ¡pues mejor nos la ahorramos! y fuera problemas.

Aceptada la necesidad de que existan algunos desplazamientos, lo lógico sería definir los límites admisibles por debajo de los cuales no sería procedente ninguna reclamación por patologías debidas a movimientos inferiores a los normalizados. En este aspecto, todas las normas del hormigón han sido extraordinariamente cicateras, seguramente con la intención de proteger al comprador en todos los casos. La EH-91, en su Artículo 45.2, no definía límites, pero responsabiliza de las consecuencias al proyectista. La norma actual, EHE-98, da un paso al proponer unos límites en su artículo 50.1 (flecha activa menor que la luz/400 o 1 cm), pero lo hace a nivel de comentario por lo que prácticamente seguimos igual desde el punto de vista legal.

La misma EHE-98, en su artículo 50.2.2.1 especifica: **“No será necesaria la comprobación de flechas cuando la relación luz/canto útil del elemento estudiado sea igual o inferior a los valores indicados en la tabla 50.2.2.1”**

Seguir los criterios de esta tabla, cuando el canto es razonable, puede considerarse un sistema muy cómodo, ya que el cálculo de la deformada es complejo y laborioso, pero en la práctica nos llevará en muchos casos a obtener deformaciones superiores a las esperadas, sobre todo si la carga es fuerte. Anteriormente con la EH-91, seguíamos los criterios de cantos mínimos de la EF-88, después EF-96, menos restrictivos que los actuales EHE, con los que la problemática se agudizaba.

Podemos por lo tanto, elegir un canto según 50.2.2.1 de EHE y realizar un simple cálculo por esfuerzos de la estructura, confiando que todo irá bien, o plantearnos calcular posteriormente el estado de fisuración y deformación de las barras armadas según la hipótesis anterior. Podremos así reforzar con acero los puntos críticos, lo cual, al disminuir las tensiones de las barras, cerrará parcialmente las micro fisuras (debidas a que el hormigón no puede seguir las deformaciones del acero y por lo tanto inevitables) y reducirá las deformaciones que son proporcionales a las tensiones.

La expresión coloquial de la idea anterior, para que la pueda entender un cliente profano podría ser la siguiente: Imagine que calculamos una goma que pueda sostener un determinado peso. Una vez hallada, y colgado el peso, ésta se estira una determinada longitud sin que se rompa (cálculo por esfuerzos) hasta alcanzar el equilibrio. Si tal disposición nos conviene, habríamos acabado el dimensionado, pero de no ser así, bastaría colocar dos gomas para que el alargamiento fuera la mitad. En ninguno de los casos existe peligro de rotura (debe quedar claro para el profano que las fisuras por deformaciones normales no implican riesgo de ruina del edificio), pero en el segundo tendríamos un exceso de material resistente, trabajando a la mitad de su tensión admisible y una menor deformación. En definitiva, se trata de una solución más cara. Debe quedar claro que cualquier sistema de lucha contra las pequeñas fisuras implicará unos costes, a cambio de ahorros posteriores en reparaciones, y en prestigio ante los clientes. Tampoco se ha de olvidar que con el cálculo y armado de la estructura, solamente es posible luchar hasta cierto punto contra esta patología, porque admitido que las estructuras deben moverse, pretender reducir estos movimientos más allá de ciertos límites razonables, puede ser excesivamente caro además de ineficaz. Como expondré más adelante, es preciso abordar la solución desde otros frentes además del cálculo estructural, ya que la solución de este problema de causas múltiples sólo puede ser múltiple.



A continuación desarrollaremos sucintamente el método simplificado de cálculo de flechas, tal como se lo planteó mi despacho por los tiempos en que la EH-88 estaba vigente, y que esencialmente, sigue vigente en la EHE-98.

☞2.- SIMPLIFICACIONES EN EL CÁLCULO DE FLECHAS:

Evidentemente, cuando se realiza el cálculo de una estructura no se pueden conocer ni la velocidad de ejecución, ni la climatología, ni la resistencia del hormigón a j días, ni siquiera el historial de cargas, etc., por lo tanto es preciso simplificar, en la conciencia de que lo que vamos a hacer es obtener un grado mayor de precisión en la acotación de un problema, que en definitiva se traducirá en más seguridad. Adoptaremos como módulo de deformación longitudinal secante del hormigón el dado por la fórmula:

$E_j = 8500 \sqrt[3]{fck}$ (Art. 39.6 EHE), sustituyendo la resistencia media a compresión a j días por la característica, (que es de suponer se alcanzará), y olvidaremos los múltiples factores que pueden afectar al módulo E_j .

Para la flecha diferida, adoptaremos el coeficiente $\xi = 2$ (Art. 50.2.2.3 EHE), para 5 o más años, e igualmente nos olvidaremos de todos los factores que lo afectan, y que no podemos conocer.

Queda por último otro factor de ambigüedad evidente, que el propio concepto de flecha activa como la susceptible de hacer daño a algún elemento de la construcción, que es la que en definitiva interesa. Es evidente que la deformación que puede romper un tabique no es la que ya tenía el forjado antes de construirlo, sino la que acumulará a partir de ese momento por diversas causas. ¿Cómo valorar este aspecto? Ante la falta de información sobre el tema, nuestro despacho decidió establecer el que llamamos factor de flecha activa, que es un coeficiente de valor entre 0 y 1, que nos permite establecer la flecha activa como la causada por una parte de la carga total. Tras diversos tanteos y experiencias, adoptamos, salvo excepciones, el valor de 0.6 para edificios de viviendas. Esto nos permite calcular la flecha activa como la producida por la carga conocida de 0.6 por la total (sea cual sea su tipología)

Por último, es evidente que no podemos plantearnos todavía un cálculo espacial de la flecha. Lo haremos para elementos lineales, de los cuales, por cualquier sistema, conoceremos su ley de momentos flectores particularizada. Por supuesto que esta ley se habrá obtenido partiendo de unas hipótesis de rigidez teóricas, ya que al calcularlo desconocíamos su armado, lo cual es imprescindible para establecer su rigidez real. Tendríamos así que entrar en un sinfín de iteraciones que multiplicaría por miles los cálculos actuales. Inviabile..., y por otra parte, poco trascendente. Si trabajamos sobre una barra de varios vanos, podemos iterar en tiempo real: cada vez que modificamos el armado en un punto se puede recalcular toda la barra, ya con la inercia real de las secciones fisuradas y homogeneizadas entre los vanos, y cuando hayamos acabado con todas las barras de la estructura, un procesado final podrá considerar los pequeños desajustes en los momentos que se envían a los pilares para cerrar los nudos. El proceso de modificación puede ser manual o automático, aunque evidentemente es este último el que más interesa. Una vez armado por esfuerzos, se calculan las inercias de las secciones fisuradas (Branson, Art. 50.2.2.2 EHE), y las flechas instantáneas y diferidas. Si en algún vano se supera la flecha, se aumenta el armado (si es posible, o se sube la sección, o se avisa si ambos fallan) y se reprocesa hasta solucionar el problema.

Realizadas estas simplificaciones, podemos abordar ya lo que sería la parte “matemática” del problema, que evidentemente, exige una definición concisa.

☞3.- CÁLCULO TEÓRICO DE FLECHAS:

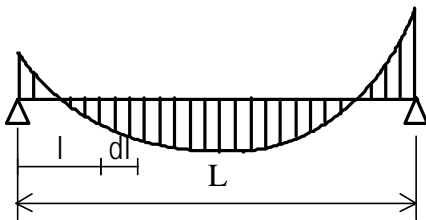
La fórmula general de una flecha viene dada por la expresión:

$$Flecha = Coeficiente \cdot \frac{q \cdot l^4}{EI}$$

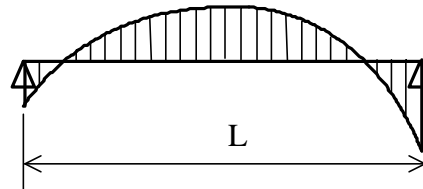
La luz y la carga no presentan problemas de definición. Del módulo de deformación del hormigón ya hemos hablado. Nos queda por determinar el coeficiente y la inercia ponderada del vano.

a) Cálculo del coeficiente:

Para determinar el coeficiente decidimos utilizar el método propuesto por Mohr, basado en la analogía o proporcionalidad existente entre momentos y flechas, lo que nos permite calcular la flecha cargando la estructura con la ley de momentos como si fuera una carga. Se resuelve la nueva viga, y tras dividir por EI (módulo de flecha) habremos resuelto el problema. Para ello será preciso determinar la inercia (I)



Ley de momentos



Carga de M para obtener flecha

$$M = \iint Q(l) \cdot dl^2, \quad f = \frac{1}{EI} \iint M \cdot dl^2$$

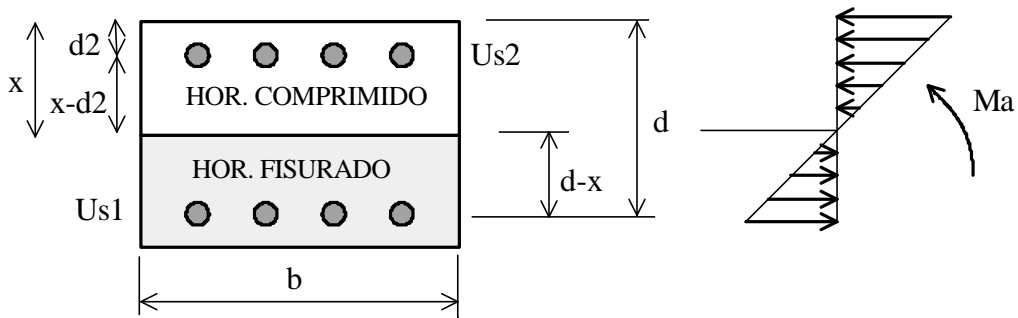
b) Cálculo de la inercia de una sección:

Tomaremos como inercia equivalente, I_e , la establecida en 50.2.2.2 de EHE, como se dijo, para la sección fisurada, basada en el Método de Branson, con las definiciones expuestas en dicho artículo:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \cdot I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_f \leq I_b$$

Obtenemos así una inercia promedio entre la máxima de la sección no fisurada, y la fisurada para el momento M_a , que sería el máximo aplicado a la sección a lo largo del tiempo de vida previsto, y que haremos igual al momento de cálculo.

Como se aprecia en el esquema adjunto, una sección fisurada está dividida en dos regiones por la fibra neutra, una zona de tracción, donde el hormigón se considera fisurado porque no puede seguir la deformación del acero traccionado de capacidad mecánica U_{s1} , y otra comprimida donde colaboran al unísono, en compresión, la sección de hormigón y la de acero, de capacidad mecánica U_{s2} .

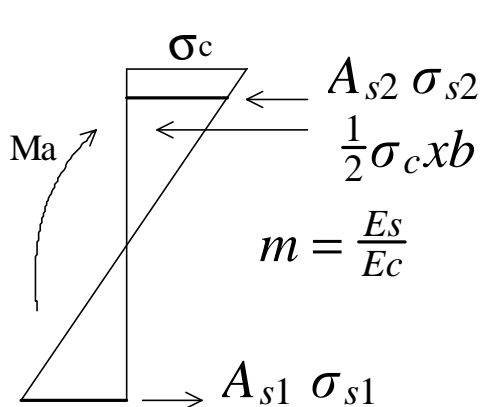


Determinar la inercia respecto a la fibra neutra exige determinar la profundidad de la misma (x), que es la parte más compleja del problema, y después resolver un sencillo problema de inercia de áreas con respecto a un eje:

b-1) Cálculo de la profundidad de la fibra neutra

Existen diversos métodos, que se pueden encontrar en cualquier manual especializado, pero sí que es preciso destacar algunos aspectos:

Si por ejemplo planteamos la ecuación de equilibrio de fuerzas: ($\Sigma F=0$), tenemos:



$$\frac{bx}{2}\sigma_c + A_{s2}\sigma_{s2} - A_{s1}\sigma_1 = 0$$

Donde el primer y segundo sumandos expresan la compresión en el hormigón y acero respectivamente, y el tercero la fuerza de tracción.

De esta ecuación es sencillo despejar la profundidad (x) de la fibra neutra, pero se debe considerar que las tensiones σ_{s1} y σ_{s2} deben ser las reales que está soportando el acero, y no las tensiones de cálculo (f_{yd}), como podría suponerse si el acero estuviese trabajando a su tensión nominal.

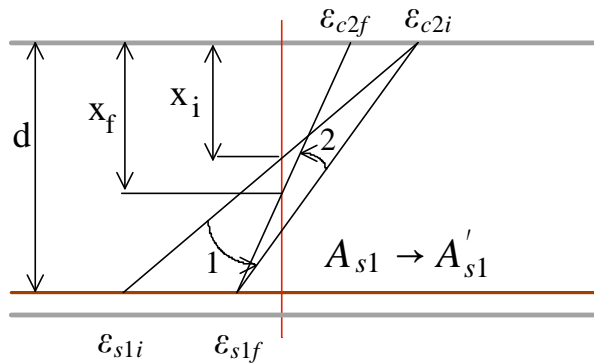
Esto exige que cada vez que se varíe una barra de armado por razones de flecha, se hayan de reajustar las nuevas tensiones, puesto que esta barra no se determina por esfuerzos, sino precisamente para bajar la tensión, y con ella la deformación.

Si previamente al cálculo de flechas, se hubiera estudiado la fisura característica, es posible que también se hubieran añadido barras para bajar tensiones y cerrar fisuras, lo cual, evidentemente se ha de tener en cuenta en la valoración de estas tensiones, que ya serían inferiores a las estrictas determinadas en el armado por esfuerzos.

En el esquema siguiente podemos observar de un modo gráfico las variaciones de posición de la fibra neutra al variar la armadura de tracción. (Estados inicial y final)

Supongamos una sección sometida a un estado inicial de flexión con una armadura de tracción A_{s1} y unas deformaciones iniciales unitarias ϵ_{s1i} , ϵ_{c2i} en el acero traccionado y el hormigón comprimido respectivamente, con la fibra neutra a la profundidad X_i

Supongamos que aumentamos la armadura de tracción hasta un valor A'_{s1} superior. Evidentemente, la tensión y la deformación bajarán hasta determinar una deformación ϵ_{s1f} (final) en el



acero. ¿Qué sucede entonces en el hormigón? Supongamos que se realiza la transición en dos fases: En un primer paso, la línea de deformaciones se traslada en la zona de tracción mediante el giro 1, considerando la deformación unitaria del hormigón fija. Esto produce un inmediato descenso de la fibra neutra, aumentando la zona comprimida, lo que lógicamente bajará la tensión en el hormigón, ya que los esfuerzos permanecen constantes en todo el proceso. En un segundo paso, la menor tensión del

hormigón se traducirá en una deformación inferior, que pasará de ϵ_{c2i} a ϵ_{c2f} , mediante el giro 2, en el que se supone que se alcanza el nuevo equilibrio. La fibra neutra ha subido un poco, alcanzando un nivel final intermedio (X_f), en el que se puede observar que ambas deformaciones son inferiores a las iniciales. La posición final de la fibra neutra (X_f) se puede determinar, por ejemplo, mediante la solución del sistema de ecuaciones de compatibilidad de deformaciones de los estados inicial y final:

$$x_i = \frac{\epsilon_{c2i}}{\epsilon_{c2i} + \epsilon_{s1i}} \cdot d \quad x_f = \frac{\epsilon_{c2f}}{\epsilon_{c2f} + \epsilon_{s1f}} \cdot d \quad \epsilon_{c2f} = \frac{\sigma_{cf}}{E_c} = \frac{F}{b \cdot x_f \cdot E_c}$$

$$x_f = \frac{-\frac{F}{bE_c} \pm \sqrt{\frac{F^2}{b^2 E_c^2} + 4\epsilon_{s1f} \frac{F}{bE_c} \cdot \frac{\epsilon_{c2i} + \epsilon_{s1i}}{\epsilon_{c2i}} \cdot x_i}}{2\epsilon_{s1f}}$$

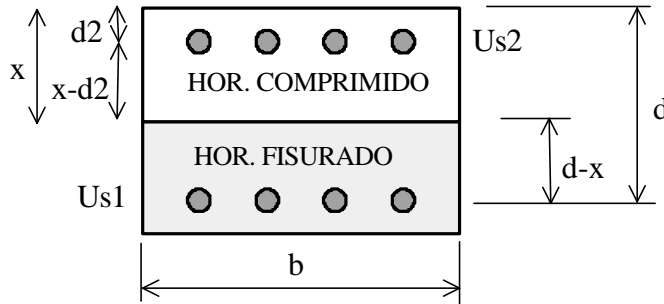
Donde F es la fuerza de compresión.

Resulta evidente que el cálculo de las deformaciones (o de la fisura característica) lleva al acero a trabajar por debajo de su tensión de cálculo (f_{yd}), por lo que carece de sentido utilizar acero B-500, actualmente único utilizado, siendo más apropiado el B-400, que para el mismo módulo de deformación (E_s) introduce más inercia y queda mejor aprovechado. El ahorro de cuantías que se obtiene, si sólo se arma por esfuerzos, (que supongo fue la razón de su éxito en el mercado), queda anulado en estas circunstancias. El cambio del acero 500 por el 400 debería hacerse por decreto, y a fecha fija con un período de transición, como la peseta por el euro. Actualmente, su utilización en la construcción de viviendas no tiene más justificación que el coste de realizar la operación la transición.



b-2) Cálculo de la Inercia de la sección fisurada:

Una vez determinada la posición de la fibra neutra, se puede calcular la inercia de la sección fisurada y homogeneizada:



La inercia fisurada, despreciando las pequeñas inercias de las barras respecto a su eje (Steiner), con respecto a la fibra neutra será:

$$I_f = \frac{bx^3}{3} + m \cdot U_{S2} \cdot (x - d2)^2 + mU_{S1} \cdot (d - x)$$

Con lo cual ya podemos entrar en la fórmula de Branson antedicha para calcular la inercia equivalente (I_e)

c) Inercia equivalente de la barra estudiada:

Las normas EH-88 y EH-91, en su Artículo 45.3 proponían una inercia intermedia entre las de las secciones sometidas a los mayores esfuerzos en apoyos y vano. Su propuesta, justificada en la experimentación, según el comentario del artículo, era la siguiente:

Vano aislado: (Inercia media igual a la de la sección central)

$$I_{em} = I_e \text{ en sección central.}$$

Vanos Hiperestáticos :

$$\text{Vanos interiores } I_e = 0.70I_{em} + 0.15 \cdot (I_{e1} + I_{e2})$$

$$\text{Vanos extremos } I_e = 0.85I_{em} + 0.15I_{ec}$$

Voladizos:

$$I_e = I_a \text{ de la sección de arranque.}$$

Donde I_{em} es la inercia equivalente (calculada según apartado b) en la zona del vano donde tengamos la máxima flexión (zona media), y donde I_{e1} e I_{e2} son las inercias equivalentes en ambos extremos del vano estudiado.

La norma actual, EHE, tal vez para simplificar, no diferencia entre vanos aislados y continuos (Art. 50.2.2.2), pero me parece más acertada la propuesta anterior, porque no parece razonable que los negativos extremos no tengan nada que ver con la flecha (a efectos de cálculo), ni tampoco la longitud



de las barras de positivo, que ahora daría igual que llegasen o no hasta los apoyos, ya que sólo se mira la sección central. Particularmente sigo aplicando el criterio EH-91, más restrictivo.

Con todo lo anterior, ya podemos conocer la flecha instantánea producida por la carga ponderada que se comentó en el apartado 2.

d) Cálculo de flechas diferidas (EHE-98, Art. 50.2.2.3) :

Producidas por cargas estables, son básicamente debidas a las deformaciones por fluencia. Se valoran multiplicando la flecha instantánea por un factor λ , dado por la expresión

$$\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'}, \quad \text{donde:} \quad \rho' = \frac{A'_s}{bd}$$

Siendo ξ un coeficiente dado en función de la duración de aplicación de la carga, variando de 0.5 (2 semanas) hasta 2 (5 o más años, que es el que se toma).

Para el coeficiente ρ' , dependiente de b y d (base y canto útil de la sección) y de la armadura de compresión A'_s , se sigue un criterio idéntico al de la inercia media (criterio EH-91):

Vano único:

$$\rho'm = \rho' \text{ en sección central.}$$

Vanos Hiperestáticos :

$$\text{Vanos interiores: } \rho'm = 0.70\rho'c + 0.15 \cdot (\rho'e1 + \rho'e2)$$

$$\text{Vanos extremos: } \rho'm = 0.85\rho'c + 0.15\rho'ec$$

Voladizos:

$$\rho'm = \rho' \text{ en sección de arranque.}$$

4.- CONCLUSIONES:

Cuando a finales de la década de los 80 afrontamos el problema del cálculo sistemático de las flechas activas instantáneas y diferidas y obtuvimos los primeros resultados prácticos, quedamos sorprendidos del considerable aumento de cuantías que representaba, especialmente en las jácenas de un vano y en los voladizos. Repasamos concienzudamente cálculos e hipótesis, y al final tuvimos que aceptarlo. El paralelismo con una jácena de acero calculada por esfuerzo y deformación nos acabó de convencer: Por ejemplo, una viga de 6 m de luz y carga 1 Tn/m, necesita un módulo resistente de 260 cm³ (IPN-220) con 31.1 Kp/m de peso lineal para aguantar el momento con la tensión admisible. Para limitar su desplazamiento a la luz/500, necesitaría una inercia de 6696 cm⁴ (IPN-280), con 48 Kp/m, es decir, y salvando redondeos, sobre un 48% más de acero. Las luces de 6 m son muy corrientes en las estructuras actuales, por lo que el cálculo por deformaciones puede significar entre un 20% y 30% de incremento de cuantías por término medio en un edificio, incluso más en ocasiones.

La primera consecuencia de nuestro estudio fue el inmediato abandono de los forjados de bajo canto (24 y 26 cm) entonces casi universales, para pasar al canto de 25+5 = 30 cm, ya que la única manera razonable de luchar contra la flecha es el canto y no el acero. Aumentar la inercia subiendo acero es ruinoso, y por otra parte, la inercia no puede superar la de la sección sin fisurar, por lo que en definitiva, al final se ha de aumentar la sección, es decir, casi siempre el canto, que interviene favorablemente según su cubo. Aumentar la capa de compresión a 5 cm para disponer de una cabeza de compresión potente en vigas y nervios también se reveló como muy beneficioso, al margen de los



problemas de posible hundimiento del ferrallado en el montaje y la pérdida de par consecuente, que se pueden obviar con detalles de montaje y control, ya que éstas afectan únicamente a los negativos, y según EHE, estas zonas ya no interesan al cálculo de la flecha, (al tomar la inercia de la sección central), y afectan muy poco según el criterio EH-91.

La experiencia nos ha demostrado que no basta simplemente con tomar un canto según EHE, tabla 50.2.2.1, (la mayoría de las veces resulta excesivo) y calcular por esfuerzos, sino que además, es preciso aumentar significativamente en algunos casos la armadura inferior o la de compresión. Especialmente en vanos isostáticos a partir de cuatro metros y finales a partir de 5 m.

Por otra parte, la limitación a 1 cm de la flecha, (deformación de todas formas suficiente para romper un tabique atracado entre suelo y techo), hace que una luz de 7 m, (nada extraña hoy en día), exija una deformación del 700-avo de la luz, muy superior al criterio del 500-avo general que se aplicaba hasta ahora. El cálculo de deformaciones se hace imprescindible.

Para finalizar, me gustaría hacer notar que la lucha contra las fisuras en los elementos constructivos no estructurales es un problema con diversas causas que se debe afrontar desde diversos frentes, de los cuales, el control de deformaciones sólo es el primero. Si recordamos que el ladrillo se expande al absorber humedad y que el hormigón se retrae al fraguar y por fluencia, concluiremos que el atracar los cerramientos y tabiques puede ser muy conveniente para la rigidización del edificio frente a acciones horizontales, pero estamos garantizando la rotura de las fábricas, a las que hemos convertido en elementos estructurales al solidarizarlas con los forjados. Todas las fábricas deberían dejar una junta con los techos de unos 2 cm, cerrada con algún material compresible y con resistencia a la tracción que no encuentre en el mercado. A falta de ello recomiendo porex o yeso muerto en interiores y silicona en exteriores. Esto exigiría armar las fábricas exteriores para soportar los empujes de viento (que hoy se montan de la peor manera posible, voladas 5 cm y teóricamente apoyadas 9 cm), siempre buscando la solución más económica, sin prever los costes posteriores en reclamaciones.

Las pequeñas fisuraciones en los enlucidos de techos se podrían resolver con un techo falso generalizado que dejase unos 3 cm de hueco para deformaciones, que se podría utilizar para el paso de instalaciones, actualmente tan problemático, especialmente en forjados reticulares. Debería estandarizarse su fabricación y montaje para reducir costes, y hacerlo siempre tras la construcción de tabiques y solados. (Hoy es costumbre enyesar antes de construir suelos y tabiques para ahorrar en limpieza, con lo cual, al añadir posteriormente la deformación instantánea de estas cargas permanentes, ya tenemos la fisura en el techo, que indica únicamente el correcto funcionamiento de la estructura, de la cual “da fe” el testigo de yeso).

Todas estas medidas introducen un coste inevitable. La pregunta es quien debe pagarlo. La respuesta es evidente: Debe pagarlo el cliente final que compra la vivienda, y que ya no quiere tolerar ninguna fisura en ella. Si deseas aire acondicionado en el vehículo lo has de pagar como es lógico. El error de promotores y técnicos es seguir construyendo un producto que los destinatarios desean de mayor calidad, y a los cuales se les vende como si la tuviera. No existen más alternativas: o se deja claro en el contrato de ventas que las patologías causadas por deformaciones inferiores a la luz/400 o 1 cm son responsabilidad del comprador, o se calculan los nuevos costes de prevenirlas, se repercuten en el precio, y se garantiza en la venta la reparación de cualquier patología de este tipo sin más discusión. Sólo en el caso de que las deformaciones superasen los límites recomendados tendría sentido iniciar reclamaciones a técnicos o constructores, para averiguar la raíz del problema.



↳5.- TABLAS COMPARATIVAS:

Por último, y con la única intención de educar un poco “el olfato” sobre los incrementos de armadura que pueden significar los armados por deformaciones de las estructuras de hormigón, incluyo unas tablas en las que se presentan los armados por esfuerzos y deformaciones de las barras isostáticas, del tramo final de un pórtico (los interiores no son problemáticos si no pasan de 6.50 m con cargas de viviendas) y de un voladizo.

En primer lugar se toma el canto recomendado en EHE-98, Tabla 50.2.2.1, y se arma por esfuerzos y por deformaciones. Se puede comprobar que los coeficientes son adecuados para pequeñas cargas y medianas (hasta 3 Tn/m), pero no lo son los de la EF-96 (Artículo 6.3.6.3) que se asumían con la EH-91 por falta de otras referencias. A continuación, y dado que los cantos recomendados en la norma resultan inaplicables en forjados de viviendas, (donde el máximo que se podría tolerar es el de $30+5 = 35$ cm, y en casos excepcionales), se estudia la misma viga para canto 30, que en mi opinión debería ser el mínimo con la morfología actual de las estructuras de viviendas, teniendo la ventaja añadida de que cumple con la norma acústica sin más consideraciones.

Las variaciones de armado resultan bruscas, ya que la sensibilidad de la unidad utilizada (una barra de acero determinada, generalmente grande) es bastante grosera, pero desde luego, no hay linealidad entre las variaciones de secciones y los aumentos de armadura.

Del estudio de las tablas no se pueden concluir sistemas “manuales” de incremento de armado, dado que el problema es demasiado complejo y la realidad presenta muchas irregularidades en los estados de carga y en las relaciones entre las luces de los vanos, pero sí pueden servir para levantar un cierto grado de alerta ante este problema en determinadas zonas de amplias luces, especialmente en zunchos de un vano y voladizos.

↳6.- BIBLIOGRAFÍA:

- Normas EH-88, EH-91, EF-96, EHE-98, EUROCÓDIGO 2, FL-90,
- Curso de hormigón armado según EH-88, Luis Felipe Rodríguez Martín
- Cálculo de flechas de hormigón armado, J. Calavera
- Arquitectura sin fisuras: J. M^a Adell Argilés

Juan José Ibáñez Acedo

(INGENIERO INDUSTRIAL)

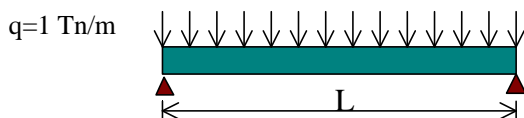
- ASOCIACIÓN DE CONSULTORES DE ESTRUCTURAS -

Sant Cugat del Vallès , a 28 de Septiembre del 2001



JÁCENAS ISOSTÁTICAS (Acero B-500S, Hormigón: HA-25/B/12/I)

Tomamos el caso de una barra de un vano con carga uniforme de 1 Tn/m (las flechas son proporcionales a las cargas), y la estudiamos para diversas luces. Armamos por esfuerzos y por esfuerzos más flecha. A continuación se indica el porcentaje de incremento de armadura traccionada (la inferior), entre ambos sistemas: %Δ(+).



En ocasiones es solamente la armadura de compresión la que aumenta, pero no se dan porcentajes (al pasar de nada a un mínimo de 2φ12), pero se señala con (*). Todas las secciones están por encima del momento límite, y ninguna necesita armadura de compresión por esfuerzos. Comenzamos siempre por el canto recomendado en EHE, Tabla 50.2.2.1, que es la misma del Eurocódigo, Tabla 4.14, pero ajustada a acero B-500. Consideramos la viga como elemento fuertemente armado, y el canto se obtendrá dividiendo la luz por 14, añadiendo recubrimiento y redondeando de 5 en 5 cm aproximadamente. Este canto se señala con asterisco (*), pero no siempre será conveniente por ser muy grande, por lo que estudiamos la solución con el canto 25+5=30. Las bases adoptadas son las que podrían ser razonables en cada caso. La flecha se expresa como el coeficiente que divide a la luz para obtenerla en su valor diferido. Si está entre paréntesis es que no cumple las recomendaciones de la norma actual (L/400 o 1 cm)

Geometría Barra			Cálculo por Esfuerzos			Cálculo Esfuerzos + Flecha			
Luz	Base(cm)	Canto(cm)	Us1	Us2	Flecha	Us1	Us2	Flecha	%Δ(+)
4	20	30*	3φ12	---	414	3φ12	---	414	---
4.5	30	35*	4φ10	---	1,076	4φ10	---	1,076	---
4.5	30	30	5φ10	---	(432)	5φ10	2φ12	478	*
5	30	35*	5φ10	---	553	5φ10	---	553	---
5	40	30	5φ12	---	(470)	5φ12	2φ12	514	*
5.5	30	40*	4φ12	---	713	4φ12	---	713	---
5.5	50	30	5φ12	---	(448)	4φ16	4φ12	577	42*
6	30	40*	5φ12	---	(473)	4φ16	2φ12	631	42*
6	60	30	5φ12	---	(411)	7φ16	4φ12	619	149*
6.5	30	45*	5φ12	---	(580)	4φ16	2φ12	720	42*
6.5	70	30	7φ12	---	(368)	8φ20	4φ12	698	217*
7	30	50*	5φ12	---	(672)	5φ12	2φ12	702	*
7	90	30	9φ12	---	(447)	10φ20	4φ12	736	209*

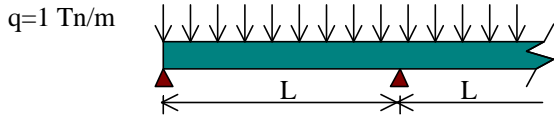
CONCLUSIONES: Los cantos recomendados funcionan bien para cargas pequeñas, pero son demasiado grandes (e inaplicables) a partir de 4 m. La EF-96 (Art. 6.3.6.3), permite cantos menores, pero necesitan un sobrearmado considerable. Se puede observar que a partir de 5 m la cuantía aumenta rápidamente con el canto habitual de 30 cm.

Si multiplicamos la carga por tres, los resultados se endurecen notablemente, e incluso los cantos recomendados comienzan a ser escasos. Se hace necesario un estudio individualizado.



VANO FINAL (Acero B-500S, Hormigón: HA-25/B/12/I)

Estudiamos un vano final de una barra continua siendo las dos últimas luces iguales, (o aproximadamente el segundo vano de luz variable en un 20% con respecto al primero). Armamos por esfuerzos y por esfuerzos más flecha. A continuación se indica el porcentaje de incremento de armadura traccionada (la inferior), entre ambos sistemas: %Δ(+).



Todas las secciones están por encima del momento límite, y ninguna necesita armadura de compresión por esfuerzos. Comenzamos siempre por el canto recomendado en EHE, Tabla 50.2.2.1, que es la misma

del Eurocódigo, Tabla 4.14, pero ajustada a acero B-500. Consideramos la viga como elemento fuertemente armado, y el canto se obtendrá dividiendo la luz por 18, añadiendo recubrimiento y redondeando de 5 en 5 cm aproximadamente. Este canto se señala con asterisco (*), pero no siempre será conveniente por ser muy grande, por lo que estudiamos la solución con el canto 25+5=30. Las bases adoptadas son las que podrían ser razonables en cada caso. La flecha se expresa como el coeficiente que divide a la luz para obtenerla en su valor diferido. Si está entre paréntesis es que no cumple las recomendaciones actuales: (L/400 o 1 cm)

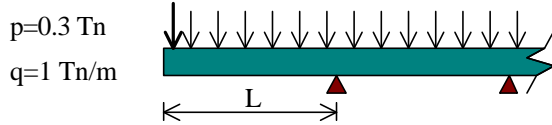
Geometría Barra			Cálculo por Esfuerzos			Cálculo Esfuerzos + Flecha			
Luz	Base(cm)	Canto(cm)	Us1	Us2	Flecha	Us1	Us2	Flecha	%Δ(+)
5	30	35*	3φ10	---	1,715	3φ10	---	1,715	---
5.5	30	35*	3φ10	---	2,713	3φ10	---	2,713	---
5.5	30	30	4φ10	---	861	4φ10	---	861	---
6	30	35*	4φ10	---	1,365	4φ10	---	1,365	---
6	30	30	5φ10	---	(517)	5φ12	---	611	44
6.5	30	35*	5φ10	---	784	5φ10	---	784	---
6.5	40	30	4φ12	---	(619)	5φ12	---	663	25
7	30	40*	5φ10	---	1,142	5φ10	---	1,142	---
7	45	30	5φ12	---	(538)	4φ20	---	773	122
7.5	35	40*	4φ12	---	1,110	4φ12	---	1,110	---
7.5	50	30	5φ12	---	(454)	6φ20	---	800	233

CONCLUSIONES: Los cantos recomendados funcionan bien para cargas pequeñas, pero son demasiado grandes (e inaplicables) a partir de 4 m. La EF-96 (Art. 6.3.6.3), permite cantos menores, pero necesitan un sobreamado considerable. Se puede observar que a partir de 5.50 m la cuantía aumenta con el canto habitual de 30 cm, pero menos acusadamente que con un vano.

Si multiplicamos la carga por tres, los resultados se endurecen aunque no tanto como con las isostáticas. En tramos interiores el funcionamiento es correcto hasta los 7 m, aunque sigue siendo necesario un estudio individualizado.

VOLADIZO CON PUNTUAL (Acero B-500S, Hormigón: HA-25/B/12/I)

Por último estudiamos un voladizo con una puntual a 10 cm del borde equivalente al 30% de la carga repartida. Como en los casos anteriores, armamos por esfuerzos y por esfuerzos más flecha. A continuación se indica el porcentaje de incremento de armadura traccionada (la superior), entre ambos sistemas: $\% \Delta(-)$.



Todas las secciones están por encima del momento límite, y ninguna necesita armadura de compresión por esfuerzos. Comenzamos siempre por el canto recomendado en EHE, Tabla 50.2.2.1, que es la misma del Eurocódigo, Tabla 4.14, pero ajustada a acero B-500. Consideramos la viga como elemento fuertemente armado, y el canto se obtendrá dividiendo la luz por 6, añadiendo recubrimiento y redondeando de 5 en 5 cm aproximadamente. Este canto se señala con asterisco (*), pero no siempre será conveniente por ser muy grande, por lo que estudiamos la solución con el canto $25+5=30$. Las bases adoptadas son las que podrían ser razonables en cada caso. La flecha se expresa como el coeficiente que divide a la luz para obtenerla en su valor diferido. Si está entre paréntesis es que no cumple las recomendaciones actuales: $(L/400$ o 1 cm)

Geometría Barra			Cálculo por Esfuerzos			Cálculo Esfuerzos + Flecha			
Luz	Base(cm)	Canto(cm)	Us1	Us2	Flecha	Us1	Us2	Flecha	$\% \Delta(-)$
1.7	25	30*	2 ϕ 16	2 ϕ 10	666	2 ϕ 16	2 ϕ 10	666	---
2	25	35*	2 ϕ 16	2 ϕ 10	659	2 ϕ 16	2 ϕ 10	659	---
2	25	30	2 ϕ 16	2 ϕ 10	(317)	2 ϕ 20	2 ϕ 10	441	56
2.3	25	40*	2 ϕ 16	3 ϕ 10	693	2 ϕ 16	3 ϕ 10	693	---
2.3	30	30	2 ϕ 20	3 ϕ 10	(310)	2 ϕ 25	3 ϕ 10	447	56
2.6	30	45*	2 ϕ 16	4 ϕ 10	1,139	2 ϕ 16	4 ϕ 10	1,139	---
2.6	40	30	3 ϕ 20	4 ϕ 10	(334)	3 ϕ 25	4 ϕ 10	478	56
2.9	30	50*	2 ϕ 20	3 ϕ 12	1,295	2 ϕ 20	3 ϕ 12	1,295	---
2.9	50	30	3 ϕ 20	4 ϕ 10	(256)	4 ϕ 25	4 ϕ 10	454	108

CONCLUSIONES: Se pueden extraer parecidas conclusiones que en los casos antedichos. Los cantos recomendados funcionan bien para cargas pequeñas, pero en la mayoría de los casos resultan inaplicables para las posibilidades actuales, por lo que será preciso recurrir al sobreamado.

Si multiplicamos la carga por tres, ya necesitaríamos un 56% más de armadura para el voladizo de 1.70 m. En los cálculos se ha considerado el aporte de la armadura inferior del voladizo (armadura de montaje). Como en los casos anteriores, sigue siendo necesario un estudio individualizado.

JÁCENAS ISOSTÁTICAS (Acero B-500S, Hormigón: HA-25/B/12/I)

Tomamos el caso de una barra de un vano con carga uniforme de 1 Tn/m (las flechas son proporcionales a las cargas), y la estudiamos para diversas luces. Armamos por esfuerzos y por esfuerzos más flecha. A continuación se indica el porcentaje de incremento de armadura traccionada (la inferior), entre ambos sistemas: $\% \Delta(+)$.



En ocasiones es solamente la armadura de compresión la que aumenta, pero no se dan porcentajes (al pasar de nada a un mínimo de $2\phi 12$), pero se señala con (*). Todas las secciones están por encima del momento límite, y ninguna necesita armadura de compresión por esfuerzos. Comenzamos siempre por el canto recomendado en EHE, Tabla 50.2.2.1, que es la misma del Eurocódigo, Tabla 4.14, pero ajustada a acero B-500. Consideramos la viga como elemento fuertemente armado, y el canto se obtendrá dividiendo la luz por 14, añadiendo recubrimiento y redondeando de 5 en 5 cm aproximadamente. Este canto se señala con asterisco (*), pero no siempre será conveniente por ser muy grande, por lo que estudiamos la solución con el canto $25+5=30$. Las bases adoptadas son las que podrían ser razonables en cada caso. La flecha se expresa como el coeficiente que divide a la luz para obtenerla en su valor diferido. Si está entre paréntesis es que no cumple las recomendaciones de la norma actual ($L/400$ o 1 cm)

Geometría Barra			Cálculo por Esfuerzos			Cálculo Esfuerzos + Flecha			
Luz	Base(cm)	Canto(cm)	Us1	Us2	Flecha	Us1	Us2	Flecha	%Δ(+)
4	20	30*	3φ12	---	414	3φ12	---	414	---
4.5	30	35*	4φ10	---	1,076	4φ10	---	1,076	---
4.5	30	30	5φ10	---	(432)	5φ10	2φ12	478	*
5	30	35*	5φ10	---	553	5φ10	---	553	---
5	40	30	5φ12	---	(470)	5φ12	2φ12	514	*
5.5	30	40*	4φ12	---	713	4φ12	---	713	---
5.5	50	30	5φ12	---	(448)	4φ16	4φ12	577	42*
6	30	40*	5φ12	---	(473)	4φ16	2φ12	631	42*
6	60	30	5φ12	---	(411)	7φ16	4φ12	619	149*
6.5	30	45*	5φ12	---	(580)	4φ16	2φ12	720	42*
6.5	70	30	7φ12	---	(368)	8φ20	4φ12	698	217*
7	30	50*	5φ12	---	(672)	5φ12	2φ12	702	*
7	90	30	9φ12	---	(447)	10φ20	4φ12	736	209*

CONCLUSIONES: Los cantos recomendados funcionan bien para cargas pequeñas, pero son demasiado grandes (e inaplicables) a partir de 4 m. La EF-96 (Art. 6.3.6.3), permite cantos menores, pero necesitan un sobrearmado considerable. Se puede observar que a partir de 5 m la cuantía aumenta rápidamente con el canto habitual de 30 cm.

Si multiplicamos la carga por tres, los resultados se endurecen notablemente, e incluso los cantos recomendados comienzan a ser escasos. Se hace necesario un estudio individualizado.

**VANO FINAL (Acero B-500S, Hormigón: HA-25/B/12/I)**

Estudiamos un vano final de una barra continua siendo las dos últimas luces iguales, (o aproximadamente el segundo vano de luz variable en un 20% con respecto al primero). Armamos por esfuerzos y por esfuerzos más flecha. A continuación se indica el porcentaje de incremento de armadura traccionada (la inferior), entre ambos sistemas: $\% \Delta(+)$.

Todas las secciones están por encima del momento límite, y ninguna necesita armadura de compresión por esfuerzos. Comenzamos siempre por el canto recomendado en EHE, Tabla 50.2.2.1, que es la misma del Eurocódigo, Tabla 4.14, pero ajustada a acero B-500. Consideramos la viga como elemento fuertemente armado, y el canto se obtendrá dividiendo la luz por 18, añadiendo recubrimiento y redondeando de 5 en 5 cm aproximadamente. Este canto se señala con asterisco (*), pero no siempre será conveniente por ser muy grande, por lo que estudiamos la solución con el canto $25+5=30$. Las bases adoptadas son las que podrían ser razonables en cada caso. La flecha se expresa como el coeficiente que divide a la luz para obtenerla en su valor diferido. Si está entre paréntesis es que no cumple las recomendaciones actuales: (L/400 o 1 cm)

Geometría Barra			Cálculo por Esfuerzos			Cálculo Esfuerzos + Flecha			
Luz	Base(cm)	Canto(cm)	Us1	Us2	Flecha	Us1	Us2	Flecha	$\% \Delta(+)$
5	30	35*	3 ϕ 10	---	1,715	3 ϕ 10	---	1,715	---
5.5	30	35*	3 ϕ 10	---	2,713	3 ϕ 10	---	2,713	---
5.5	30	30	4 ϕ 10	---	861	4 ϕ 10	---	861	---
6	30	35*	4 ϕ 10	---	1,365	4 ϕ 10	---	1,365	---
6	30	30	5 ϕ 10	---	(517)	5 ϕ 12	---	611	44
6.5	30	35*	5 ϕ 10	---	784	5 ϕ 10	---	784	---
6.5	40	30	4 ϕ 12	---	(619)	5 ϕ 12	---	663	25
7	30	40*	5 ϕ 10	---	1,142	5 ϕ 10	---	1,142	---
7	45	30	5 ϕ 12	---	(538)	4 ϕ 20	---	773	122
7.5	35	40*	4 ϕ 12	---	1,110	4 ϕ 12	---	1,110	---
7.5	50	30	5 ϕ 12	---	(454)	6 ϕ 20	---	800	233

CONCLUSIONES: Los cantos recomendados funcionan bien para cargas pequeñas, pero son demasiado grandes (e inaplicables) a partir de 4 m. La EF-96 (Art. 6.3.6.3), permite cantos menores, pero necesitan un sobrearmado considerable. Se puede observar que a partir de 5.50 m la cuantía aumenta con el canto habitual de 30 cm, pero menos acusadamente que con un vano.

Si multiplicamos la carga por tres, los resultados se endurecen aunque no tanto como con las isostáticas. En tramos interiores el funcionamiento es correcto hasta los 7 m, aunque sigue siendo necesario un estudio individualizado.

**VOLADIZO CON PUNTUAL (Acero B-500S, Hormigón: HA-25/B/12/I)**

Por último estudiamos un voladizo con una puntual a 10 cm del borde equivalente al 30% de la carga repartida. Como en los casos anteriores, armamos por esfuerzos y por esfuerzos más flecha. A continuación se indica el porcentaje de incremento de armadura traccionada (la superior), entre ambos sistemas: $\% \Delta(-)$.

Todas las secciones están por encima del momento límite, y ninguna necesita armadura de compresión por esfuerzos. Comenzamos siempre por el canto recomendado en EHE, Tabla 50.2.2.1, que es la misma del Eurocódigo, Tabla 4.14, pero ajustada a acero B-500. Consideramos la viga como elemento fuertemente armado, y el canto se obtendrá dividiendo la luz por 6, añadiendo recubrimiento y redondeando de 5 en 5 cm aproximadamente. Este canto se señala con asterisco (*), pero no siempre será conveniente por ser muy grande, por lo que estudiamos la solución con el canto $25+5=30$. Las bases adoptadas son las que podrían ser razonables en cada caso. La flecha se expresa como el coeficiente que divide a la luz para obtenerla en su valor diferido. Si está entre paréntesis es que no cumple las recomendaciones actuales: (L/400 o 1 cm)

Geometría Barra			Cálculo por Esfuerzos			Cálculo Esfuerzos + Flecha			
Luz	Base(cm)	Canto(cm)	Us1	Us2	Flecha	Us1	Us2	Flecha	$\% \Delta(-)$
1.7	25	30*	2 ϕ 16	2 ϕ 10	666	2 ϕ 16	2 ϕ 10	666	---
2	25	35*	2 ϕ 16	2 ϕ 10	659	2 ϕ 16	2 ϕ 10	659	---
2	25	30	2 ϕ 16	2 ϕ 10	(317)	2 ϕ 20	2 ϕ 10	441	56
2.3	25	40*	2 ϕ 16	3 ϕ 10	693	2 ϕ 16	3 ϕ 10	693	---
2.3	30	30	2 ϕ 20	3 ϕ 10	(310)	2 ϕ 25	3 ϕ 10	447	56
2.6	30	45*	2 ϕ 16	4 ϕ 10	1,139	2 ϕ 16	4 ϕ 10	1,139	---
2.6	40	30	3 ϕ 20	4 ϕ 10	(334)	3 ϕ 25	4 ϕ 10	478	56
2.9	30	50*	2 ϕ 20	3 ϕ 12	1,295	2 ϕ 20	3 ϕ 12	1,295	---
2.9	50	30	3 ϕ 20	4 ϕ 10	(256)	4 ϕ 25	4 ϕ 10	454	108

CONCLUSIONES: Se pueden extraer parecidas conclusiones que en los casos antedichos. Los cantos recomendados funcionan bien para cargas pequeñas, pero en la mayoría de los casos resultan inaplicables para las posibilidades actuales, por lo que será preciso recurrir al sobreamado.

Si multiplicamos la carga por tres, ya necesitaríamos un 56% más de armadura para el voladizo de 1.70 m. En los cálculos se ha considerado el aporte de la armadura inferior del voladizo (armadura de montaje). Como en los casos anteriores, sigue siendo necesario un estudio individualizado.